

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

# MÉTHODE DE MODÉLISATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS EN BÉTON ARMÉ

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Alexandre GIRARD

Jury : Frédéric LÉGERON (directeur)  
Nathalie ROY (co-directrice)  
Charles-Philippe LAMARCHE  
Dominique LEFEBVRE



# RÉSUMÉ

Les codes de conception des ponts sont en mode de transition vers la conception basée sur la performance (CBP) et il n'est pas encore clair comment les critères de conception peuvent répondre aux différents critères de performance pour différentes classes de ponts. Dans ce projet, une approche locale est utilisée pour prédire la performance locale des piles de ponts en béton armé soumises à des charges sismiques. La performance locale est liée à la résistance résiduelle (exigence fonctionnelle) et au besoin de réparations postséisme (réparabilité et coûts de cycle de vie). La performance locale d'une pile de pont est liée à l'ouverture des fissures, au taux de renforcement, au flambement et à la rupture des barres longitudinales, et aux dommages irréversibles en compression du béton. Le document présente une technique de modélisation qui prédit la performance locale des piles. Le modèle du béton tient compte du confinement, du raidissement en traction et du comportement cyclique du béton à l'aide des équations du modèle de Laborderie (1991), un modèle basé sur la mécanique d'endommagement. Le modèle inclut les effets du flambement en considérant les barres longitudinales comme éléments individuels dans la région de la rotule plastique. Le flambement est modélisé en introduisant une excentricité initiale représentant l'expansion du béton en compression. Les modèles de comportement des matériaux ont été introduits au logiciel Opensees. Des outils spécifiques de post-traitement permettent d'évaluer la performance locale d'une pile de pont soumis à un tremblement de terre. La technique de modélisation est utilisée pour prédire le comportement de plusieurs piles de ponts testés en compression et flexion cyclique (tests pseudostatistiques) par Lehman et al. (2000) et Calderone et al. (2001) et peut être utilisée pour des piles testées de manière pseudodynamique pour simuler un véritable tremblement de terre. Les prédictions sont proches des valeurs expérimentales au niveau global (diagrammes d'enveloppe force-déplacement et le comportement hystérétique). En ce qui concerne la prédiction de la performance à un niveau local, le modèle prédit bien les déformations locales et les états limites pour des ductilités en déplacement allant jusqu'à 3. Pour des ductilités en déplacement supérieures à 3, le flambement et la rupture des barres sont bien prédits pour 50% des piliers. D'autres piliers devraient être testés afin de valider et d'améliorer la méthode de prédiction de ces états limites. La méthode peut être utilisée pour déterminer et valider les critères de conception par rapport aux critères de performance dans une optique de conception performancielle des piliers de ponts en béton armé.

**Mots-clés :** Performance, Piliers, Ponts, Béton armé, Modélisation



# REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord mes deux directeurs de maîtrise, Frédéric Légeron et Nathalie Roy d'une part de m'avoir offert ce beau projet de recherche et d'autre part de leur aide et leur soutien tout au long de mon parcours de recherche. Je remercie également mes collègues de baccalauréat et de maîtrise Michael Jean et Charles St-Martin pour leur apport à ce projet tant sur le plan technique que sur le plan moral, notamment à travers mille et une discussions sur la modélisation et sur la convergence des modèles numériques dans Opensees. De plus, j'aimerais remercier Maxime Pinard, qui s'est basé sur mon modèle pour ses travaux de recherche et qui a beaucoup contribué à ce projet. Finalement, merci à mes parents, Guy et Francine ainsi qu'à ma conjointe Violeta pour leur soutien moral durant ces quatre années (incluant un petit détour sur le marché du travail).



# TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1	Le Design basé sur la performance . . . . .	1
1.1.1	Le Design basé sur la performance selon la norme CSA-S6 . . . . .	1
1.2	La problématique . . . . .	3
1.3	Modélisation . . . . .	3
1.3.1	Modélisation micro . . . . .	3
1.3.2	Modélisation macro . . . . .	3
1.3.3	Modélisation méso . . . . .	4
1.3.4	Approche retenue . . . . .	4
<b>2</b>	<b>COMPORTEMENT DES PILIERS DE PONTS</b>	<b>5</b>
2.1	États limites d'un pilier de pont . . . . .	5
2.1.1	Rotule plastique . . . . .	6
2.1.2	Fissuration du béton . . . . .	6
2.1.3	Plastification de l'armature d'acier . . . . .	8
2.1.4	Éclatement du recouvrement de béton . . . . .	8
2.1.5	Flambement et rupture des barres longitudinales . . . . .	9
2.1.6	Rupture en cisaillement . . . . .	9
2.2	Paramètres influençant le comportement des piliers de ponts . . . . .	10
2.2.1	Rapport d'élançement . . . . .	10
2.2.2	Recouvrement de béton . . . . .	10
2.2.3	Taux d'armature longitudinale . . . . .	10
2.2.4	Armature transversale . . . . .	11
2.2.5	Propriétés mécaniques des matériaux . . . . .	11
2.2.6	Chargement . . . . .	12
2.2.7	Longueur de la rotule plastique . . . . .	12
<b>3</b>	<b>MODÉLISATION</b>	<b>13</b>
3.1	Béton . . . . .	13
3.1.1	Équation de LaBorderie . . . . .	14
3.1.2	Courbes d'évolution (Courbes enveloppes) . . . . .	15
3.1.3	Aspect cyclique du béton . . . . .	19
3.2	Comportement cyclique de l'acier . . . . .	20
3.3	Rupture en cisaillement . . . . .	22
3.3.1	Prédiction du mode de rupture . . . . .	24
3.4	Déformation en Cisaillement . . . . .	25
3.5	Lois de comportement utilisées . . . . .	25
<b>4</b>	<b>OUVERTURES DES FISSURES</b>	<b>27</b>
4.1	Comparaison des modèles prédisant l'ouverture des fissures . . . . .	28

<b>5</b>	<b>GLISSEMENT DES BARRES LONGITUDINALES</b>	<b>39</b>
5.1	Mécanique du glissement des barres . . . . .	39
5.2	Évaluation des modèles de glissement des barres . . . . .	40
5.3	Glissement à l'interface pilier-fondation . . . . .	43
<b>6</b>	<b>FLAMBEMENT DES BARRES LONGITUDINALES</b>	<b>45</b>
6.1	Modèles de flambement des barres longitudinales . . . . .	45
6.2	Chargement monotone . . . . .	47
6.3	Chargement cyclique . . . . .	48
6.4	Modélisation du flambement avec excentricité initiale . . . . .	50
6.4.1	Déformation initiale . . . . .	50
6.4.2	Excentricité initiale . . . . .	52
6.4.3	Comparaison avec résultats expérimentaux . . . . .	54
6.4.4	Représentation de l'expansion du béton . . . . .	56
<b>7</b>	<b>MODÉLISATION D'UN PILIER DE PONT</b>	<b>59</b>
7.1	Modélisation numérique . . . . .	60
7.1.1	Prédiction de la largeur des fissures . . . . .	60
7.1.2	Endommagement du béton . . . . .	60
7.1.3	Glissement des barres longitudinales . . . . .	61
7.1.4	Prédiction du flambement . . . . .	62
7.1.5	Prédiction de la rupture des étriers et des barres longitudinales . . . . .	63
7.2	Longueur de la rotule plastique . . . . .	63
<b>8</b>	<b>LOCALISATION DES DÉFORMATIONS</b>	<b>65</b>
<b>9</b>	<b>COMPARAISON AVEC RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX</b>	<b>71</b>
9.1	Prédiction de la réponse des piliers . . . . .	72
9.1.1	Réponse globale . . . . .	72
9.1.2	Mode de rupture . . . . .	79
9.2	Prédiction des états limites . . . . .	84
9.3	Mesures locales . . . . .	87
<b>10</b>	<b>CONCLUSION</b>	<b>93</b>
	<b>LISTE DES RÉFÉRENCES</b>	<b>95</b>

# LISTE DES FIGURES

2.1	Comportement des piliers de ponts sous charge sismique (Sheikh et Légeron, 2010) . . . . .	5
2.2	Fissuration d'un pilier de pont (Lehman et Moehle, 2000) . . . . .	7
2.3	Éclatement du recouvrement de béton (Lehman et al. 2004) . . . . .	8
2.4	Flambement de barres longitudinales (Lehman et Moehle, 2000) . . . . .	9
3.1	Courbe contrainte-déformation du béton . . . . .	16
3.2	Calibration du modèle de LaBorderie . . . . .	18
3.3	Comportement cyclique du béton en compression (Légeron, 1998) . . . . .	19
3.4	Réponse cyclique unidirectionnelle du béton . . . . .	20
3.5	Courbe cyclique de l'acier . . . . .	21
3.6	Détermination du paramètre gamma (Calvi et al., 2005) . . . . .	24
3.7	Détermination du mode de rupture . . . . .	24
4.1	Déformation dans le béton et dans l'acier lors de la fissuration (CEB-FIT model, 1990) . . . . .	27
4.2	Comparaison avec échantillon Clark-6-7-3-1 [Clark, 1956] . . . . .	30
4.3	Comparaison avec échantillon Clark-6-9-3-1 [Clark, 1956] . . . . .	30
4.4	Comparaison avec échantillon Clark-6-12-3-2 [Clark, 1956] . . . . .	31
4.5	Comparaison avec échantillon Clark-23-6-9-1 [Clark, 1956] . . . . .	31
4.6	Comparaison avec échantillon Clark-23-6-10-1 [Clark, 1956] . . . . .	32
4.7	Comparaison avec échantillon Clark-23-6-11-2 [Clark, 1956] . . . . .	32
4.8	Comparaison avec échantillon Makhoulouf et Malhas - G1 [Makhoulouf et Malhas, 1996] . . . . .	33
4.9	Comparaison avec échantillon Makhoulouf et Malhas - G2 [Makhoulouf et Malhas, 1996] . . . . .	33
4.10	Comparaison avec échantillon Makhoulouf et Malhas - G3 [Makhoulouf et Malhas, 1996] . . . . .	34
4.11	Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 03 [Oh et Kang, 1987] . . . . .	34
4.12	Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 04 [Oh et Kang, 1987] . . . . .	35
4.13	Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 05 [Oh et Kang, 1987] . . . . .	35
5.1	Schématisation du glissement des barres par séparation du béton ([Harajli, 2006]) . . . . .	39
5.2	Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B2WS6 . . . . .	41
5.3	Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B3WS6 . . . . .	42
5.4	Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B20S10 . . . . .	42
5.5	Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B25S10 . . . . .	43
5.6	Modélisation de l'arrachement des barres ancrées à la fondation . . . . .	44
6.1	Équilibre des forces pour une barre en flambement (Gomes et Appleton, 1997) . . . . .	45

6.2	Modèle de flambement des barres d'armature ; a) Courbe bilinéaire de l'acier ; b) flambement en négligeant la charge axiale ; c) flambement en considérant l'effet de la charge axiale (Gomes et Appleton, 1997) . . . . .	46
6.3	Modèle de flambement des barres d'armature (Dhakal et Maekawa, 2002) . . . . .	46
6.4	Comparaison avec résultats expérimentaux (Chargement unidirectionnel en compression) . . . . .	47
6.5	Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $\ell/d=5$ ) avec résultats expérimentaux cycliques . . . . .	49
6.6	Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $\ell/d=8$ ) avec résultats expérimentaux cycliques . . . . .	49
6.7	Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $\ell/d=11$ ) avec résultats expérimentaux cycliques . . . . .	50
6.8	Déformation initiale . . . . .	51
6.9	Influence de la déformation initiale (Chargement initial en tension . . . . .	51
6.10	Influence de la déformation initiale (chargement initial en compression) . . . . .	52
6.11	Influence de l'excentricité initiale . . . . .	53
6.12	Influence de l'excentricité initiale . . . . .	53
6.13	Résultats de la modélisation avec Opensees, $\ell/d=5$ . . . . .	54
6.14	Résultats de la modélisation avec Opensees, $\ell/d=8$ . . . . .	55
6.15	Résultats de la modélisation avec Opensees, $\ell/d=11$ . . . . .	55
6.16	Force équivalente d'expansion du béton . . . . .	56
6.17	Force équivalente d'expansion du béton . . . . .	57
6.18	Force équivalente d'expansion du béton . . . . .	57
6.19	Force équivalente d'expansion du béton . . . . .	58
7.1	Schéma de la modélisation . . . . .	59
7.2	Schéma de la modélisation dans la rotule plastique . . . . .	60
7.3	Modélisation du glissement des barres . . . . .	61
7.4	Effet du béton confiné . . . . .	62
8.1	Réponse globale sans l'ajustement de la courbe uniaxiale du béton . . . . .	65
8.2	Courbe contrainte-déplacement sans ajustement de la courbe unidirectionnelle du béton . . . . .	66
8.3	Courbe contrainte-déformation avec ajustement de la courbe uniaxiale de béton . . . . .	67
8.4	Courbe contrainte-déplacement avec ajustement de la courbe uniaxiale de béton . . . . .	68
8.5	Réponse globale avec l'ajustement de la courbe unidirectionnelle du béton . . . . .	69
9.1	Pilier Lehman 407 . . . . .	74
9.2	Pilier Lehman 415 . . . . .	74
9.3	Pilier Lehman 430 . . . . .	75
9.4	Pilier Lehman 415P . . . . .	75
9.5	Pilier Lehman 415S . . . . .	76
9.6	Pilier Lehman 815 . . . . .	76
9.7	Pilier Lehman 1015 . . . . .	77

9.8	Pilier Calderone 328 . . . . .	77
9.9	Pilier Calderone 828 . . . . .	78
9.10	Pilier Calderone 1028 . . . . .	78
9.11	Mode de rupture - Pilier Lehman 407 . . . . .	79
9.12	Mode de rupture - Pilier Lehman 415 . . . . .	80
9.13	Mode de rupture - Pilier Lehman 415P . . . . .	80
9.14	Mode de rupture - Pilier Lehman 415S . . . . .	81
9.15	Mode de rupture - Pilier Lehman 430 . . . . .	81
9.16	Mode de rupture - Pilier Lehman 815 . . . . .	82
9.17	Mode de rupture - Pilier Lehman 1015 . . . . .	82
9.18	Mode de rupture - Pilier Calderone 328 . . . . .	83
9.19	Mode de rupture - Pilier Calderone 828 . . . . .	83
9.20	Mode de rupture - Pilier Calderone 1028 . . . . .	84
9.21	Comparaison des mesures d'ouverture de fissure . . . . .	89
9.22	Comparaison des mesures de déformation en tension . . . . .	90
9.23	Comparaison des mesures de déformation en tension . . . . .	90



# LISTE DES TABLEAUX

1.1	Critères de performance -[CAN/CSA-S6-14, 2014]	2
3.1	Modèles pour le comportement unidirectionnel en compression du béton confiné	17
3.2	Modèles du comportement cyclique de l'acier	22
3.3	Modèles de cisaillement pour le béton	23
3.4	Lois de comportement utilisées dans la modélisation	25
4.1	Modèles prédisant l'ouverture des fissures	28
4.2	Mesure de l'ouverture des fissures	36
5.1	Modèles représentant le glissement des barres chevauchées	40
6.1	Modèles de flambement des barres longitudinales	47
9.1	Prédiction des états limites	87
9.2	Mesures locales	88



# LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
$A_{1,2}$	Paramètres contrôlant la courbe d'évolution du béton en tension et compression
$A_c$	Aire effective de béton influençant l'ouverture des fissures
$A_G$	Aire brute de la section en béton armé
$A_v$	Aire applicable en cisaillement
$B_{1,2}$	Paramètres contrôlant la courbe d'évolution du béton en tension et compression
$b_w$	Largeur de la section de béton armé
D	Diamètre du pilier de pont
d	Diamètre du pilier, diamètre de la barre d'armature
$D_{1,2}$	Variables d'endommagement du béton en tension et en compression
$E$	Module d'élasticité du béton, Module d'élasticité de l'acier
$E_0$	Module d'élasticité du béton, Module d'élasticité de l'acier
$f_c$	Contrainte en compression dans le béton
$f_{cc}$	Contrainte en compression dans le béton confiné
$F_{exp}$	Force représentant l'expansion du béton
$f_y$	Limite élastique des barres d'armature
$f_{yh}$	Limite élastique des armatures de confinement
$F(\sigma)$	Fonction de refermeture des fissures dans le béton
$f'_c$	Résistance du béton en compression
$f'_{cc}$	Résistance du béton confiné en compression
$f'_{le}$	Contrainte de confinement dans le béton au pic
$f'_t$	Résistance du béton en tension
G	Module de cisaillement
$G_f^c$	Énergie de rupture du béton
h	Hauteur de la section du pilier, hauteur d'un élément de modélisation
$I'_e$	Indice de confinement du béton
k	Paramètre reliant la ductilité à la résistance en cisaillement d'un pilier de pont, facteur de forme
L	Longueur du pilier de pont, longueur non supportée des barres d'armature
P	Charge axiale
V	Force de cisaillement
$V_C$	Contribution du béton dans la résistance en cisaillement d'un pilier en béton armé
$V_n$	Résistance en cisaillement du pilier
$V_P$	Contribution de la charge axiale dans la résistance en cisaillement d'un pilier en béton armé
$V_r$	Résistance en cisaillement d'un pilier en béton armé
$V_S$	Contribution de l'acier dans la résistance en cisaillement d'un pilier en béton armé
x	Longueur de la zone comprimée d'une section en béton armé sollicitée en flexion
$Y_{01,02}$	Paramètres contrôlant la courbe d'évolution du béton en tension et compression
$Y_{1,2}$	Variables de restitution de la raideur du béton en tension et en compression

<b>Symbole</b>	<b>Définition</b>
$\alpha$	Paramètre reliant le ratio L/D à la résistance en cisaillement d'un pilier de pont
$\beta$	Paramètre reliant le taux de renforcement à la résistance en cisaillement d'un pilier de pont
$\beta_{1,2}$	Constantes de déchargement en tension et compression contrôlant l'aspect cyclique du béton
$\gamma$	Paramètre reliant la ductilité à la résistance en cisaillement d'un pilier pont
$\Delta$	Déplacement
$\Delta_{in}$	Déplacement inélastique
$\varepsilon_a$	Déformation ultime en tension dans le béton
$\varepsilon_c$	Déformation en compression dans le béton
$\varepsilon_{cc}$	Déformation en compression dans le béton confiné
$\varepsilon_{cc50}$	Déformation dans le béton pour une contrainte post-pic correspondant à 50% de $f'_{cc}$
$\varepsilon_{in}$	Déformation inélastique dans le béton
$\varepsilon_s$	Déformation dans l'acier
$\varepsilon_u$	Déformation ultime
$\varepsilon'_c$	Déformation au pic dans le béton
$\varepsilon'_{cc}$	Déformation au pic dans le béton confiné
$\theta_{in}$	Rotation inélastique
$l$	Longueur du pilier
$l_P$	Longueur de la rotule plastique
$\mu$	Ductilité du pilier
$\rho_l$	Taux de renforcement longitudinal
$\sigma$	Contrainte en compression dans le béton
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier
$\sigma_u$	Contrainte correspondant à $\varepsilon_u$
$\sigma^+$	Contrainte en tension dans le béton
$\sigma^-$	Contrainte en compression dans le béton
$\phi$	Diamètre des barres longitudinales
$\omega$	Ouverture moyenne des fissures
$\omega_{max}$	Ouverture maximale des fissures

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

### 1.1 Le Design basé sur la performance

Les tremblements de terre possèdent un très grand potentiel destructeur. Les dommages subits par les structures lors des tremblements de terre récents l'ont démontré. Certaines structures, notamment les ponts, sont particulièrement vulnérables et peuvent subir des dommages importants lors de séismes majeurs. Les normes de dimensionnement des ponts assurent la sécurité des ponts en basant leur design sur une combinaison de résistance aux efforts sismiques et d'une capacité de déformation postélastique (ductilité) adéquate. L'objectif de cette méthode est de s'assurer de la sécurité des usagers. Les récents tremblements de terre ont montré que les pertes économiques reliées à la fermeture des ponts à la suite de séismes surpassent souvent les coûts des dommages eux-mêmes, particulièrement pour les ponts de haute importance. Un moyen pour éviter ce genre de problème serait de baser le design des piliers de ponts sur la performance. Ce type de design permettrait non seulement de limiter les dommages subits par les ponts de haute importance, mais éviterait aussi le surdimensionnement des ponts de moyenne et faible importance. Ceci apporterait des économies sur les coûts de dimensionnement et sur les coûts postséisme.

#### 1.1.1 Le Design basé sur la performance selon la norme CSA-S6

Dans sa version actuelle, la norme canadienne de conception des ponts et ouvrages d'art [CAN/CSA-S6-06, 2006] définit les critères de performance de manière générale en termes de niveau d'endommagement face à un séisme majeur et considère qu'un endommagement modéré pour les ponts de haute importance et un endommagement sévère pour les autres types de ponts correspondent à un niveau de performance acceptable. Pour la version [CAN/CSA-S6-14, 2014] prochainement en vigueur, trois niveaux de performance sont proposés et ceux-ci sont tributaires du niveau d'importance du pont : ponts de haute importance, ponts de routes majeures et autres ponts. À ces niveaux de performance, on associe différents critères de performance pour différents séismes de référence. Les critères de performances sont associés à des niveaux d'endommagement : endommagement minimal, endommagement modéré réparable, endommagement sévère et remplacement probable.

Le Tableau 1.1 présente les états limites associés aux critères de performance pour les structures en béton armé, tels que présentés par la norme [CAN/CSA-S6-14, 2014].

Tableau 1.1 Critères de performance -[CAN/CSA-S6-14, 2014]

<b>Service</b>	<b>Endommagement</b>
<p><b>Pleinement opérationnel</b></p> <p>Le pont est pleinement opérationnel pour la circulation normale et les réparations ne causent pas d'interruption de service.</p>	<p><b>Endommagement minimal</b></p> <p>Général : Les déplacements du pont restent dans le domaine élastique.</p> <p>Béton : Les déformations en compression du béton ne dépassent pas 0,004.</p>
<p><b>Service limité</b></p> <p>Le pont doit être ouvert à la circulation des véhicules d'urgence et les réparations ne doivent pas nécessiter la fermeture complète du pont.</p>	<p><b>Endommagement modéré</b></p> <p>Général : Des déformations inélastiques sont permises et un endommagement modéré est anticipé. Par contre, les éléments primaires de la structure doivent être réparables sur place.</p> <p>Structures en béton : Les déformations en compression dans le béton ne doivent pas dépasser 0,006 et les déformations en tension dans l'acier ne doivent pas dépasser 0,01.</p>
<p><b>Service restrictif</b></p> <p>Le pont doit être utilisable par les véhicules d'urgence, les réparations peuvent demander la fermeture complète du pont.</p>	<p><b>Endommagement sévère</b></p> <p>Général : Des déformations inélastiques ainsi qu'un endommagement visible sévère sont anticipés.</p> <p>Structures en béton : La perte du recouvrement de béton est anticipée, mais le béton confiné ne doit pas atteindre la rupture. Les barres longitudinales ne doivent pas flamber</p>

## 1.2 La problématique

Dans la conception performancielle, les piliers de ponts en béton armé sont conçus afin d'atteindre certains objectifs de performance. La performance d'un pilier de pont, bien qu'étant un terme abstrait, peut être définie comme étant la capacité à limiter son état d'endommagement face à une certaine demande sismique. Les états d'endommagement qui caractérisent la performance sont appelés états limites. Ainsi, un pilier ayant un niveau de performance élevé à un certain événement sismique, subira des dommages mineurs, demandera peu ou pas de réparation et restera pleinement opérationnel après le séisme. La problématique réside dans le fait que les critères de dimensionnement actuels n'assurent pas l'atteinte des objectifs de performance. L'objectif du présent travail est de développer une approche de modélisation permettant d'évaluer la performance des piliers de ponts afin de mieux définir les critères de performance proposés dans les normes de dimensionnement des ponts, notamment ceux présentés dans la norme canadienne [CAN/CSA-S6-14, 2014](Tableau 1.1).

## 1.3 Modélisation

L'évaluation de la performance des piliers de ponts demande une grande quantité de données expérimentales, ce qui demande beaucoup de ressources (argent, personnel et temps). Le développement d'un outil de modélisation permettra d'obtenir des informations sur le comportement de piles de ponts. Pour se faire, trois types de modélisation sont possibles, chacune ayant ses avantages, ses inconvénients et ses limites.

### 1.3.1 Modélisation micro

Dans une modélisation microscopique (micro), la structure est divisée en très petits éléments. Dans ce type de modélisation, il y a beaucoup de degrés de liberté modélisés et il n'y a pratiquement pas d'hypothèses simplificatrices. Ceci permet de représenter de façon précise tous les phénomènes locaux. Mais cela requiert un temps de calcul élevé, ce qui n'est pas avantageux dans une optique de prédiction de performance sismique. Cette méthode de modélisation n'est pas beaucoup utilisée pour le calcul dynamique des structures.

### 1.3.2 Modélisation macro

Ce type de modélisation est le plus simple et le moins coûteux en temps de calcul. La structure est modélisée avec un seul élément entre chaque point de connexion de la structure.

Dans ce type de modélisation, les degrés de liberté sont limités et les lois de comportement des matériaux n'interviennent pas directement, mais sont intégrées dans une loi de comportement de l'élément. Seule la réponse globale est obtenue avec la modélisation macro, elle est calculée en faisant la relation entre les déplacements nodaux et les forces et moments aux noeuds.

### 1.3.3 Modélisation méso

La modélisation méso est un hybride des modélisations micro et macro. La structure est modélisée de façon fine, mais l'utilisation d'hypothèse simplificatrice sur le comportement permet de limiter le nombre de degrés de liberté. Par exemple, les poutres multifibres intègrent des lois de comportement des matériaux afin de déterminer la réponse de la structure. Pour ce type de modélisation, on associe une loi de comportement à chaque fibre et la réponse est déterminée en effectuant l'équilibre des forces de la section. Les hypothèses simplificatrices sont celles de la théorie des poutres (hypothèse de Navier-Bernoulli). Ceci permet de diminuer considérablement le temps de calcul, tout en intégrant directement certains phénomènes locaux qui peuvent à leur tour être observés.

### 1.3.4 Approche retenue

Pour ce projet, l'approche utilisée est celle de la modélisation méso, elle permet non seulement de modéliser la réponse globale des piliers de ponts, mais aussi de bien représenter les différents phénomènes locaux qui surviennent lors de chargements sismiques, tout en limitant le temps de calcul ce qui permet de supposer une application en conception parasismique performancielle. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel Opensees ([University of Berkeley, s. d.]), un logiciel ouvert ("open-source") qui permet une implémentation des modèles de comportement des matériaux et dans lequel est disponible une multitude d'outils et de commandes de modélisation qui peuvent être utiles pour modéliser certains phénomènes locaux.

# CHAPITRE 2

## COMPORTEMENT DES PILIERS DE PONTS

Comme il a été mentionné précédemment, les objectifs de performance sont directement liés aux états limites des piliers de ponts. Un état limite étant un niveau d'endommagement, lors d'un chargement intense comme celui d'un tremblement de terre, un pilier de pont passe par plusieurs états limites avant d'atteindre la rupture. Il convient donc de décrire les états limites des piliers de ponts afin de mieux comprendre leur comportement et le concept de performance de ceux-ci. La Figure 2.1 présente la relation entre l'accélération maximale du sol et le déplacement en tête d'un pilier lors d'un séisme et les états limites sont indiqués le long de cette courbe.

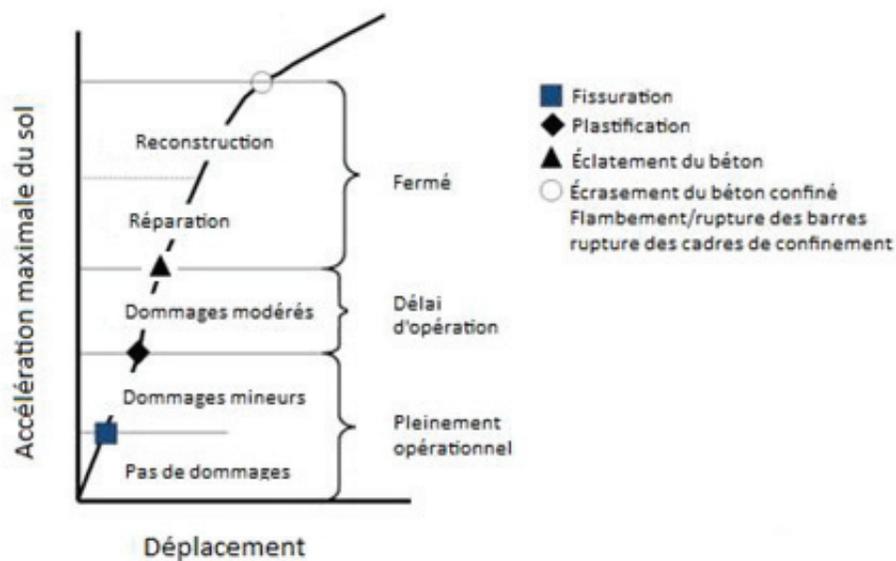


Figure 2.1 Comportement des piliers de ponts sous charge sismique (Sheikh et Légeron, 2010)

### 2.1 États limites d'un pilier de pont

Le travail de [Lehman et Moehle, 2004] a permis d'évaluer le comportement des piles de ponts en condition de chargement sismique. Une campagne d'essais avait alors été faite afin de caractériser l'endommagement des piliers de ponts et de définir les différents états limites ainsi que la séquence d'endommagement. Leurs observations avaient été, dans

l'ordre d'apparition, la fissuration du béton, la plastification des armatures longitudinales, l'éclatement du recouvrement de béton, le flambement des barres longitudinales et la rupture des barres longitudinales. Ces états d'endommagement sont décrits dans le texte qui suit. Il est à noter que dans certains cas, une rupture en cisaillement peut survenir et cet état limite est également présenté dans ce chapitre.

### 2.1.1 Rotule plastique

Lorsque des déformations inélastiques surviennent dans les structures en béton armé, ces déformations sont localisées sur une longueur déterminée définie comme la rotule plastique. En ce qui concerne les piliers de ponts, ils sont généralement dimensionnés de manière à contenir la zone de rotule plastique à la base des piliers. Par ailleurs, la rotule plastique représente la zone où les états limites seront observés et où l'endommagement sera le plus sévère.

### 2.1.2 Fissuration du béton

La fissuration du béton survient lorsque les contraintes normales principales dans le béton dépassent la résistance en traction de celui-ci. Étant donné la faible résistance en traction du béton, la fissuration est le premier stade d'endommagement des structures en béton. D'après [Park et Pauley, 1975], la fissuration du béton peut être causée par les actions suivantes :

#### *Changement volumétrique*

Les changements volumétriques dans le béton, lorsqu'ils sont retenus, peuvent provoquer des contraintes de traction causant la fissuration du béton. Par exemple, le retrait est plus important pour le béton près de la surface que pour le béton plus à l'intérieur, celui-ci retient alors le béton près de la surface, ce qui cause la fissuration. Également, lors de changements de température, la fissuration du béton peut survenir si les déformations thermiques sont retenues.

#### *Cisaillement*

Des fissures de cisaillement peuvent survenir lorsque le cisaillement induit des contraintes principales dépassant la résistance en tension du béton. Ces fissures sont diagonales et peuvent être limitées avec un renforcement transversal adéquat. À l'instar du cisaillement,

la torsion induit également des contraintes de tension dans le béton qui créent des fissures diagonales à l'axe longitudinal de la membrure.

### *Flexion*

Pour un élément en flexion, les fissures surviennent dans la partie de la section sollicitée en tension. Lorsque les contraintes en tension dépassent la résistance du béton, ces fissures se produisent perpendiculairement à l'axe de l'élément en flexion.

En ce qui a trait au projet, la fissuration due à la flexion est le premier stade d'endommagement. En effet, les contraintes en tension dans le pilier en flexion provoquent des fissures horizontales qui se forment sur le pilier de pont. À mesure que les contraintes de tension augmentent, le nombre de fissures augmente et l'espacement des fissures diminue (Figure 2.2). L'armature longitudinale traversant les fissures, assurant la redistribution des efforts entre le béton en traction et les armatures, permet de contrôler l'ouverture de ces fissures. La plupart des normes de dimensionnement indiquent des valeurs maximales d'ouverture de fissure de manière à assurer une certaine durabilité de l'ouvrage et parce que des ouvertures de fissures importantes peuvent être associées à des déformations inélastiques et à des états d'endommagement avancée. À titre indicatif, la norme [CAN/CSA-S6-06, 2006], au tableau 8.6 de l'article 8.12.3.1 donne une ouverture de fissure maximale en service de 0,25 mm pour des éléments en béton armé (non-précontraint) pour des environnements dits agressifs et 0,35 mm pour des environnements non agressifs. Le terme "agressif " signifie un environnement qui favorise la corrosion des armatures.

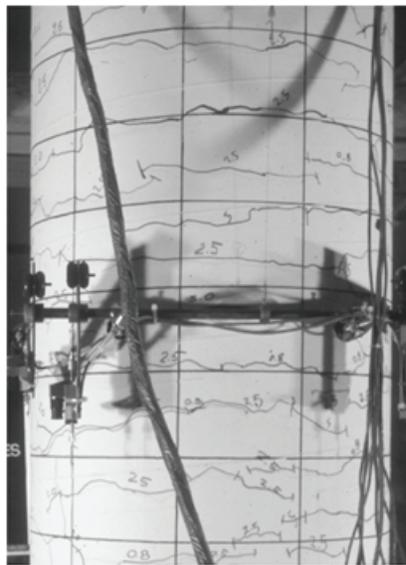


Figure 2.2 Fissuration d'un pilier de pont (Lehman et Moehle, 2000)

### 2.1.3 Plastification de l'armature d'acier

Lorsque la fissuration est entamée, c'est l'acier qui reprend les contraintes de tension qui étaient reprises par le béton non fissuré. Ainsi, la contrainte dans l'acier augmente jusqu'à plastification. Après, la déformation peut augmenter, mais l'augmentation de la contrainte sera faible et reliée à l'écroutissement possible de l'acier.

### 2.1.4 Éclatement du recouvrement de béton

L'éclatement du recouvrement du béton survient après la plastification du renforcement longitudinal d'acier et se produit à la base du pilier. Cet état limite est très important dans l'évaluation de la performance des piliers de ponts, car l'initiation de l'éclatement du béton représente un point où des réparations plus longues et plus coûteuses sont requises. De plus, si l'éclatement est important, il peut mener à l'écrasement du béton confiné, ce qui nécessiterait des réparations plus importantes. La Figure 2.3 montre l'endommagement relié à l'éclatement du recouvrement de béton pour un pilier expérimental de [Lehman et Moehle, 2004].

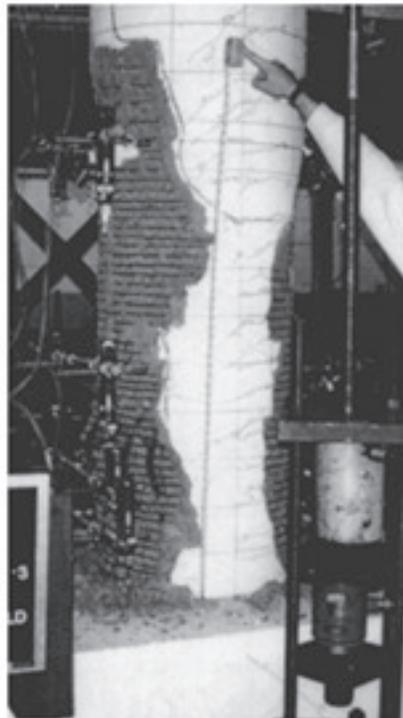


Figure 2.3 Éclatement du recouvrement de béton (Lehman et al. 2004)

### 2.1.5 Flambement et rupture des barres longitudinales

Lorsque les barres d'armature subissent un chargement axial important en compression, elles ont tendance à flamber et un déplacement latéral est induit. Lorsque la charge augmente, le déplacement latéral augmente. Lorsque le recouvrement du béton éclate (en partie à cause du flambement des barres longitudinales), les barres longitudinales se retrouvent supportées latéralement seulement par les armatures transversales. Lorsque l'espacement augmente entre les supports latéraux, le flambement survient à des niveaux de chargement plus faible ([Massone et Moroder, 2009]). Il devient donc important de limiter l'espacement des renforcements latéraux afin de réduire la probabilité de flambement. Par exemple, la norme [CAN/CSA-S6-06, 2006], à l'article 4.7.4.2.6, limite l'espacement des renforcements latéraux aux valeurs suivantes : (i) 0.25 fois la plus petite dimension ; (ii) 6 fois le diamètre des barres longitudinales ; (iii) 150 mm. Le flambement des barres longitudinales représente l'initiation de la perte de force dans une pile de ponts et il peut mener à la rupture des barres longitudinales qui résulte de la déformation latérale excessive causée par le flambement. La Figure 2.4 présente un exemple de flambement de barres longitudinales.



Figure 2.4 Flambement de barres longitudinales (Lehman et Moehle, 2000)

### 2.1.6 Rupture en cisaillement

La rupture en cisaillement est une rupture fragile et on tente de l'éviter. Afin de s'assurer d'une rupture ductile, la plupart des codes de dimensionnement sont très conservateurs et spécifient de grandes résistances en cisaillement de manière à éviter une rupture fragile.

Cependant, il est possible que les efforts soient plus importants que prévu et que les barres longitudinales atteignent la rupture en cisaillement au niveau de la rotule plastique.

## 2.2 Paramètres influençant le comportement des piliers de ponts

Le comportement des piliers de ponts est influencé par différents paramètres. Plusieurs études et rapports techniques, notamment celui de [Lehman et Moehle, 2000], identifient ces paramètres. Ceux-ci sont : le rapport d'élanement, l'épaisseur de recouvrement de béton, le taux d'armature longitudinale, le confinement, les propriétés mécaniques des matériaux, le chargement axial, le chargement en cisaillement et la longueur de la rotule plastique.

### 2.2.1 Rapport d'élanement

Le rapport d'élanement est le rapport Longueur/Diamètre pour les piles circulaires et Longueur/Largeur pour les piles rectangulaires. Selon [Prakash *et al.*, 2010], les piliers peuvent avoir un comportement dominant en flexion, en cisaillement ou avec une interaction cisaillement-flexion. Le rapport d'élanement influence le niveau d'interaction cisaillement-flexion.

### 2.2.2 Recouvrement de béton

Le recouvrement de béton a une influence sur la réponse moment-courbure des piliers de ponts et il influence le phénomène d'éclatement du béton. L'éclatement du béton réduit le support latéral des barres longitudinales, ce qui favorise leur flambement. Par ailleurs, l'éclatement du béton réduit l'adhérence entre le béton et les armatures longitudinales.

### 2.2.3 Taux d'armature longitudinale

L'influence du taux d'armature longitudinale dépend du mode de rupture. Pour une rupture en flexion, l'augmentation du taux d'armature longitudinale réduit la ductilité en déplacement du pilier pour les sections très ferraillées. Pour les sections peu ferraillées, l'augmentation du taux d'armature augmente la ductilité en déplacement.

### 2.2.4 Armature transversale

L'armature transversale influence le comportement des piliers de deux manières. Elle assure dans un premier temps le confinement du béton dans le noyau central et dans un deuxième temps, elle permet de prévenir ou du moins retarder le flambement des barres longitudinales.

#### Confinement

Le confinement améliore la capacité de la section et la ductilité pour les éléments en compression. Il est influencé par la quantité de renforcement latéral ainsi que l'espacement entre les cadres de confinement.

#### Prévention du flambement des barres longitudinales

Il est important de mentionner que le comportement postpic est influencé par l'espacement entre les cadres de confinement. En effet, même si le confinement est établi avec une quantité suffisante de renforcement latéral, un espacement trop grand entre les cadres latéraux réduit la retenue latérale des barres longitudinales et favorise leur flambement, ce qui réduit la ductilité et la capacité postpic de la section.

### 2.2.5 Propriétés mécaniques des matériaux

Les piles de ponts ont des sections composites et leur comportement est mené par les propriétés du béton et des armatures longitudinales et transversales. La résistance en compression du béton a un effet sur le comportement des piliers de ponts. Les bétons à haute résistance (+ de 60 MPa) offrent de meilleures caractéristiques mécaniques que les bétons ordinaires, cependant, selon [Légéron, 1998] et [Saatcioglu et Baingo, 1999], l'augmentation de la résistance est souvent associée à une perte de ductilité. Par contre, il est possible d'assurer une ductilité adéquate au pilier en béton à haute résistance en procurant un confinement supplémentaire. Selon [Légéron, 1998], lorsque le taux de chargement axial est bas ( $0$  à  $0,15A_g f'_c$ ), il n'est cependant pas nécessaire de procurer un confinement supplémentaire au pilier pour obtenir une ductilité suffisante. Pour assurer une certaine ductilité, la norme CAN/CSA-S6, à l'article 7.8.8.1.1 d), limite la résistance du béton à 45 MPa. La résistance élastique de l'acier est aussi un facteur important dans le comportement des piliers de ponts. Par contre, étant donné que les aciers à haute résistance élastique ne possèdent généralement pas de ductilité comparable aux armatures conventionnelles, les normes de dimensionnement limitent la résistance élastique des barres d'armature longitudinales. Pour la norme [CAN/CSA-S6-06, 2006] la limite de résistance élastique pour les

barres longitudinales est spécifiée à 500 MPa à l'article 8.4.2.1.3. Lorsqu'on a recours à des bétons à haute performance, des renforcements latéraux à haute résistance élastique sont souvent utilisés afin de procurer un confinement adéquat aux piles sans créer un problème de congestion d'armature. En étudiant les modèles de confinement du béton, il est possible de faire la relation entre la contrainte de confinement et la résistance élastique des étriers. Ainsi, lorsque la résistance élastique des armatures latérales augmente, le confinement est amélioré.

## 2.2.6 Chargement

Lors de séismes, les piles de ponts subissent des chargements axiaux et latéraux, ceux-ci influencent leur réponse. Une augmentation du chargement axial des piliers de ponts augmente leur demande en compression, ceci a pour effet de réduire la ductilité latérale des piliers. Le cisaillement influence aussi le comportement des piliers de pont, car le déplacement latéral d'un pilier de pont correspond à la somme du déplacement dû à la flexion, celui dû au cisaillement et celui dû au glissement des barres, tel que montré par l'équation suivante.

$$\Delta_{total} = \Delta_{cisaillement} + \Delta_{flexion} + \Delta_{glissementbarres} \quad (2.1)$$

Ainsi, pour une charge latérale donnée, l'effet du cisaillement résulte en un déplacement supplémentaire.

Par contre, si la demande en cisaillement est trop grande, la rupture pourrait être en cisaillement. Ce type de rupture se solde en une réduction de la capacité en déplacement et donc, un faible déplacement à la rupture.

## 2.2.7 Longueur de la rotule plastique

La longueur de la rotule plastique  $l_P$  influence le comportement des piliers puisqu'elle est directement reliée au déplacement inélastique en tête  $\Delta_{in}$  par la relation suivante ([Berry et Eberhard, 2008]) :

$$\Delta_{in} = \theta_{in}(l - 0.5l_P) \quad (2.2)$$

où  $\theta_{in}$  est la rotation inélastique et  $l$  est la longueur du pilier.

# CHAPITRE 3

## MODÉLISATION

Les piliers en béton armé sont des éléments composites, c'est-à-dire qu'ils sont composés de deux matériaux, soit le béton et l'acier. Le béton est très résistant en compression et agit comme protection contre la corrosion pour les armatures d'acier tandis que l'acier longitudinal reprend les efforts en traction et l'armature transversale agit comme confinement. La prédiction de la performance des piliers de ponts passe donc d'abord par la prédiction du comportement de chacun des matériaux. Par ailleurs, il a été vu au Chapitre 2 que la performance peut être associée aux états limites des piliers. Ainsi, la modélisation doit également inclure la prédiction des phénomènes locaux qui sont reliés aux états limites. En résumé, un modèle complet doit être en mesure de bien prédire les comportements suivants :

- comportement du béton ;
- comportement de l'acier ;
- prédiction de l'ouverture des fissures ;
- flambement et rupture des barres longitudinales ;
- glissement des barres d'armature longitudinales ;
- comportement en cisaillement ;

Le comportement du béton et de l'acier, ainsi que le comportement en cisaillement sont très bien traités dans la littérature. Ce chapitre présente une brève revue de littérature des lois de comportement pour ces trois éléments et identifie les modèles qui sont utilisés dans le cadre de la prédiction de la performance des piliers de ponts. Il est à noter que pour les autres phénomènes, une évaluation plus détaillée est nécessaire et elle est présentée dans les chapitres subséquents.

### 3.1 Béton

Pour un chargement cyclique, ce qui est le cas lors des tremblements de terre, des phénomènes comme la perte et la restitution de raideur ainsi que des déformations inélastiques qui sont régis par un endommagement irréversible se produisent dans le béton. Ces phé-

nomènes sont bien représentés par des modèles se basant sur la mécanique de l'endommagement ainsi que sur les lois de la thermodynamique et qui permettent d'introduire la notion d'endommagement irréversible accumulé. Pour un chargement avec peu de cycles, comme pour un chargement sismique, la courbe enveloppe du béton n'est pas influencé par l'effet cyclique du chargement et le comportement global du béton peut donc être étudié de manière unilatérale avec une loi unidirectionnelle de béton en tenant compte des effets cycliques sur la rigidité de chargement et de déchargement et sur l'endommagement irréversible du béton.

### 3.1.1 Équation de LaBorderie

Pour ce travail, l'approche préconisée est de représenter les différents phénomènes se produisant dans le béton lors d'un chargement cyclique, à savoir :

- l'unilatéralité (Compression-Tension) ;
- la linéarité sur une certaine zone ;
- la fissuration ;
- le mécanisme de refermeture des fissures ;
- la déformation plastique ;
- l'irréversibilité ;

à l'aide d'un modèle d'endommagement des matériaux. [LaBorderie, 1991] a proposé une équation mathématique basée sur les principes de la thermodynamique et qui tient compte de la perte de raideur, des déformations résiduelles et de la restitution de la raideur. Ce dernier suppose que la perte de raideur et les déformations résiduelles sont couplées et considère que c'est l'endommagement qui contrôlera ces deux phénomènes. Ainsi, seulement deux variables internes d'endommagement,  $D_1$  et  $D_2$ , sont nécessaires pour décrire le comportement cyclique du béton. L'équation de LaBorderie est la suivante :

$$\varepsilon = \frac{\sigma^+}{(E_0(1 - D_1))} + \frac{\sigma^-}{(E_0(1 - D_2))} + \frac{(\beta_1 D_1)}{(E_0(1 - D_1))} F'(\sigma) + \frac{(\beta_2 D_2)}{(E_0(1 - D_2))} \quad (3.1)$$

$$Y_1 = \frac{\sigma^{+2} + 2\beta_1 F(\sigma)}{2E_0(1 - D_1)^2} \quad (3.2)$$

$$Y_2 = \frac{\sigma^{+2} + 2\beta_2 F(\sigma)}{2E_0(1 - D_2)^2} \quad (3.3)$$

$$D_1 = 1 - \frac{1}{1 + A_1(Y_1 - Y_{01})^{B_1}} \quad (3.4)$$

$$D_2 = 1 - \frac{1}{1 + A_2(Y_2 - Y_{02})^{B_2}} \quad (3.5)$$

où  $Y_1$  et  $Y_2$  sont les variables de restitution de raideur,  $D_1$  et  $D_2$  sont les variables d'endommagement et  $F(\sigma)$  est la fonction de refermeture des fissures. La loi de refermeture des fissures de LaBorderie est définie par tronçons :

$$\sigma > 0 \longrightarrow F(\sigma) = \sigma, \quad F'(\sigma) = 1$$

$$-\sigma_f < \sigma < 0 \longrightarrow F(\sigma) = \sigma \left(1 - \frac{\sigma}{2\sigma_f}\right), \quad F'(\sigma) = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_f}$$

$$\sigma > -\sigma_f \longrightarrow F(\sigma) = \frac{\sigma_f}{2}, \quad F'(\sigma) = 0$$

On remarque que la réponse est influencée par les constantes du matériau  $Y_{01}$ ,  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $\beta_1$ ,  $Y_{02}$ ,  $A_2$ ,  $B_2$  et  $\beta_2$ . Les constantes  $Y_{0i}$ ,  $A_i$  et  $B_i$  contrôlent la courbe d'évolution (courbe enveloppe) contrainte-déformation en compression et traction tandis que  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont les constantes de déchargement en traction et compression respectivement et contrôlent l'aspect cyclique.

### 3.1.2 Courbes d'évolution (Courbes enveloppes)

Il a été mentionné plus haut que les paramètres  $Y_{0i}$ ,  $A_i$  et  $B_i$  de l'équation de LaBorderie contrôlent la courbe d'évolution du béton en compression et en traction. Ces paramètres peuvent être calibrés afin que la courbe cyclique suive une courbe enveloppe prédéterminée. Dans l'optique de la prédiction du comportement des piliers de ponts, trois courbes enveloppes sont nécessaires pour représenter le comportement du béton confiné en compression, du béton de recouvrement en compression et du béton en tension. Cette section vise à déterminer les courbes d'évolution qui seront utilisées pour la calibration des paramètres du modèle de LaBorderie.

#### Béton confiné en compression

Le confinement fait partie intégrante des piliers de ponts en béton armé et il est important de bien modéliser ses effets sur les piliers, car il peut grandement augmenter la résistance et la ductilité de ceux-ci (Figure 3.1)

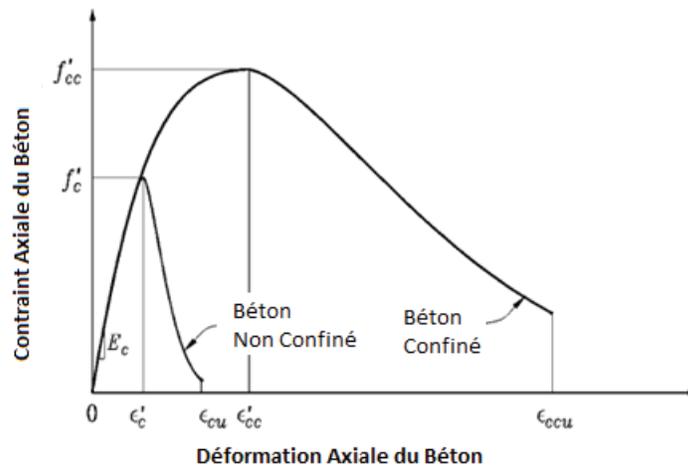


Figure 3.1 Courbe contrainte-déformation du béton

Plusieurs modèles visant à représenter la courbe du béton confiné en compression sont disponibles dans la littérature. D'abord, Il a été démontré par [Sheikh, 1982] qu'il était important d'inclure la configuration du renforcement latéral comme paramètre dans le modèle unidirectionnel du béton en compression. Cet aspect a donc été intégré dans le modèle de [Sheikh et Uzumeri, 1982] ainsi que dans le modèle de [Mander *et al.*, 1988]. Ce dernier était le plus accepté à cette époque, mais était seulement applicable à des bétons de résistance normale. Un aspect moins intéressant des modèles applicables à des résistances normales de béton est qu'ils sont moins efficaces pour prédire le comportement des bétons à haute résistance. De plus, certains modèles conçus pour des bétons à haute résistance, notamment ceux de [Amhad et Shah, 1982] et [Martinez et al., 1982] qui sont efficaces pour des résistances de béton allant jusqu'à 69 MPa, sont limités aujourd'hui puisque des bétons résistants jusqu'à 120 MPa peuvent être utilisés de nos jours. Par ailleurs, l'acier servant de renforcement latéral pour le confinement du béton à haute résistance doit souvent avoir une résistance élastique supérieure à 1000 MPa, un modèle efficace doit donc tenir compte de cet aspect et être applicable pour des valeurs élevées de résistance élastique. Dans le même ordre d'idées, il est possible que la limite élastique des cadres latéraux ne soit pas atteinte lorsque la contrainte de confinement du béton atteint son maximum. Ce phénomène doit donc être inclus dans le modèle afin de ne pas surestimer la contrainte dans les cadres de confinement. Dans la littérature, seulement trois modèles incluent ces trois aspects, ils sont présentés dans le Tableau 3.1.

Le modèle de [Cusson et Paultre, 1995] a été calibré avec des échantillons ayant des résistances en compression entre 60 et 120 MPa et les résistances élastiques des cadres de confinement allaient de 400 à 800 MPa. La courbe du modèle est divisée en deux

Tableau 3.1 Modèles pour le comportement unidirectionnel en compression du béton confiné

Cusson et Paultre, 1995	Branche ascendante : $f_c = f_{cc} \left[ \frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})}{(k-1+(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^k)} \right]$ Branche descendante : $f_c = f_{cc} \exp[k_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2}]$
Razvi et Saatcioglu, 1999	Branche ascendante : Même que celle de Cusson et Paultre, 1995 avec k différent Branche descendante : $\beta = \frac{(0.5f_{cc})}{(\varepsilon_{C50C} - \varepsilon_{cc})}$
Légeron et Paultre, 2003	Branche ascendante : Même que Cusson et Paultre, 1995 avec différentes valeurs pour les paramètres Branche descendante : Même que Cusson et Paultre, 1995 avec différentes valeurs pour les paramètres

branches (ascendante et descendante) et le modèle inclut la résistance élastique des cadres de confinement, la configuration du renforcement latéral, le taux d'armature transversal, l'espacement des cadres de confinement ainsi que le taux d'armature longitudinal comme paramètres.

[Razvi et Saatcioglu, 1999] ont proposé un modèle qui était applicable pour des résistances de béton situées entre 30 et 130 MPa et des résistances élastiques de renforcement latéral entre 400 et 1387 MPa. Les paramètres pris en compte dans le modèle sont le taux volumétrique, l'espacement, la résistance élastique et la configuration du renforcement transversal, la distribution du renforcement longitudinal, la résistance du béton et la géométrie de la section. La courbe du modèle est formée d'une branche ascendante similaire au modèle de [Cusson et Paultre, 1995] et d'une branche descendante linéaire.

Le modèle de [Legeron et Paultre, 2003] couvre des résistances de béton allant de 20 à 130 MPa et des résistances élastiques des cadres de confinement entre 300 et 1400 MPa. De plus, il est applicable à la fois pour des colonnes circulaires et rectangulaires. Il a été basé sur le modèle de [Cusson et Paultre, 1995] avec des paramètres modifiés.

Finalement, une étude faite par [Sharma *et al.*, 2005] a démontré que le modèle de confinement du béton de [Legeron et Paultre, 2003] est le plus précis, considérant qu'il couvre un vaste intervalle de résistances de béton et de résistances élastiques de renforcement trans-

versal. Ainsi, pour ce travail, l'approche préconisée est de traiter le confinement en terme de contrainte de confinement effective tel que proposé par [Legeron et Paultre, 2003]. Cette approche, qui permet de tenir compte de la répartition des contraintes de confinement, consiste à modifier la loi de comportement du béton afin d'obtenir le comportement en compression du béton confiné. Les paramètres  $Y_{02}$ ,  $A_2$  et  $B_2$  peuvent alors être calibrés par rapport à cette courbe enveloppe du béton confiné.

La Figure 3.2 présente la courbe du modèle de LaBorderie calibrée avec celle du modèle de [Legeron et Paultre, 2003] pour une colonne avec un  $f'_c$  de 31 MPa et un indice de confinement  $I'_c$  de 0.135. La calibration est faite en fonction de  $f'_c$  et de  $\varepsilon_{cc50}$ . Il est important de mentionner que lorsque la courbe ne peut être calibrée selon ces deux paramètres simultanément, la courbe est alors calibrée seulement en fonction de  $f'_c$ .

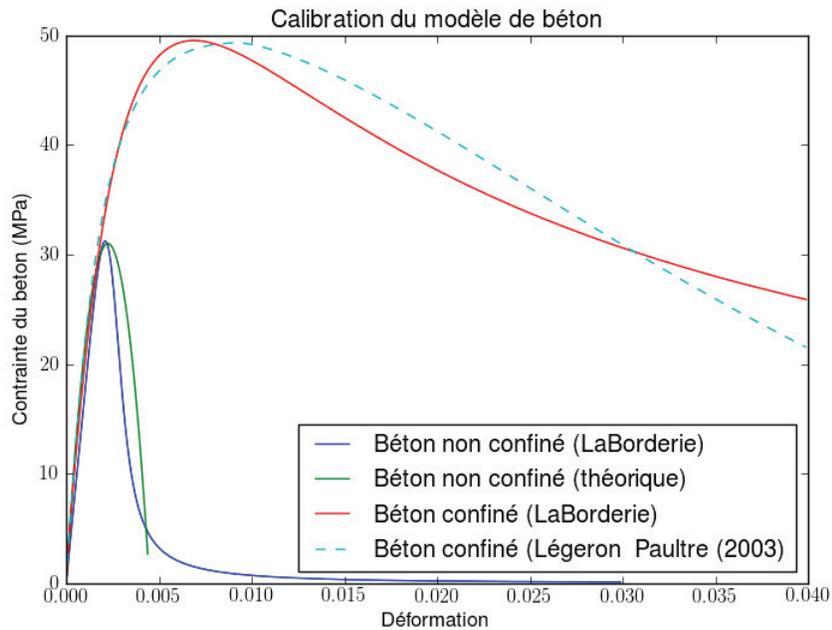


Figure 3.2 Calibration du modèle de LaBorderie

### Béton de recouvrement

Lors du chargement d'un pilier en béton armé, l'éclatement du recouvrement de béton peut survenir et le béton de recouvrement n'est alors plus présent pour participer à la résistance de la section. Le modèle de béton utilisé pour le recouvrement peut être calibré afin que la résistance s'approche d'une valeur nulle lorsque la déformation en compression dépasse 0.004 (Figure 3.2). Cette valeur limite correspond à la déformation à laquelle l'éclatement du béton survient selon [Sheikh et Légeron, 2010].

### Courbe enveloppe en tension

Pour ce qui est du comportement en tension, la participation du béton est négligeable étant donné les grandes déformations en tension dans le béton. Cependant, des valeurs typiques de résistance et de déformation maximale en traction qui correspondent à des bétons communs sont utilisées afin de représenter le comportement en tension du béton. De plus, l'hypothèse que  $A_1=B_1=1$  représente une bonne approximation étant donné que l'interface de fissuration se détériore plus rapidement lors de chargements cycliques.

### 3.1.3 Aspect cyclique du béton

Pour les équations du modèle de LaBorderie, l'aspect cyclique est contrôlé par les variables  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Pour le comportement cyclique en compression,  $\beta_2$  peut être déterminé selon l'équation suivante :

$$\varepsilon_{in} = \frac{\beta_2 D_2}{E(1 - D_2)} \quad (3.6)$$

$\varepsilon_{in}$  correspond à la déformation inélastique lors du déchargement et peut être déterminé selon le modèle de [Dodd et Cooke, 1992]. Les paramètres de ce modèle sont montrés à la figure 3.3.

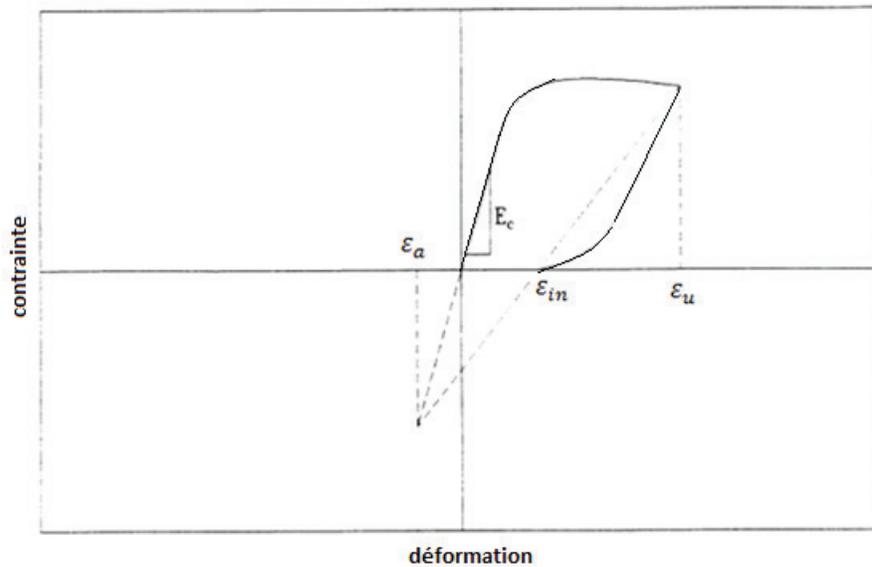


Figure 3.3 Comportement cyclique du béton en compression (Légeron, 1998)

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon_u - \frac{(\varepsilon_u - \varepsilon_a)\sigma_u}{\sigma_u - E\varepsilon_a} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_a = a\sqrt{\varepsilon_u \varepsilon'_{cc}} \quad (3.8)$$

$$a = \max\left(\frac{\varepsilon'_{cc}}{\varepsilon_u + \varepsilon'_{cc}}; 0.09 \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon'_{cc}}\right) \quad (3.9)$$

Selon [Legeron et Paultre, 2005], la valeur de départ de  $\beta_2$  peut être estimée à  $0.06f'_t$ . Lorsque le chargement est en traction, la constante de déchargement  $\beta_1$  est déterminée selon l'équation de [Légéron, 1998],

$$\beta_1 = 0.5 + 0.35f'_t \quad (3.10)$$

$f'_t$  étant la résistance en tension du béton.

La réponse cyclique uniaxiale du béton avec le modèle de LaBorderie est montrée à la Figure 3.4.

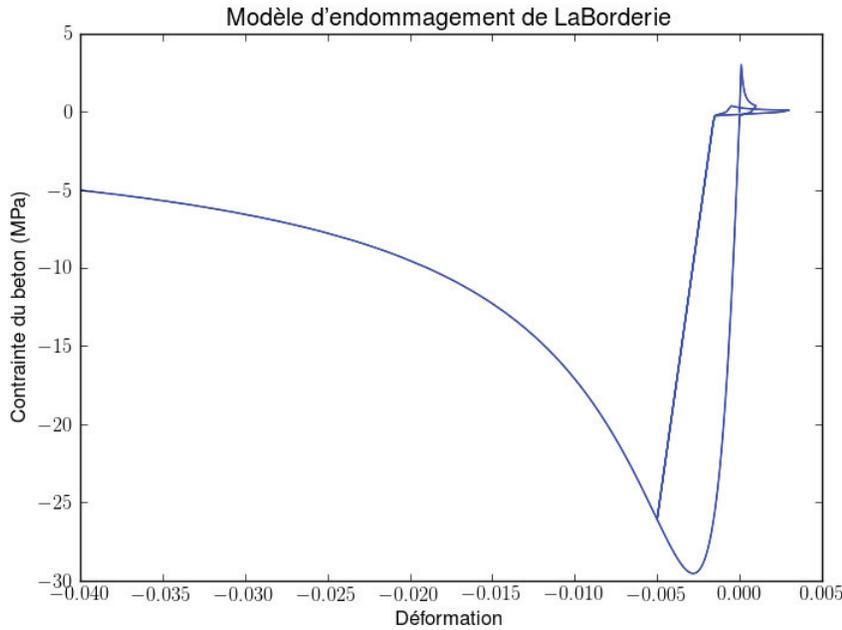


Figure 3.4 Réponse cyclique unidirectionnelle du béton

## 3.2 Comportement cyclique de l'acier

Lors d'un chargement, la courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature conventionnel suit d'abord une droite élastique proportionnelle à la rigidité, un plateau plastique est ensuite atteint, suivi d'une courbe d'écrouissage où la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à la contrainte maximale. Lors de l'inversion du sens du chargement, le déchargement s'effectue de manière linéaire jusqu'à ce que l'effet de Bauschinger agisse. La courbe devient alors non linéaire avant d'avoir atteint la limite élastique. Si on poursuit

le chargement cyclique, on assiste à un élargissement de la courbe d'enveloppe proportionnelle à la déformation plastique du dernier chargement. Ce phénomène est appelé écrouissage isotrope.

D'après [Gomes et Appleton, 1997], le modèle pour le comportement cyclique de l'acier devrait inclure les phénomènes suivants :

- Une droite élastique, un plateau plastique et une courbe d'écrouissage lors du premier chargement ;
- L'effet Bauschinger ;
- L'écrouissage isotrope ;

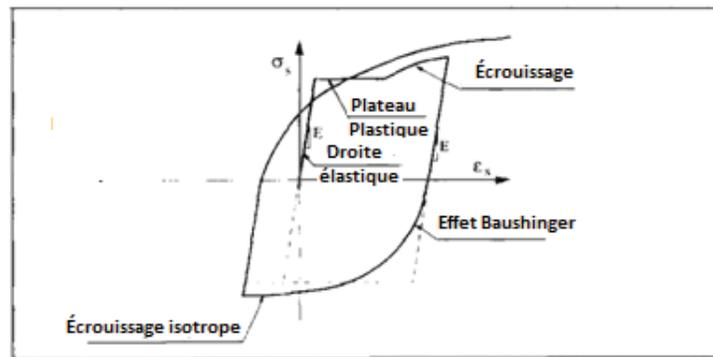


Figure 3.5 Courbe cyclique de l'acier

Plusieurs modèles ont été proposés afin de représenter le comportement cyclique de l'acier. Le modèle de [Menegotto et Pinto, 1973] est l'un des plus connus et efficaces, il inclut l'effet Bauschinger, mais ne tient pas compte de l'écrouissage isotrope. Plusieurs modifications à ce modèle ont été apportées, celle de [Filippou *et al.*, 1983] qui modifiait certains paramètres dans le but d'inclure l'écrouissage isotrope est une des plus efficaces. Finalement, [Chang et Mander, 1994] se sont aussi basés sur le travail de [Menegotto et Pinto, 1973] pour développer leur modèle. Les équations pour chaque modèle sont montrées dans le Tableau 3.2.

Il est important de mentionner que le modèle de [Menegotto et Pinto, 1973] modifié par [Filippou *et al.*, 1983] est déjà intégré au logiciel de modélisation Opensees et peut être utilisé directement par le biais de la commande du matériau STEEL02. Ce modèle donne de bons résultats et il est utilisé dans ce projet.

Tableau 3.2 Modèles du comportement cyclique de l'acier

Menegotto et Pinto, 1973	$\sigma_s^* = \beta \varepsilon_s^* + (1 - \beta) \frac{\varepsilon_s^*}{(1 + (\varepsilon_s^*)^R)^{1/R}}$ $\varepsilon_s^* = \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sa})}{2\varepsilon_{s0}} \quad \sigma_s^* = \frac{(\sigma_s - \sigma_{sa})}{2\sigma_{s0}}$
Menegotto et Pinto modifié, 1983	$\sigma_s^* = \beta \varepsilon_s^* + (1 - \beta) \frac{\varepsilon_s^*}{(1 + (\varepsilon_s^*)^R)^{1/R}}$ $\varepsilon_s^* = \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sa})}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{sa}} \quad \sigma_s^* = \frac{(\sigma_s - \sigma_{sa})}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}}$
Chang et Mander, 1994	$\sigma_s = \sigma_0 + E_0(\varepsilon_s - \varepsilon_0) \left( Q + \frac{1-Q}{(1 + [E_0(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_0}{\sigma_f - \sigma_0})]^R)^{1/R}} \right)$

### 3.3 Rupture en cisaillement

Comme il a été mentionné plus haut, la rupture en cisaillement est à éviter en pratique puisqu'elle est soudaine et ne permet pas de développer une ductilité suffisante. Il est donc important de bien évaluer la capacité en cisaillement du pilier afin de s'assurer que la résistance en cisaillement dépasse la demande en cisaillement. Les modèles utilisés dans les différents codes considèrent la résistance au cisaillement ( $V_r$ ) des piliers comme étant la somme de la contribution du béton ( $V_c$ ) et de la contribution de l'acier ( $V_s$ ). Ces modèles ne tiennent cependant pas compte de l'influence de la ductilité sur la résistance au cisaillement et tendent à surévaluer la capacité en cisaillement à des ductilités élevées et à la sous-estimer à de faibles niveaux de ductilité. En effet, à des niveaux de ductilité élevés, les déplacements sont importants et l'encastrement des granulats dans le béton se dégrade, ce qui diminue la résistance au cisaillement. Des modèles plus récents tels le UCD et le FEMA tiennent compte de la perte de capacité engendrée par l'augmentation de la ductilité. Également, d'autres modèles plus complets intègrent l'effet de la charge axiale dans la résistance au cisaillement du béton. [Priestley *et al.*, 1994] ont démontré que la charge axiale réduit l'angle d'inclinaison des bielles dans le pilier ce qui augmente la résistance au cisaillement. La méthode USCD de [Priestley *et al.*, 1994] a été la première à intégrer la contribution de la charge axiale dans la capacité en cisaillement. La USCD-modifiée reprend les mêmes équations que la USCD- originale tout en ajoutant de nouveaux paramètres. Les méthodes USCD peuvent évaluer la résistance au cisaillement de façon précise pour les bétons à résistance normale, cependant, elles sous-estiment la dégradation de la résistance au cisaillement des bétons à haute résistance lorsque la ductilité augmente, comme démontré par [Xiao et Martirosyan, 1998]. Ces derniers ont mis sur pied la méthode USC qui est très efficace pour estimer la capacité en cisaillement des bétons à haute

résistance. Les différentes méthodes sont montrées dans le Tableau 3.3. Mentionnons que  $V_n$  est la résistance nominale en cisaillement,  $V_c$  est la contribution du béton,  $V_s$  est la contribution de l'acier et  $V_p$  est la contribution de la charge axiale. Pour les modèles USCD  $A_e = A_C$ , où  $A_C$  est l'aire de béton de la section et  $c_0$  est le recouvrement de béton. De plus, la Figure 3.6 montre la relation entre le paramètre  $\gamma$  et la ductilité. Pour le modèle USC,  $d$  est la profondeur effective du pilier et  $x$  est la profondeur de la zone comprimée à la section critique.

Tableau 3.3 Modèles de cisaillement pour le béton

UCB	$V_n = V_c + V_S \quad V_C = 3.5(k + \frac{P}{2000A_g})\sqrt{f'_c}A_g$ $V_s = \frac{A_v f_y h}{s \tan 30} \quad 1 \geq k = \frac{4-\mu}{3} \geq 0$
FEMA	$V_n = V_C + V_S \quad V_C = 0.3(k + \frac{P}{14A_g})\sqrt{f'_c}b_w d$ $V_S = \frac{A_v f_y h}{s \tan 30}$
USCD-ORI	$V_n = V_c + V_S + V_P \quad V_C = 0.8\gamma\sqrt{f'_c}A_g \quad V_S = \frac{A_v f_y (h-2c_0+\varphi_t)\cot\theta}{s}$ $V_P = P\frac{h-c}{2a} \text{ pour } P \geq 0; V_p = 0 \text{ autrement}$
USCD-MOD	$V_n = V_c + V_S + V_P \quad V_C = \alpha\beta\gamma\sqrt{f'_c}0.8A_e \quad V_S = \frac{A_v f_y (h-2c_0+\varphi_t)\cot\theta}{s}$ $V_P = P\frac{h-c}{2a} \text{ pour } P \geq 0; V_p = 0 \text{ autrement}$ $1 \leq \alpha = 3 - \frac{L}{D} \leq 1 \quad \beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1$
USC	$V_n = V_c + V_S + V_P \quad V_C = k\sqrt{f'_c}A_e \quad V_S = \frac{A_v f_y (d-x)\cot\theta}{s}$ $V_P = P\frac{h-c}{2a} \text{ pour } P \geq 0; V_p = 0 \text{ autrement}$ $k = 0.29 \text{ pour } \mu_\Delta < 2$ $k = 0.29 - 0.12(\mu - 2) \text{ pour } 2 \leq \mu_\Delta \leq 4$ $k = 0.05 - 0.025(\mu - 4) \text{ pour } 4 \leq \mu_\Delta \leq 6$ $k = 0 \text{ pour } \mu_\Delta > 6$

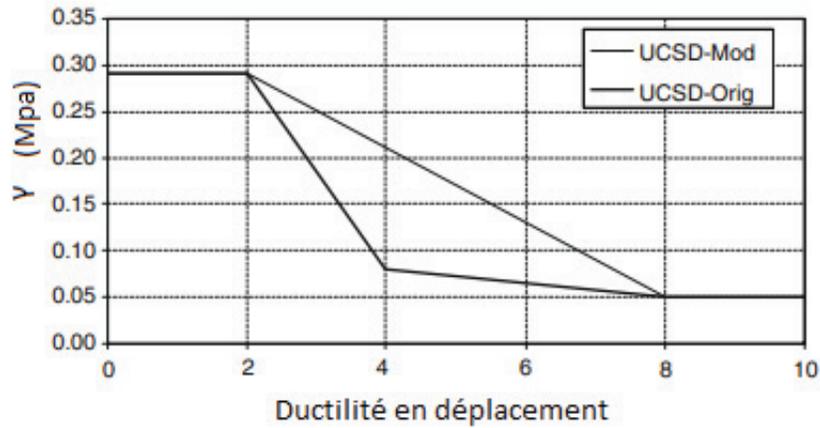


Figure 3.6 Détermination du paramètre gamma (Calvi et al., 2005)

### 3.3.1 Prédiction du mode de rupture

Le mode de rupture peut être déterminé en post-traitement. Pour ce faire, la courbe de la résistance en cisaillement est superposée à la courbe de la réponse globale.

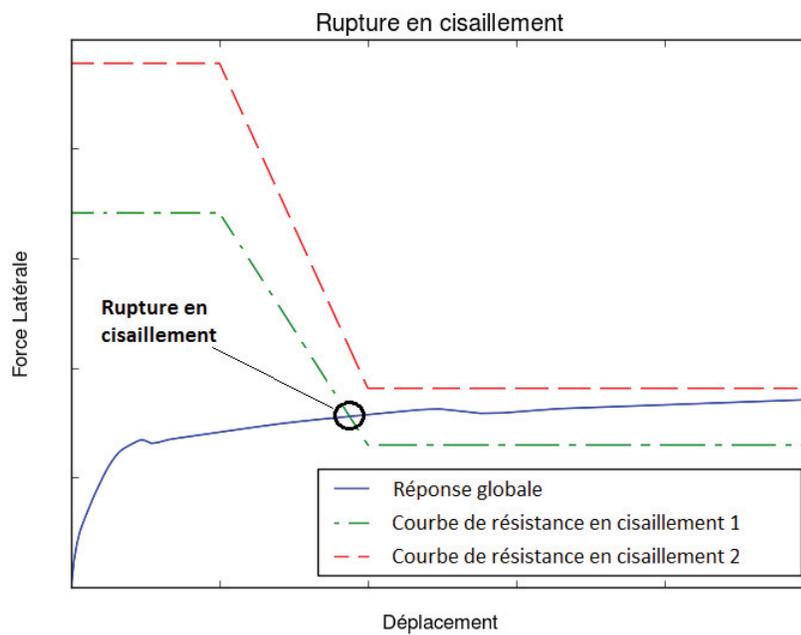


Figure 3.7 Détermination du mode de rupture

La rupture survient lorsque la courbe en cisaillement croise celle de la réponse globale telle que montrée sur la Figure 3.7 (Courbe de cisaillement 1). Si la courbe de résistance en cisaillement ne croise pas la courbe de réponse du pilier (Courbe de cisaillement 2 à la Figure 3.7), on considère alors que la rupture est en flexion.

### 3.4 Déformation en Cisaillement

Le cisaillement influence le comportement des piliers de ponts, car les déformations en cisaillement augmentent les déplacements pour une même charge latérale. La contribution des déformations en cisaillement dans la réponse globale du pilier est prise en compte en ajoutant un comportement en cisaillement à l'élément. La relation entre le déplacement en cisaillement et la force latérale est la suivante :

$$\Delta_{cisaillement} = \frac{kVL}{GA_G} \quad (3.11)$$

où  $V$  est la force de cisaillement,  $k$  est un facteur qui tient compte de la forme de la section et qui est égal à  $\frac{4}{3}$  pour une section circulaire,  $L$  est la hauteur de la pile,  $G$  est le module de cisaillement et  $A_G$  est l'aire de la section brute.

### 3.5 Lois de comportement utilisées

Le but de ce chapitre était de présenter les lois de comportement connues pour le comportement du béton, de l'acier et la résistance en cisaillement et d'identifier les modèles appropriés pour la modélisation de piliers de ponts pour ce projet. À titre récapitulatif, le Tableau 3.4 présente les modèles utilisés.

Tableau 3.4 Lois de comportement utilisées dans la modélisation

Comportement cyclique du béton	Modèle d'endommagement de LaBorderie, 1991
Confinement du béton	Légeron et Paultre, 2003
Comportement cyclique de l'acier	Ménégotto et Pinto modifié, 1983 (Opensees STEEL02)
Résistance en cisaillement	USCD-Modifié (pour béton à résistance normale) USC (Pour béton à haute résistance)

Trois modèles manquent pour pouvoir effectuer la prédiction de tous les phénomènes présentés au Chapitre 2, à savoir :

- l'ouverture des fissures ;
- le glissement des barres ;
- le flambement des barres longitudinales.

Ce sera l'objet des trois chapitres suivants. Après ces trois chapitres, le Chapitre 8 présentera l'effet de la taille des éléments avant que l'approche soit appliquée à des cas ayant fait l'objet d'essais en laboratoire.

# CHAPITRE 4

## OUVERTURES DES FISSURES

Lorsque les piliers sont soumis à de la flexion, une partie du béton se trouve chargée en traction et lorsque la résistance du béton est atteinte, les armatures longitudinales permettent de reprendre les efforts de traction à travers les fissures. L'acier permet en quelque sorte de contrôler l'ouverture et l'espacement des fissures. Dans l'optique de la prédiction de la performance, il est important de prédire l'ouverture des fissures, car elle peut être utilisée pour caractériser les différents états d'endommagement. L'ouverture de fissure après un séisme est aussi un indicateur du type de réparation qui devra être effectué sur la structure.

Lorsque la fissuration est amorcée, la déformation du béton à la fissure est nulle, tandis que celle dans l'acier augmente localement puisque l'acier reprend tous les efforts à cet endroit. Par contre, entre les fissures, le béton apporte une contribution en traction et les déformations dans le béton et dans l'acier sont les mêmes. Ce phénomène est schématisé à la Figure 4.1. Il est bon de mentionner qu'il est plutôt difficile de représenter ce phénomène de manière simple, car il dépend notamment de l'interaction entre le béton et l'acier et conséquemment d'aspects liés à l'adhésion des barres dans le béton.

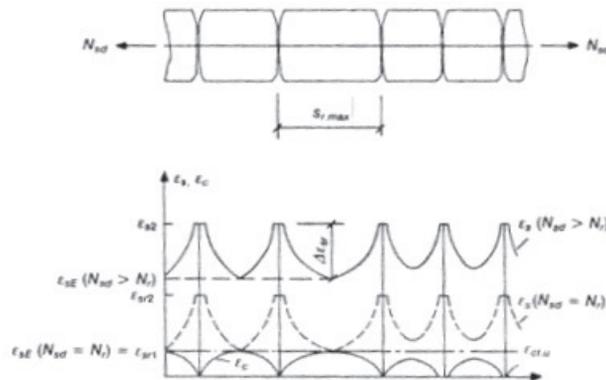


Figure 4.1 Déformation dans le béton et dans l'acier lors de la fissuration (CEB-FIT model, 1990)

De plus, les modèles qui tiennent compte de l'adhésion entre le béton et l'acier sont souvent plus complexes, et donc moins appropriés dans le cadre de ce projet. Certains modèles sont par contre basés sur des résultats expérimentaux et proposent des équations empiriques qui

tiennent compte notamment du ratio  $\frac{\phi}{\rho_l}$ , où  $\phi$  et  $\rho_l$  représentent respectivement le diamètre des barres et le taux de renforcement longitudinal. Par ailleurs, certains modèles tiennent également compte du recouvrement de béton et de la déformation moyenne dans l'acier et dans le béton. C'est le cas pour les méthodes proposées dans l'EUROCODE ([Eurocode-2, 2005]), dans la norme CAN/CSA-S6-06 et par [Chowdhury et Loo, 2001]. Finalement, la méthode de Gergely-Lutz ([ACI-318-05, 2005]) utilise une expression empirique qui relie la fissuration maximale à trois variables, soit la contrainte dans l'acier à la fissure, le recouvrement de béton et l'aire de béton autour de chaque barre chargée en tension. Les quatre méthodes sont décrites dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Modèles prédisant l'ouverture des fissures

CSA S6-06	$w = k_b \beta_c s_{rm} \varepsilon_s m$ $k_b = 1 \text{ ou } 1.2, \beta_c \text{ entre } 1.3 \text{ et } 1.7$ $s_{rm} = 50 + 0.25 k_c \frac{d_b}{\rho_{ho_c}}$ $k_c = 0.5 \text{ ou } 1.0, \frac{\rho_c = A_s}{A_{ct}}$ $\varepsilon_{sm} = \frac{f_s}{E_s} [1 - [\frac{f_w}{f_s}]^2]$
EUROCODE	$w = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{d_b}{\rho_{p,eff}}$ $\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, k_1, k_2, k_3, k_4, c = cst$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{(\sigma_s + \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}))}{E_s}$
Chowdhury et Loo, 2001	$w = \varepsilon_s l_{cr}$ $l_{cr} = 0, 6(c - s) + 0, 1 \frac{d_b}{\rho}$ <p>c : recouvrement s : espacement des barres</p>
Gergely-Lutz	$w_{max} = 2.2 \beta \varepsilon_{scr} \sqrt[3]{d A_c}$

## 4.1 Comparaison des modèles prédisant l'ouverture des fissures

Afin d'évaluer les méthodes de prédiction de l'ouverture de fissure présentées ci-haut, les résultats des essais expérimentaux de [Clark, 1956], [Oh et Kang, 1987] et de [Makhlouf et Malhas, 1996] ont été utilisés. Ces données expérimentales ont été choisies, car elles couvrent de manière assez large les différents diamètres des barres longitudinales, taux de

renforcement et valeurs de recouvrement de béton retrouvés en pratique : entre 10 mm et 35 mm pour le diamètre des barres ; entre 0,005 et 0,025 pour le taux de renforcement ; et entre 13 mm et 112 mm pour le recouvrement de béton. Pour chaque échantillon, les propriétés géométriques telles que le taux de renforcement ( $\rho$ ), le diamètre des barres ( $\phi$ ) et l'épaisseur du recouvrement de béton ( $c$ ) ont été intégrées aux équations des modèles et celles-ci ont été implémentées à l'intérieur d'un fichier de calcul. Les comparaisons des prédictions des modèles avec les résultats des tests sont présentés sous forme de graphique aux Figures 4.2 à 4.13. Pour chacune de ces figures, les graphiques montrent l'ouverture des fissures en fonction de la déformation en tension dans les barres longitudinales. De plus, chaque graphique indique également les valeurs de  $\phi$ ,  $\rho$  et  $c$  associées à chaque échantillon. Il est intéressant de voir qu'une tendance se dessine à travers les figures et que l'équation de Gergely-Lutz semble donner les résultats qui se rapprochent le plus des valeurs expérimentales. Par ailleurs, les données de l'analyse numérique sont présentées au Tableau 4.2 dans lequel on montre les ratios ( $\frac{ecart}{Exp.}$ ) des écarts relatif aux valeurs expérimentales pour chacune des prédictions. À cet égard, les valeurs du Tableau 4.2 supportent les observations relevées aux Figures 4.2 à 4.13 alors que la moyenne des ratios  $\frac{ecart}{Exp.}$  pour le modèle de Gergely-Lutz est de 0,29 avec un écart type de 0,23.

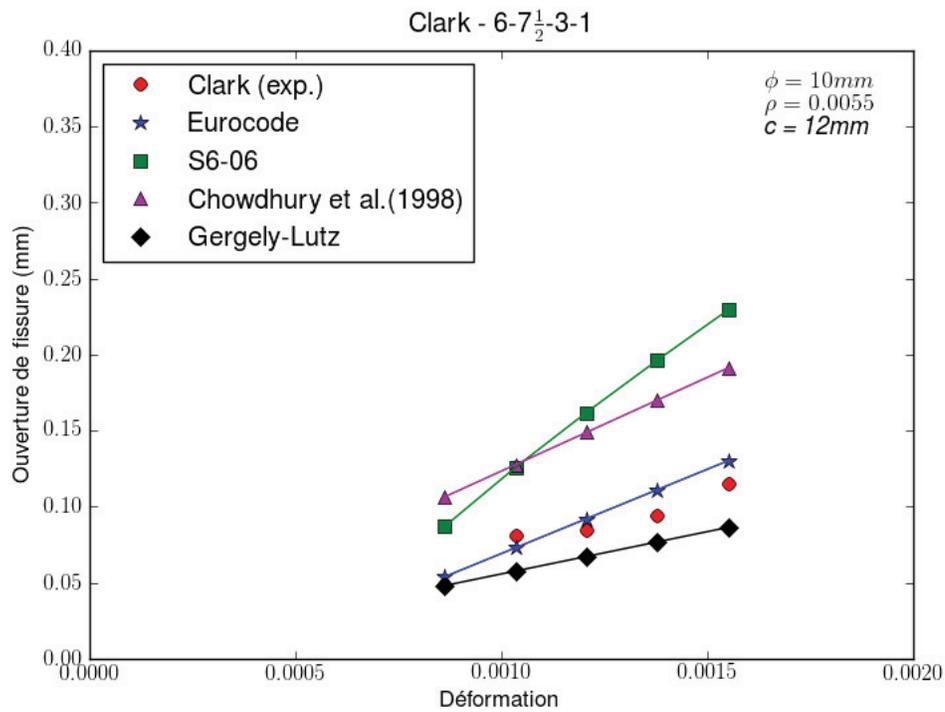


Figure 4.2 Comparaison avec échantillon Clark-6-7-3-1 [Clark, 1956]

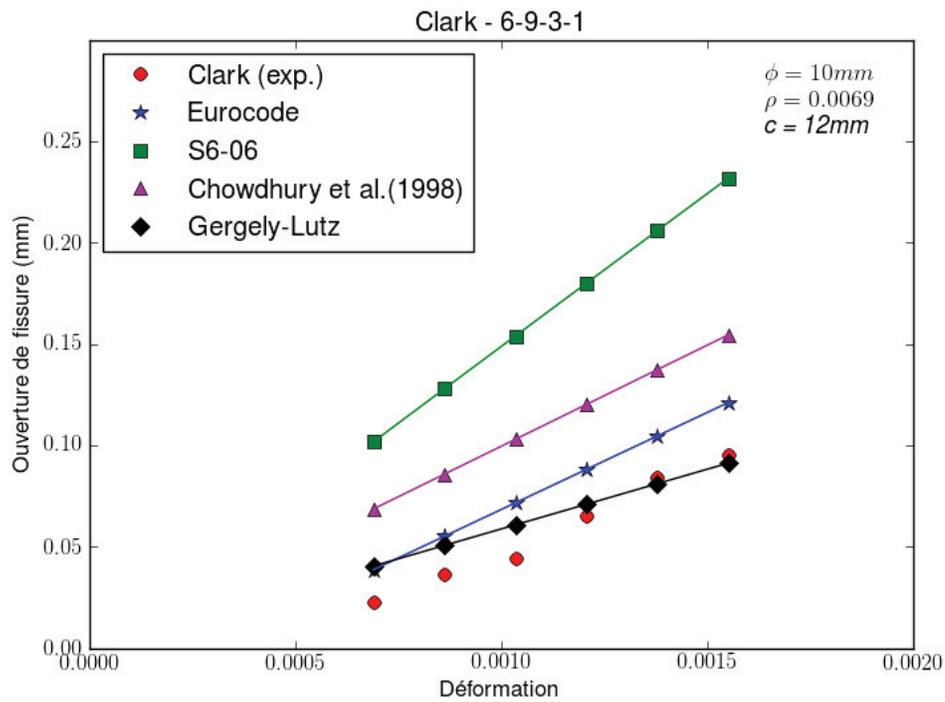


Figure 4.3 Comparaison avec échantillon Clark-6-9-3-1 [Clark, 1956]

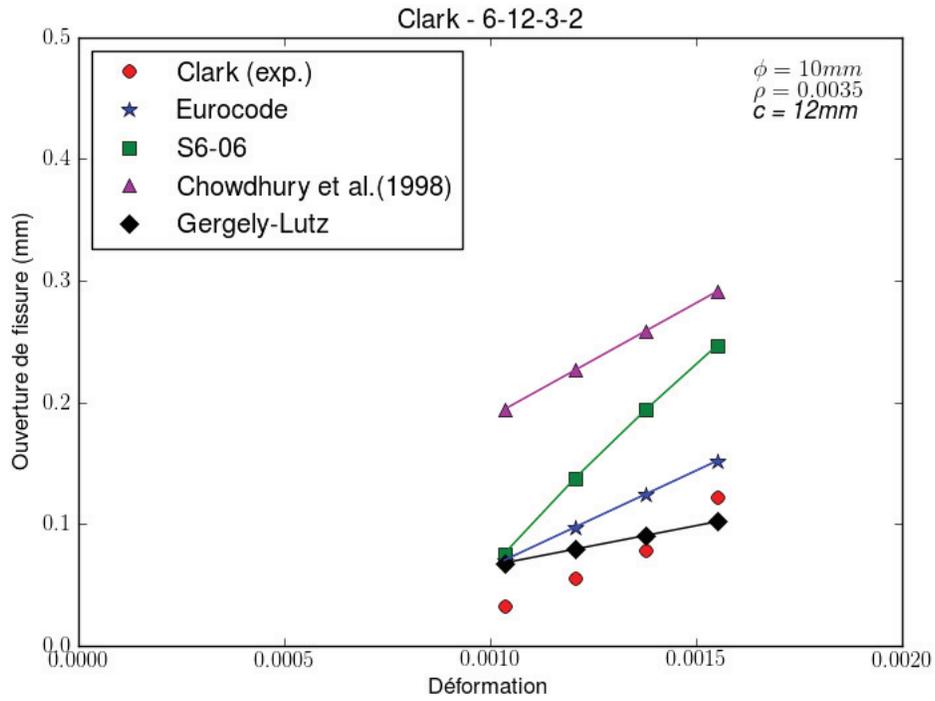


Figure 4.4 Comparaison avec échantillon Clark-6-12-3-2 [Clark, 1956]

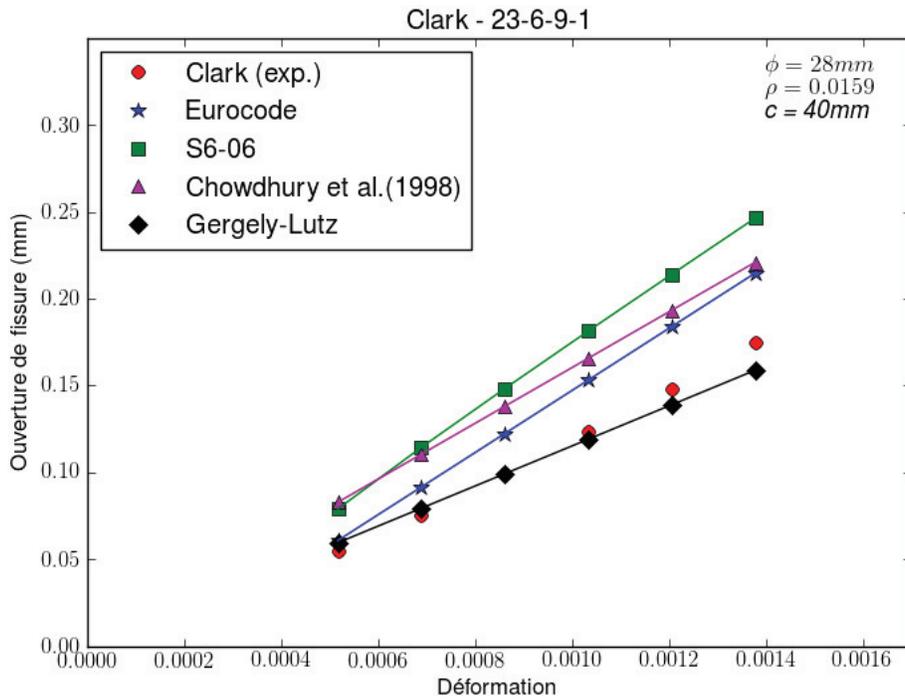


Figure 4.5 Comparaison avec échantillon Clark-23-6-9-1 [Clark, 1956]

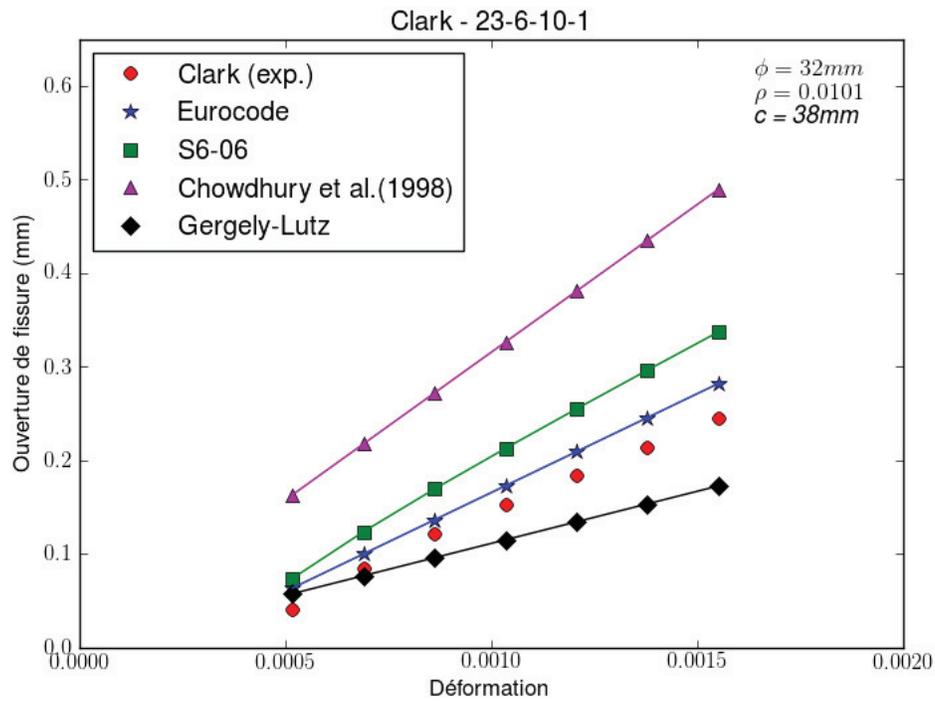


Figure 4.6 Comparaison avec échantillon Clark-23-6-10-1 [Clark, 1956]

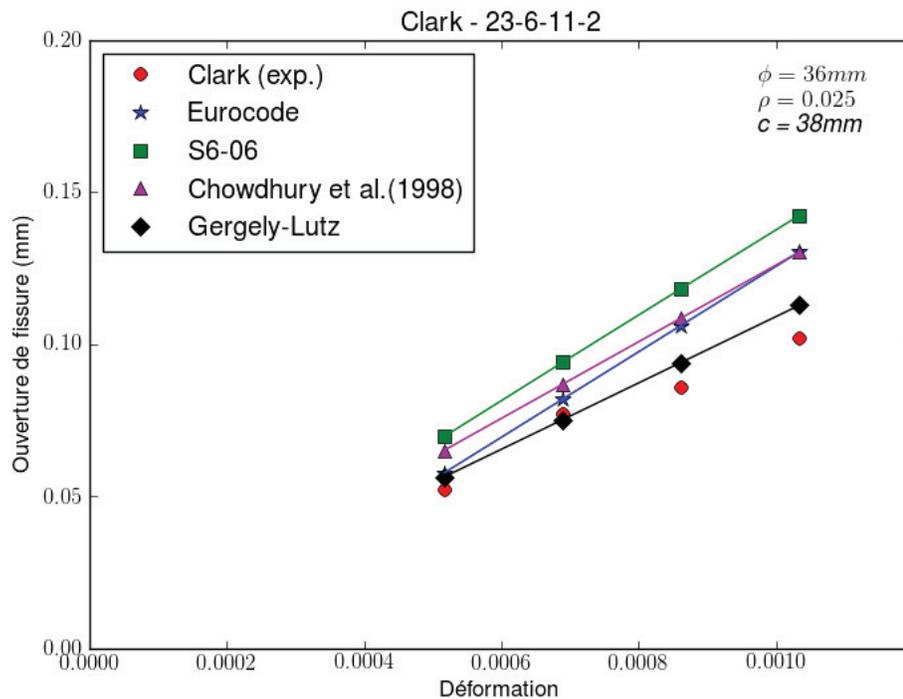


Figure 4.7 Comparaison avec échantillon Clark-23-6-11-2 [Clark, 1956]

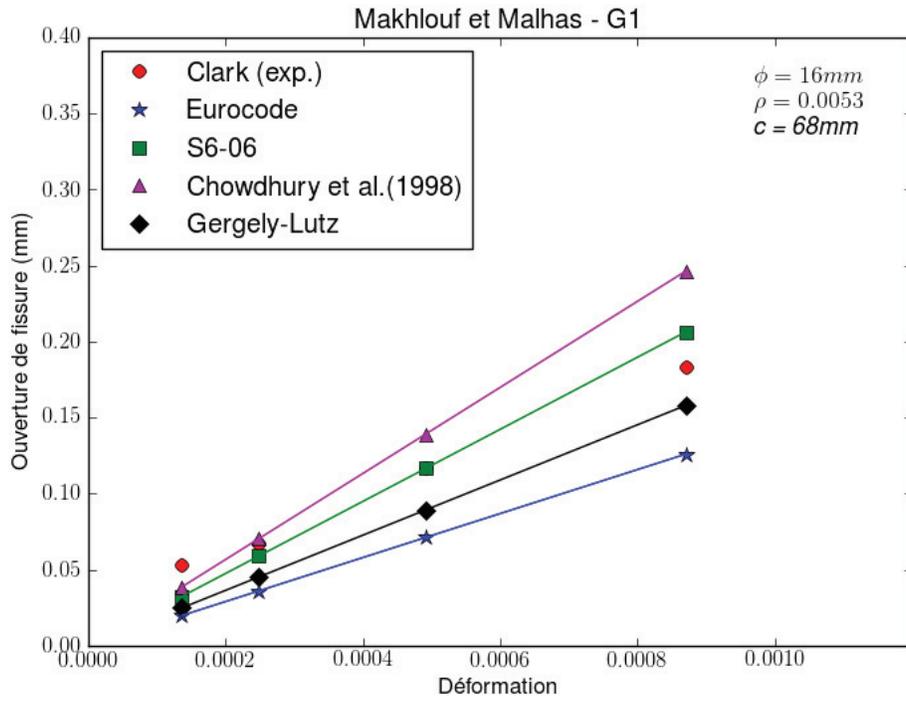


Figure 4.8 Comparaison avec échantillon Makhlouf et Malhas - G1 [Makhlouf et Malhas, 1996]

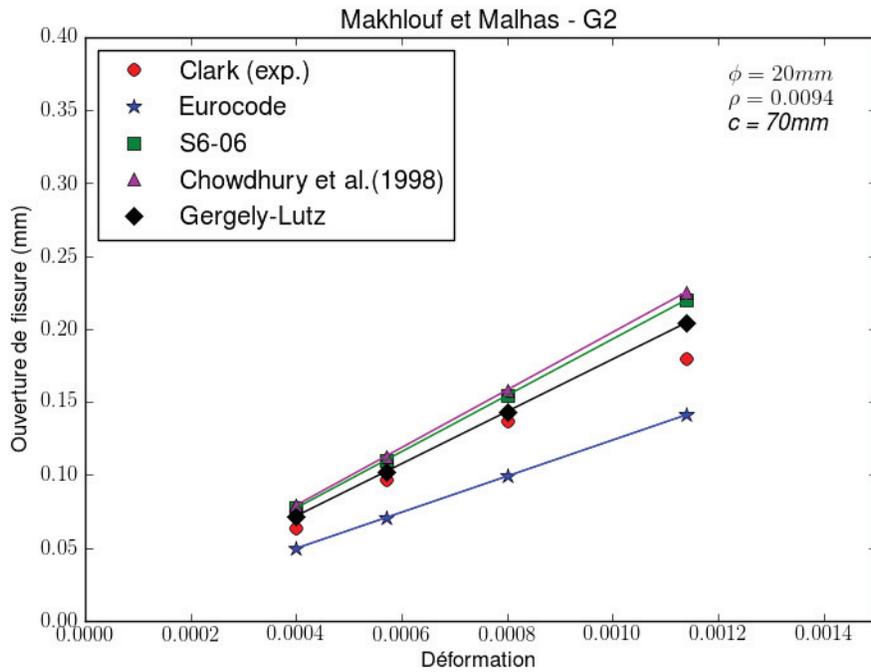


Figure 4.9 Comparaison avec échantillon Makhlouf et Malhas - G2 [Makhlouf et Malhas, 1996]

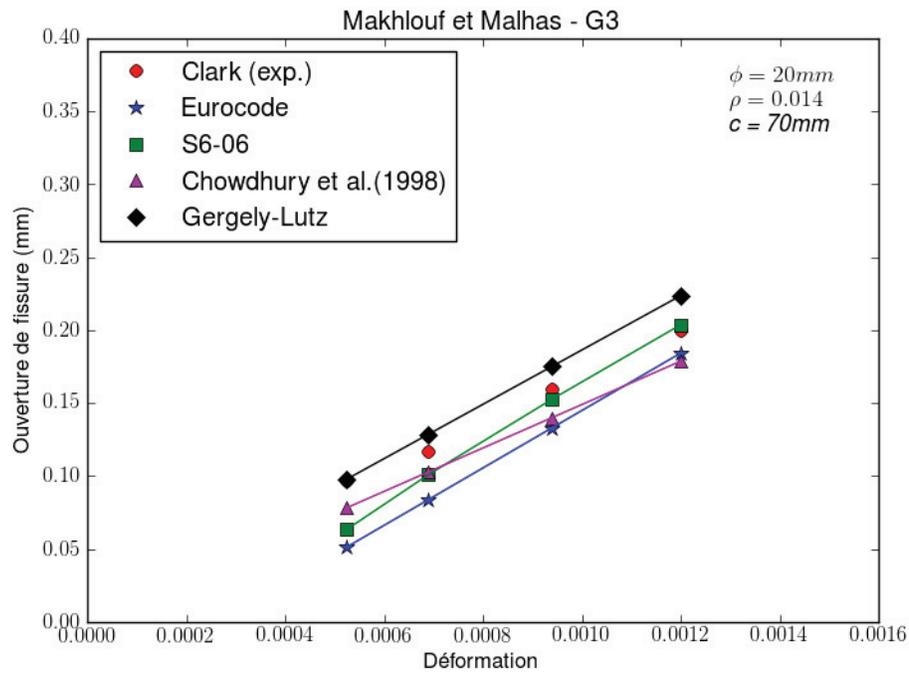


Figure 4.10 Comparaison avec échantillon Makhlouf et Malhas - G3 [Makhlouf et Malhas, 1996]

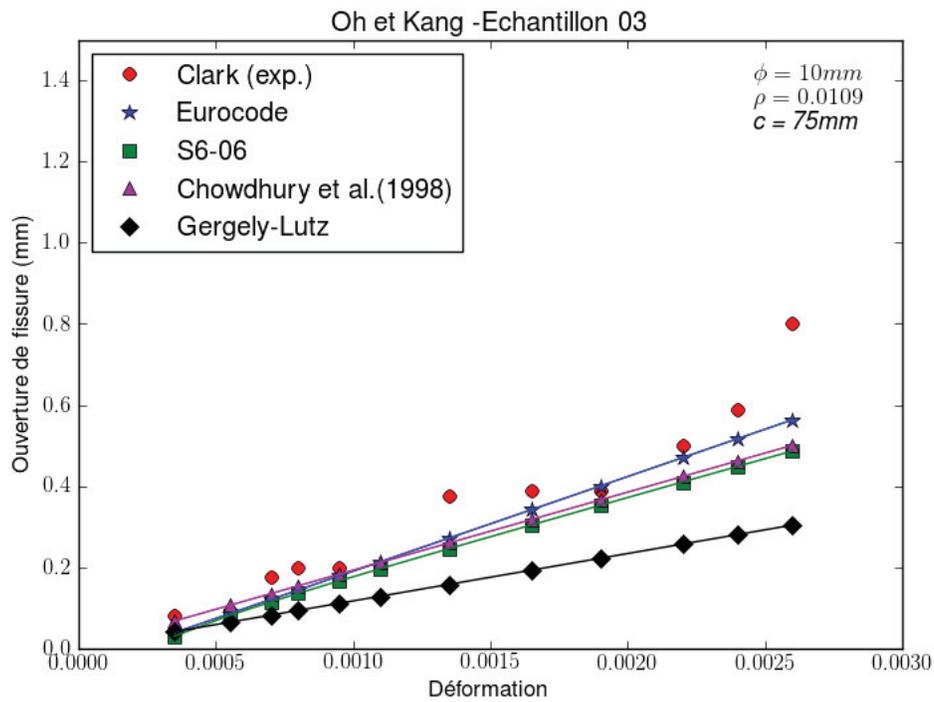


Figure 4.11 Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 03 [Oh et Kang, 1987]

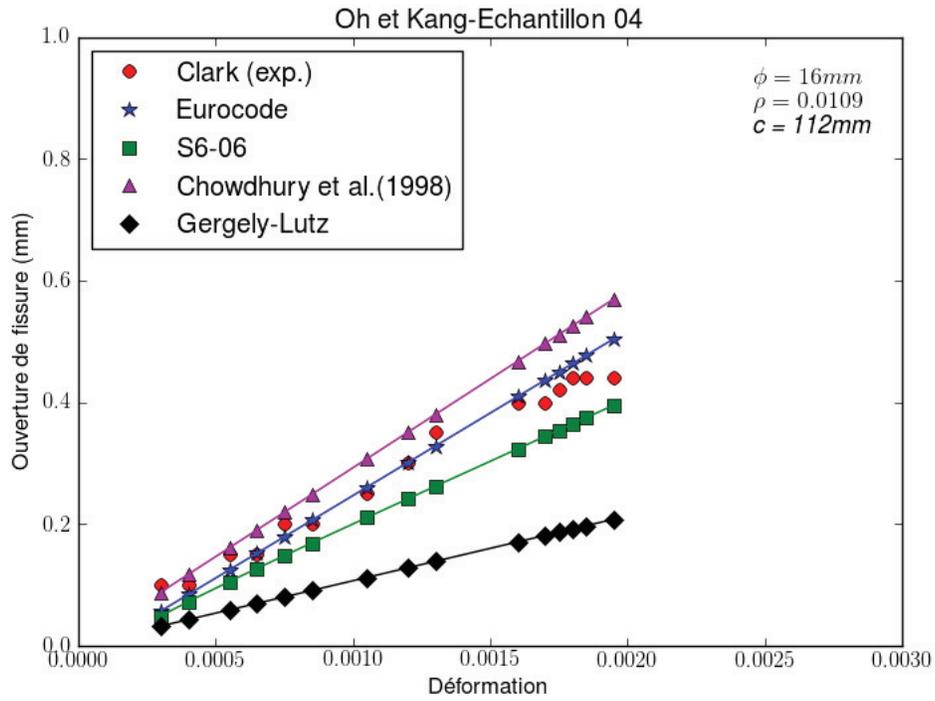


Figure 4.12 Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 04 [Oh et Kang, 1987]

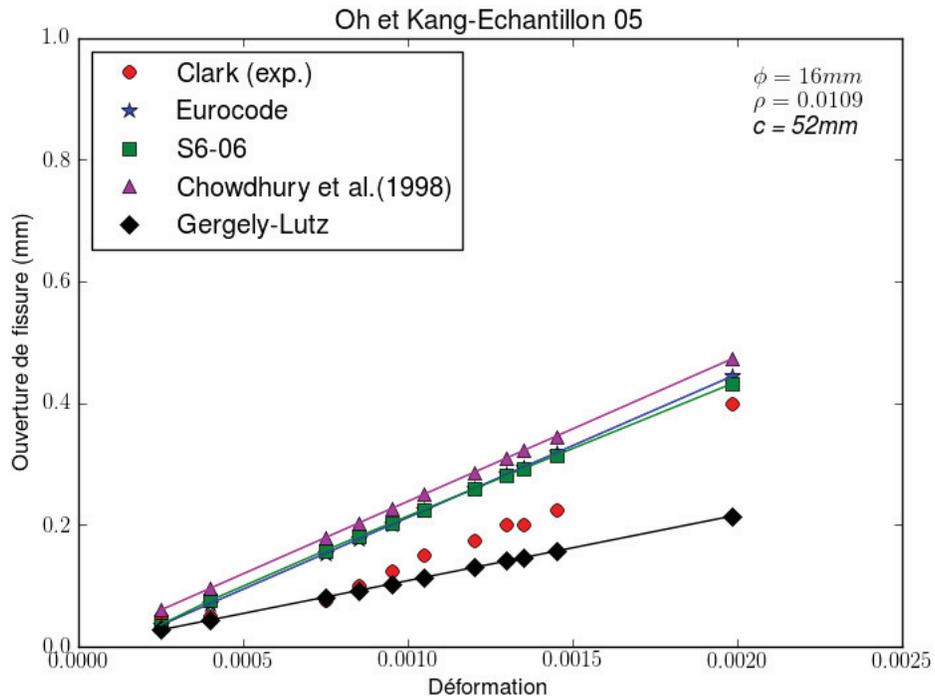


Figure 4.13 Comparaison avec échantillon Oh et Kang - 05 [Oh et Kang, 1987]

Tableau 4.2 Mesure de l'ouverture des fissures

Essais	Déformation	Expérimental	Chowdury et Loo	Eurocode		S6-06		Gergely-Lutz		
		Ouverture (mm)	Ouverture (mm)	Écart Exp.	Ouverture (mm)	Écart Exp.	Ouverture (mm)	Écart Exp.	Ouverture (mm)	Écart Exp.
Clark 6-7-3-1	0.000862	0.049	0.106	1.167	0.054	0.095	0.087	0.769	0.048	0.022
	0.001034	0.081	0.127	0.573	0.073	0.102	0.126	0.551	0.058	0.29
	0.001206	0.085	0.149	0.758	0.092	0.087	0.162	0.913	0.067	0.207
	0.001379	0.094	0.17	0.799	0.111	0.175	0.196	1.076	0.077	0.188
	0.001551	0.115	0.191	0.658	0.13	0.128	0.229	0.989	0.086	0.252
Clark 6-9-3-1	0.000689	0.023	0.069	2.04	0.039	0.715	0.102	3.506	0.041	0.796
	0.000862	0.036	0.086	1.365	0.055	0.521	0.128	2.524	0.051	0.397
	0.001034	0.044	0.103	1.319	0.072	0.614	0.154	2.466	0.061	0.37
	0.001206	0.066	0.12	0.835	0.088	0.346	0.18	1.748	0.071	0.084
	0.001379	0.085	0.137	0.625	0.105	0.238	0.206	1.436	0.081	0.04
0.001551	0.096	0.155	0.615	0.121	0.266	0.232	1.422	0.091	0.046	
Clark 6-12-3-2	0.001034	0.032	0.194	5.017	0.07	1.174	0.076	1.341	0.068	1.105
	0.001206	0.055	0.226	3.127	0.097	0.775	0.138	1.51	0.079	0.444
	0.001379	0.079	0.259	2.287	0.125	0.583	0.194	1.466	0.091	0.15
	0.001551	0.122	0.291	1.383	0.152	0.243	0.247	1.02	0.102	0.166
Clark 23-6-9-1	0.000517	0.055	0.083	0.511	0.061	0.109	0.079	0.441	0.06	0.086
	0.000689	0.076	0.111	0.46	0.092	0.211	0.114	0.512	0.079	0.05
	0.000862	0.099	0.138	0.391	0.122	0.233	0.148	0.494	0.099	0.0
	0.001034	0.124	0.166	0.34	0.153	0.239	0.181	0.467	0.119	0.037
	0.001206	0.148	0.193	0.308	0.184	0.245	0.214	0.448	0.139	0.059
0.001379	0.175	0.221	0.265	0.215	0.229	0.246	0.41	0.159	0.091	
Clark 23-6-10-1	0.000517	0.04	0.163	3.067	0.064	0.584	0.074	0.84	0.058	0.434
	0.000689	0.085	0.218	1.573	0.1	0.182	0.124	0.463	0.077	0.093
	0.000862	0.122	0.272	1.226	0.136	0.116	0.169	0.386	0.096	0.215
	0.001034	0.153	0.326	1.135	0.173	0.13	0.213	0.391	0.115	0.247
Clark 23-6-11-2	0.000517	0.052	0.065	0.245	0.058	0.103	0.07	0.332	0.056	0.078
	0.000689	0.077	0.087	0.125	0.082	0.061	0.094	0.218	0.075	0.026
	0.000862	0.086	0.109	0.265	0.106	0.237	0.118	0.377	0.094	0.095
	0.001034	0.102	0.13	0.276	0.13	0.277	0.142	0.394	0.113	0.104
Makhlouf et Malhas - G1	0.000136	0.053	0.038	0.279	0.019	2.444	0.032	0.396	0.025	0.537
	0.000249	0.067	0.07	0.055	0.035	1.748	0.059	0.117	0.045	0.324
	0.000491	0.117	0.139	0.192	0.071	0.926	0.116	0.002	0.089	0.236
	0.00087	0.183	0.246	0.343	0.124	0.455	0.206	0.124	0.158	0.139
Makhlouf et Malhas - G2	0.0004	0.063	0.079	0.248	0.023	0.639	0.077	0.219	0.072	0.131
	0.00057	0.097	0.113	0.165	0.058	0.401	0.11	0.138	0.102	0.056
	0.0008	0.137	0.158	0.157	0.105	0.229	0.154	0.129	0.143	0.049
	0.00114	0.18	0.225	0.252	0.175	0.025	0.22	0.222	0.204	0.135
Makhlouf et Malhas - G3	0.000525	0.097	0.078	0.192	0.051	0.47	0.063	0.345	0.098	0.012
	0.00069	0.117	0.103	0.12	0.084	0.282	0.101	0.136	0.129	0.102
	0.00094	0.16	0.14	0.125	0.133	0.169	0.153	0.046	0.175	0.094
	0.0012	0.2	0.179	0.107	0.184	0.079	0.204	0.018	0.224	0.118
Oh et Kang - 03	0.00035	0.08	0.067	0.158	0.039	0.517	0.03	0.622	0.041	0.489
	0.00055	0.09	0.106	0.176	0.085	0.052	0.081	0.099	0.064	0.286
	0.0007	0.175	0.135	0.23	0.12	0.313	0.114	0.347	0.082	0.533
	0.00095	0.2	0.183	0.086	0.179	0.107	0.166	0.168	0.111	0.445
	0.00135	0.375	0.26	0.307	0.272	0.275	0.246	0.344	0.158	0.579
	0.0019	0.39	0.366	0.062	0.4	0.026	0.352	0.096	0.222	0.431
	0.0022	0.5	0.424	0.153	0.47	0.06	0.41	0.18	0.257	0.486
	0.0026	0.8	0.501	0.374	0.563	0.296	0.487	0.392	0.304	0.62
Oh et Kang -04	0.0003	0.1	0.088	0.123	0.057	0.434	0.049	0.514	0.032	0.681
	0.0004	0.1	0.117	0.169	0.084	0.163	0.072	0.279	0.043	0.574
	0.00065	0.15	0.19	0.266	0.152	0.01	0.127	0.156	0.069	0.539
	0.00085	0.2	0.248	0.242	0.206	0.029	0.169	0.157	0.091	0.547
	0.0012	0.3	0.351	0.169	0.301	0.002	0.241	0.196	0.128	0.574
	0.0013	0.35	0.38	0.085	0.328	0.063	0.262	0.252	0.138	0.604
	0.0017	0.4	0.497	0.242	0.436	0.091	0.344	0.14	0.181	0.547
	0.0018	0.44	0.526	0.195	0.464	0.053	0.364	0.172	0.192	0.564
0.00195	0.44	0.57	0.295	0.504	0.146	0.395	0.102	0.208	0.528	
Oh et Kang - 05	0.00025	0.05	0.06	0.191	0.035	0.303	0.035	0.296	0.027	0.46
	0.0004	0.05	0.095	0.905	0.07	0.404	0.075	0.507	0.043	0.137
	0.00075	0.075	0.179	1.382	0.153	1.037	0.158	1.102	0.081	0.079
	0.00095	0.125	0.226	0.81	0.2	0.6	0.203	0.622	0.103	0.18
	0.0012	0.175	0.286	0.633	0.259	0.48	0.259	0.477	0.129	0.26
	0.00135	0.2	0.322	0.608	0.294	0.472	0.292	0.459	0.146	0.272
0.001985	0.4	0.473	0.182	0.444	0.11	0.432	0.08	0.214	0.464	
Moyenne Écart/Exp.			0.69		0.35		0.59		0.29	
Ecart type			0.90		0.65		0.41		0.23	

Ainsi, en étudiant les Figures 4.2 à 4.13 et le Tableau 4.2, il en ressort que l'équation de Gergely-Lutz est celle qui donne les meilleurs résultats sur une grande variété de spécimens. Pour cette méthode utilisée notamment dans la norme ACI-318, la largeur maximale de fissuration est déterminée avec une équation empirique simple qui contrairement à la norme européenne, utilise la déformation moyenne dans les barres d'armatures et relie la largeur de fissuration à trois variables : la contrainte dans les barres d'armature, le recouvrement de béton et l'aire effective de béton qui entoure les armatures d'acier. L'équation de Gergely-Lutz est utilisée pour le volet prédiction de l'ouverture des fissures du modèle.



# CHAPITRE 5

## GLISSEMENT DES BARRES LONGITUDINALES

Il est très important d'inclure le phénomène de glissement des barres lors de la modélisation des piles de ponts afin de ne pas surestimer leur performance. En effet, le glissement des barres crée une rotation supplémentaire à la base du pilier, ce qui entraîne un déplacement supplémentaire en tête. Ce phénomène est accompagné d'une perte de résistance et de ductilité du pilier.

### 5.1 Mécanique du glissement des barres

Le glissement des barres peut survenir selon deux phénomènes, soit par l'arrachement du béton ("pullout mode") ou par séparation du béton ("splitting mode"). Si le recouvrement de béton est assez important et/ou si le confinement est adéquat, le glissement par arrachement surviendra. Par contre, si le recouvrement est moins important, que le confinement n'est pas adéquat ou que les barres d'armature chevauchées sont trop près l'une de l'autre, le glissement se fera par séparation du béton. Pour la plupart des structures en

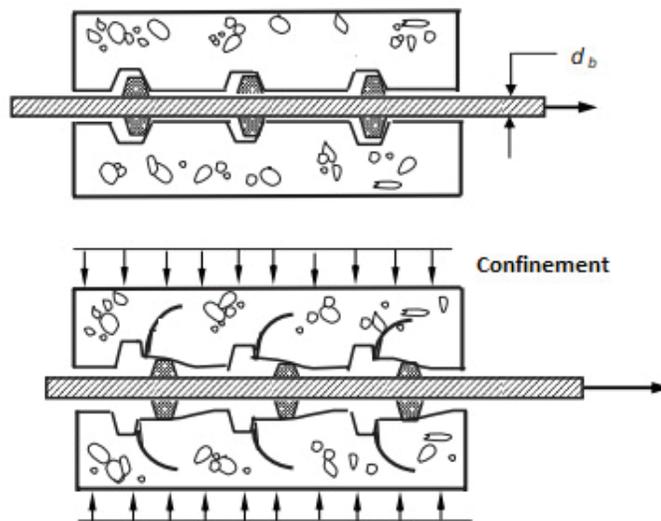


Figure 5.1 Schématisation du glissement des barres par séparation du béton ([Harajli, 2006])

béton armé, la rupture se fait par séparation du béton ([Harajli, 2009]). Par ailleurs, les études de [Harajli, 2006], [Harajli, 2009], [Xiao et Ma, 1997], [Monti *et al.*, 1997] et [Filippou *et al.*, 1983] ont montré l'influence du confinement sur la force d'adhésion entre le béton et les armatures. La Figure 5.1 schématise le phénomène du glissement des barres et montre bien l'importance du confinement qui apporte un support latéral et qui limite la séparation du béton. L'effet du confinement est pris en compte dans les modèles de [Harajli, 2006] et [Xiao et Ma, 1997], qui sont présentés dans le Tableau 5.1. Outre le confinement, ces modèles intègrent le diamètre des barres longitudinales, le recouvrement de béton et la résistance du béton comme paramètres importants.

Tableau 5.1 Modèles représentant le glissement des barres chevauchées

Xiao et al, 1997	$\tau_b = \frac{\tau'_{bc} \frac{s_b}{s_b c}}{(r-1+(\frac{s_b}{s_b c})^r)} \quad \tau'_{bc} = \tau'_{b0} + 1.4 f_l$ $\tau'_{b0} = 20 \sqrt{\frac{f'_c}{d_l b}} \leq 5.52 \text{MPa}$
Harajli, 2009	$u = u_m \left(\frac{s}{s_1}\right)^{0.3}$ $u_{sp} = \gamma \sqrt{f'_c \left(\frac{c+K_c}{d_b}\right)^{\frac{2}{3}}}$ $u_p = u_{sp} (0.5 + K_{cs})$ $s_{sp} = s_1 e^{3.3 \ln\left(\frac{u_{sp}}{u_m}\right)} + s_0 \ln\left(\frac{u_m}{u_{sp}}\right)$ $s_1 = 1.5; \quad s_2 = 3.5; \quad s_3 = 10$

## 5.2 Évaluation des modèles de glissement des barres

Afin d'évaluer les modèles présentés au Tableau 5.1, les courbes de ces modèles ont été comparées aux résultats des tests de [Harajli, 2006] qui présentent des échantillons faisant varier le confinement, la longueur de chevauchement et le diamètre des barres longitudinales. Ces comparaisons sont montrées aux Figures 5.2 à 5.5. Pour les échantillons B2WS6, B3WS6 et B20S10 (Figures 5.2 à 5.4) on remarque que le modèle de [Xiao et Ma, 1997] sous-estime la contrainte d'adhésion, alors que le modèle de [Harajli, 2006] prédit très bien la contrainte maximale d'adhésion (contrainte au pic). En ce qui concerne la contrainte d'adhésion postpic, les prédictions du modèle [Harajli, 2006] sont plus près des résultats expérimentaux que les valeurs obtenues par le modèle de [Xiao et Ma, 1997]. Quant à l'échantillon B25S10 (Figure 5.5), les deux modèles sous-estiment la contrainte d'adhésion.

Les résultats de la comparaison présentés aux Figures 5.2 à 5.5 montrent que de [Harajli, 2006] représente bien les résultats des essais expérimentaux de [Harajli, 2006]. Par ailleurs, puisque la modélisation se fait à l'aide du programme de calcul Opensees, le modèle de glissement des barres devra donc y être intégré. À cet égard, la structure des équations du modèle de [Harajli, 2006] fait en sorte que ce modèle peut être facilement intégré au programme via le matériau "Pinching4". Ce modèle est donc choisi pour la modélisation du glissement des barres des piliers de ponts.

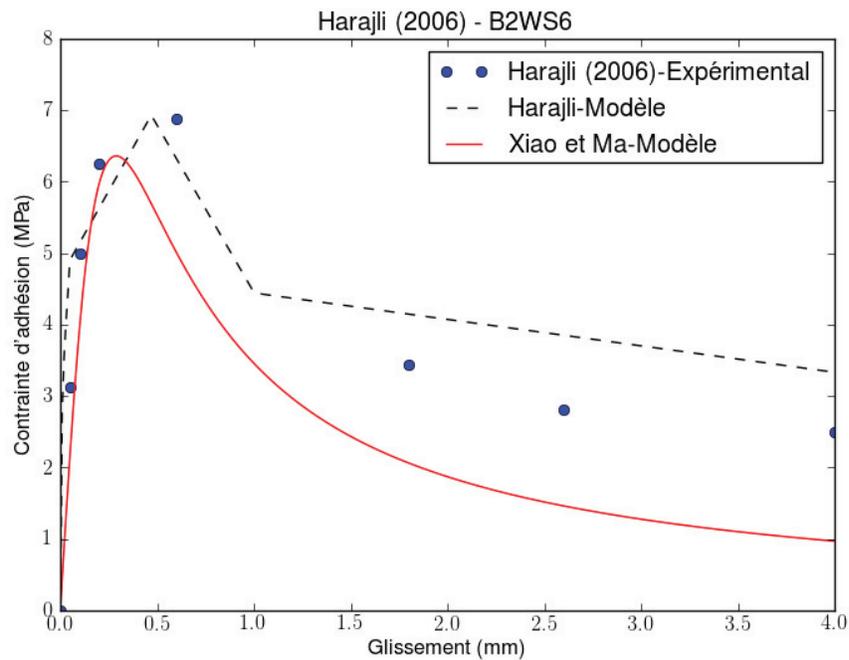


Figure 5.2 Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B2WS6

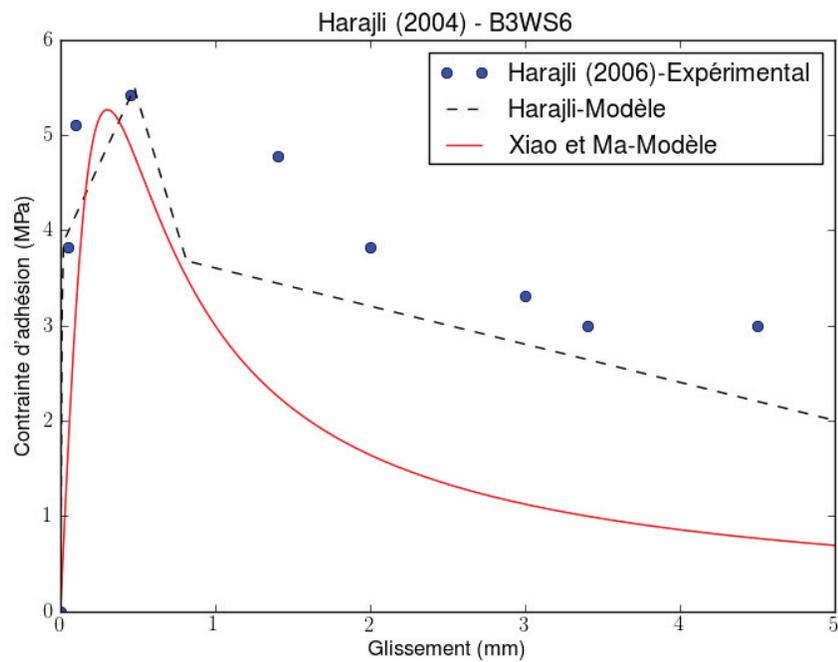


Figure 5.3 Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B3WS6

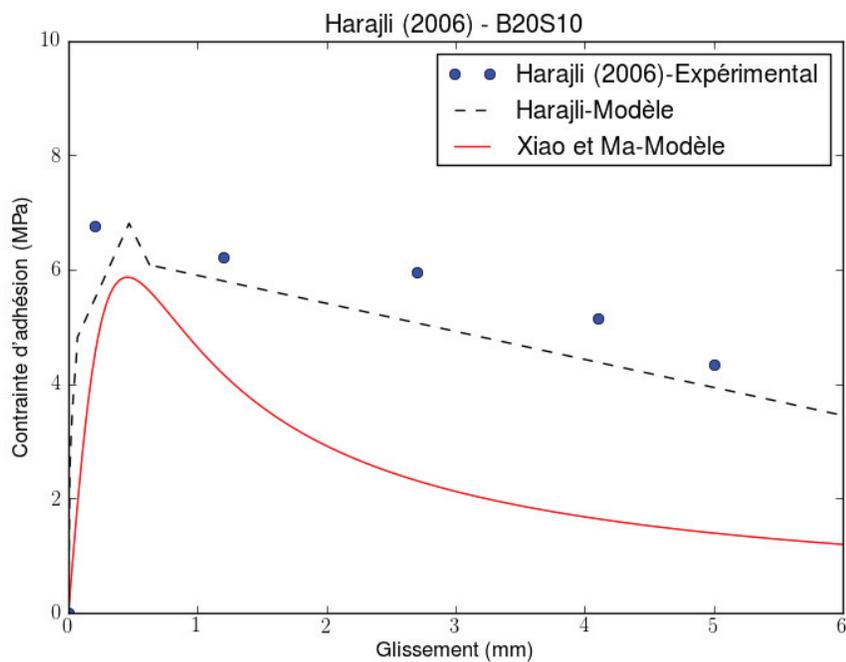


Figure 5.4 Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B20S10

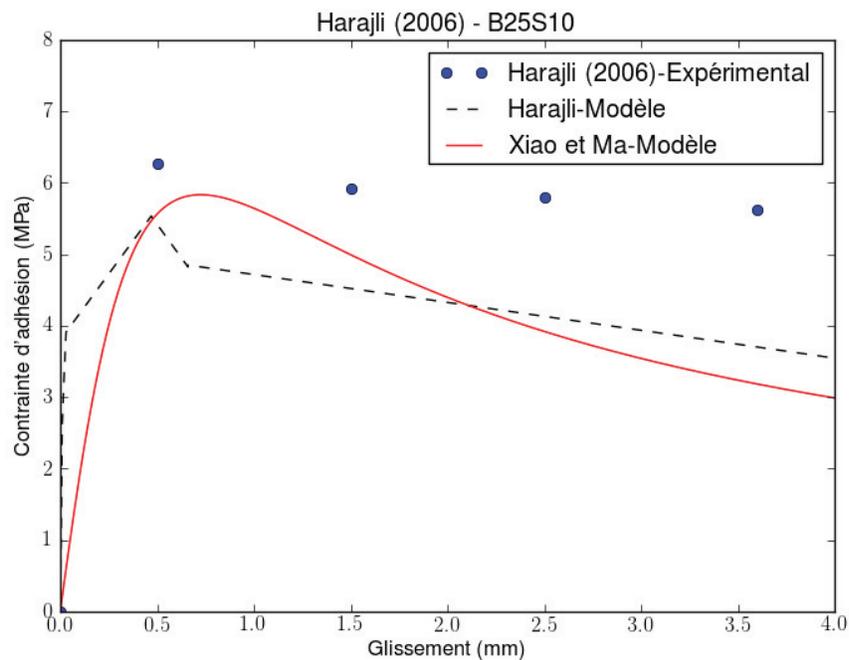


Figure 5.5 Comparaison des modèles de glissement des barres - Échantillon B25S10

### 5.3 Glissement à l'interface pilier-fondation

Le glissement des barres peut aussi se produire à l'interface pilier-fondation. En effet, ce glissement résulte d'une pénétration des déformations le long des barres longitudinales ancrées dans la fondation. Le fait d'ignorer cette pénétration des déformations pourrait sembler donner des résultats satisfaisants en terme de réponse globale force-déplacement, car les effets de la pénétration des déformations seraient compensés par une déformation plus importante en flexion pour une force donnée. Cependant, cette approche surestime considérablement les déformations dans la section inélastique de la structure et ipso facto surestime donc l'endommagement. Ce phénomène peut être intégré à la modélisation par l'entremise du matériau "BondSlip" d'OpenSees, qui permet de représenter les effets du glissement des barres à l'interface pilier fondation. À titre indicatif, la Figure 5.6 montre une courbe de réponse typique du matériau "Bond slip".

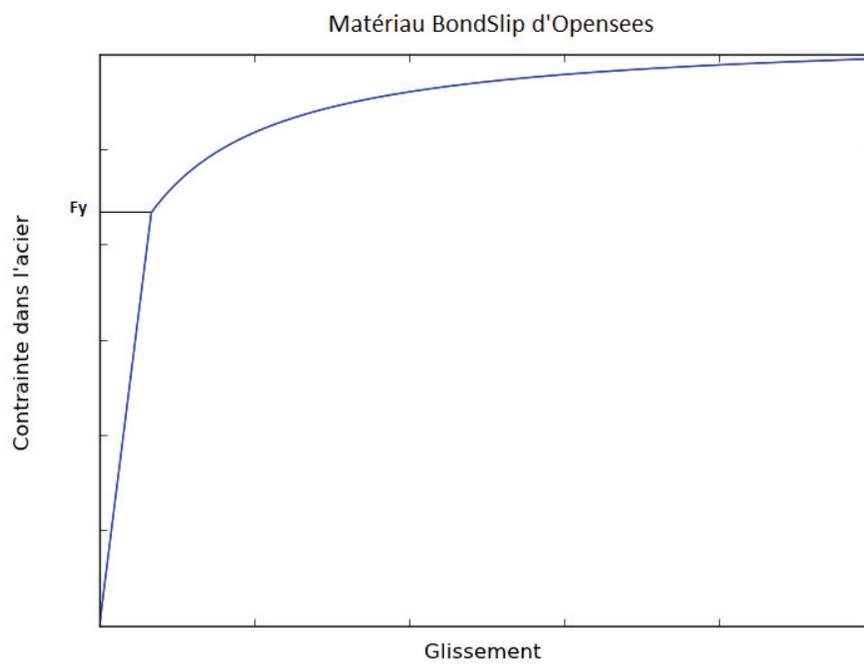


Figure 5.6 Modélisation de l'arrachement des barres ancrées à la fondation

# CHAPITRE 6

## FLAMBEMENT DES BARRES LONGITUDINALES

### 6.1 Modèles de flambement des barres longitudinales

Il a été démontré qu'il était important de considérer le flambement des barres d'armature longitudinales afin de ne pas surestimer la capacité de l'acier d'armature, ce qui amènerait également une surestimation de la capacité des piliers. En effet, le flambement induit des déformations plastiques importantes dans les barres d'acier, ce qui diminue la résistance apparente et limite la ductilité. [Russo, 1988], [Monti et Nuti, 1992], [Mander *et al.*, 1994], [Pantazopoulou, 1998] et [Bayrak et Sheikh, 2001] ont étudié ce phénomène et ont permis de ressortir les paramètres importants qui contrôlent le flambement des barres longitudinales. Ainsi, le ratio de la distance entre les cadres de confinement et le diamètre des barres longitudinales ( $\ell/d$ ) peut être considéré comme étant le facteur le plus déterminant. Certains modèles basés sur des méthodes d'éléments finis sont disponibles dans la littérature, cependant leur utilisation est difficile à mettre en place pour un pilier de pont et à fortiori pour un pont complet. Deux des modèles les plus simples et les plus connus dans la littérature sont présentés dans ce chapitre.

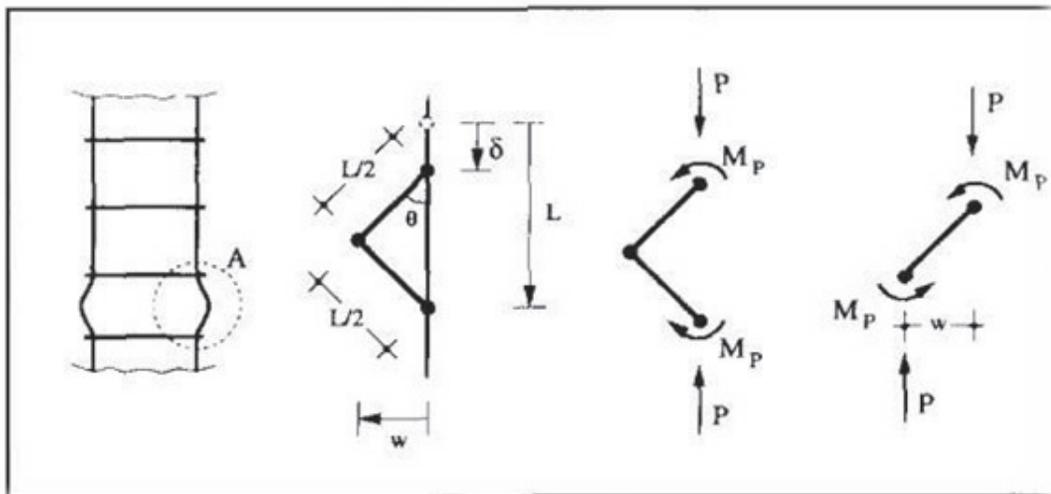


Figure 6.1 Équilibre des forces pour une barre en flambement (Gomes et Appleton, 1997)

[Gomes et Appleton, 1997] ont utilisé une approche inspirée de l'équilibre des forces d'une barre en flambement (Figure 6.1) avec des rotules plastiques à chaque extrémité et une rotule au centre pour développer leur modèle de flambement des barres. Cette approche inclut le diamètre des barres et l'espacement entre les cadres de confinement comme paramètres. La courbe du modèle est présentée à la Figure 6.2.

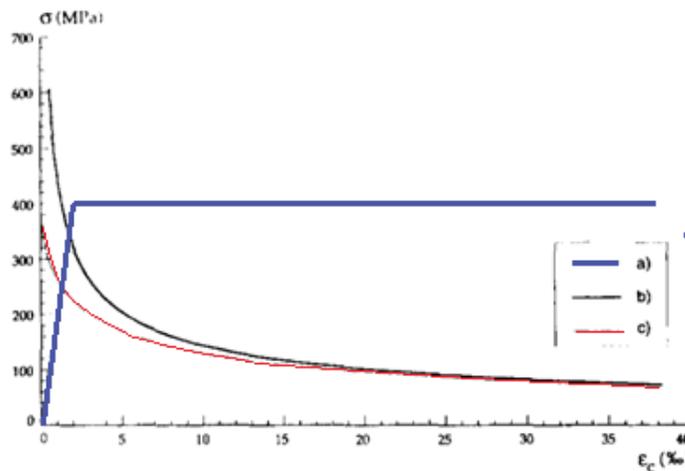


Figure 6.2 Modèle de flambement des barres d'armature ; a) Courbe bilinéaire de l'acier ; b) flambement en négligeant la charge axiale ; c) flambement en considérant l'effet de la charge axiale (Gomes et Appleton, 1997)

D'autre part, [Dhakai et Maekawa, 2002] ont établi leur modèle (Figure 6.3) d'après des résultats expérimentaux et à l'instar de [Gomes et Appleton, 1997], le ratio  $l/d$  est inclus dans les paramètres d'analyse.

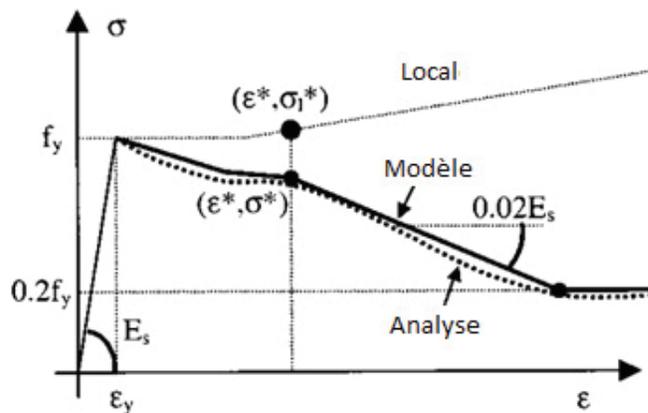


Figure 6.3 Modèle de flambement des barres d'armature (Dhakai et Maekawa, 2002)

Tableau 6.1 Modèles de flambement des barres longitudinales

Gomes et Appleton (1997)	$P = 2 \frac{M_P}{w} \quad M_P = 0.424\pi R^3 f_y \quad w = \frac{L}{2} \sin\theta \quad \sigma = \frac{P}{A}$ $\sigma = \frac{2}{A} \frac{\sqrt{2}}{L} \frac{4}{3} r^3 \sin\theta f_y \frac{1}{\varepsilon}$ $P = r^2(\pi - 2\theta + \sin 2\theta) f_y$
Dhakal et Maekawa (2002)	$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - (1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l})((\varepsilon - \varepsilon_y)/(\varepsilon^* - \varepsilon_y)); \text{ for } \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon^*$ $\sigma \geq 0.2f_y; \sigma = \sigma^* - 0.2E_s(\varepsilon - \varepsilon^*); \text{ for } \varepsilon > \varepsilon^*$ $\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3\sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}; \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7$ $\frac{\sigma^*}{\sigma_l} = \alpha(1.1 - 0.016\sqrt{\frac{f_y L}{100 D}}); \sigma^* \geq 0.2f_y$

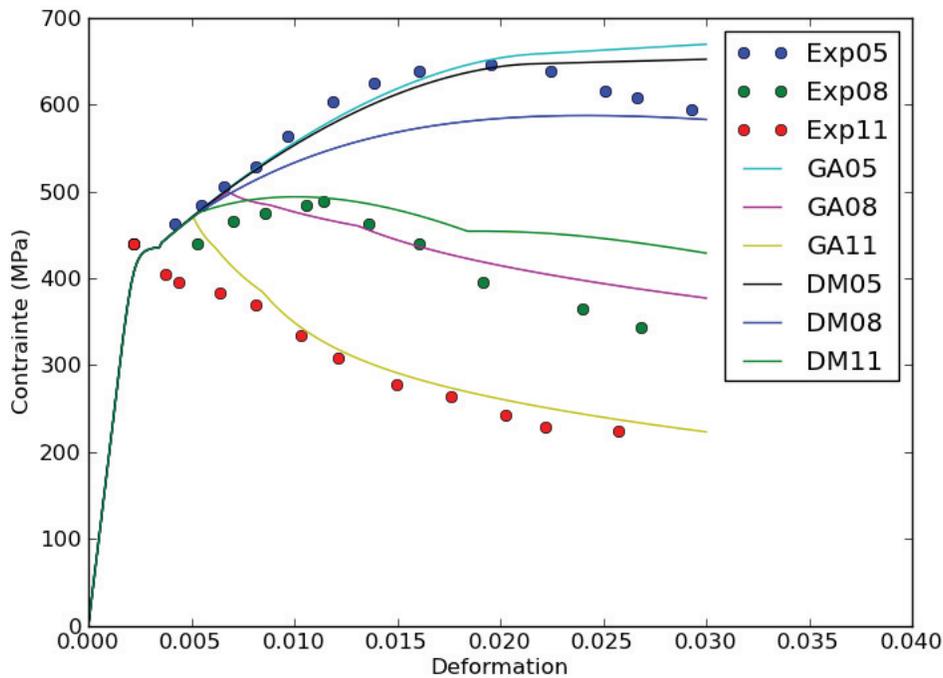


Figure 6.4 Comparaison avec résultats expérimentaux (Chargement unidirectionnel en compression)

## 6.2 Chargement monotone

Le logiciel Opensees est utilisé afin d'évaluer les modèles de prédiction du flambement des barres. À cet égard, il est à noter que les deux modèles à l'étude sont déjà implémentés à

l'intérieur du programme Opensees et peuvent directement être utilisés via la commande de matériau "Reinforcing steel". Les échantillons de [Monti et Nuti, 1992] sont modélisés numériquement avec Opensees et sont représentés par un élément multifibre auquel est associé le matériau "Reinforcing Steel". Les caractéristiques des échantillons, à savoir la résistance élastique de l'acier ( $F_y$ ), le diamètre des barres ( $\phi$ ) et le ratio  $\ell/d$  sont représentés dans la modélisation. Les résultats de la modélisation sont comparés aux résultats des tests à la Figure 6.4 pour des ratio  $\ell/d$  de 5, 8 et 11 et on peut voir que le comportement postpic représenté par le modèle de [Gomes et Appleton, 1997] (GA) s'approche plus des résultats expérimentaux que les prédictions du modèle de [Dhakal et Maekawa, 2002] (DM).

### 6.3 Chargement cyclique

Tel que vu au chapitre 3, le comportement cyclique est très important pour la prédiction de la performance et il est primordial que la réponse au flambement des barres longitudinales corresponde bien à la réalité pour un chargement cyclique. À cet égard, le modèle numérique d'une barre d'armature utilisé précédemment pour un chargement monotone est utilisé afin d'évaluer la réponse cyclique (contrainte-déformation) d'une barre. Il est à noter que pour le chargement cyclique, la modélisation se concentre seulement sur le modèle de [Gomes et Appleton, 1997] puisque l'analyse précédente a montré que ce modèle est plus efficace. Les résultats de la modélisation sont comparés aux résultats des tests de [Monti et Nuti, 1992] et sont présentés aux Figures 6.5 à 6.7. Il est possible d'observer sur ces figures que la perte de rigidité liée au flambement est relativement bien représentée, mais que les caractéristiques associées à la réponse cyclique (voir Figure 3.5) de l'acier telle que l'effet baushinger et l'écrouissage isotrope sont moins bien représentées par le matériau "Reinforcing Steel", ce qui fait en sorte que les courbes de réponses du modèle numérique sont déphasées par rapport aux courbes obtenues lors des essais. Ainsi, le modèle peut servir pour modéliser le flambement de manière générale, mais ne semble pas adéquat pour une évaluation du flambement dans le cadre de la conception performantielle. De plus, il est important de noter que le guide d'utilisateur et de commande Opensees ([Mazzoni *et al.*, 2006]) mentionne que l'implémentation du flambement dans le modèle "Reinforcing Steel" comporte certaines lacunes et que l'utilisation de ce matériau rend le calcul numérique plus complexe et la convergence plus difficile.

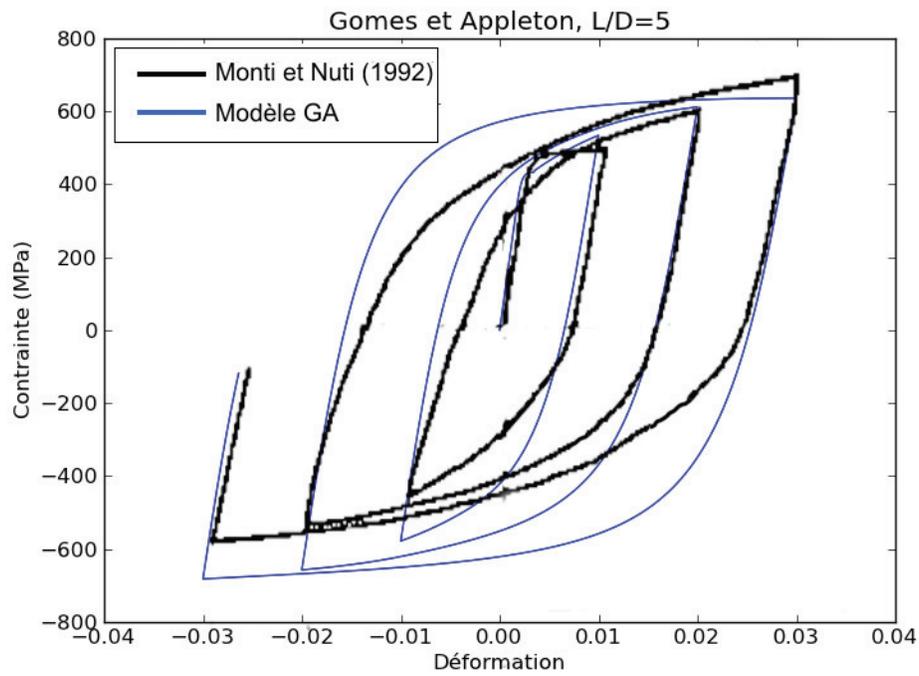


Figure 6.5 Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $\ell/d=5$ ) avec résultats expérimentaux cycliques

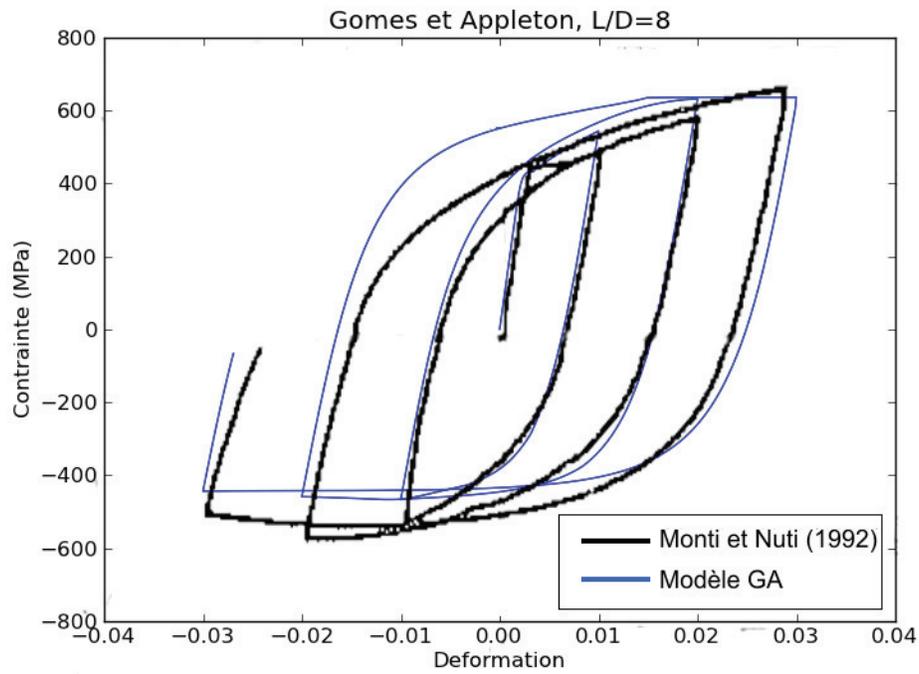


Figure 6.6 Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $\ell/d=8$ ) avec résultats expérimentaux cycliques

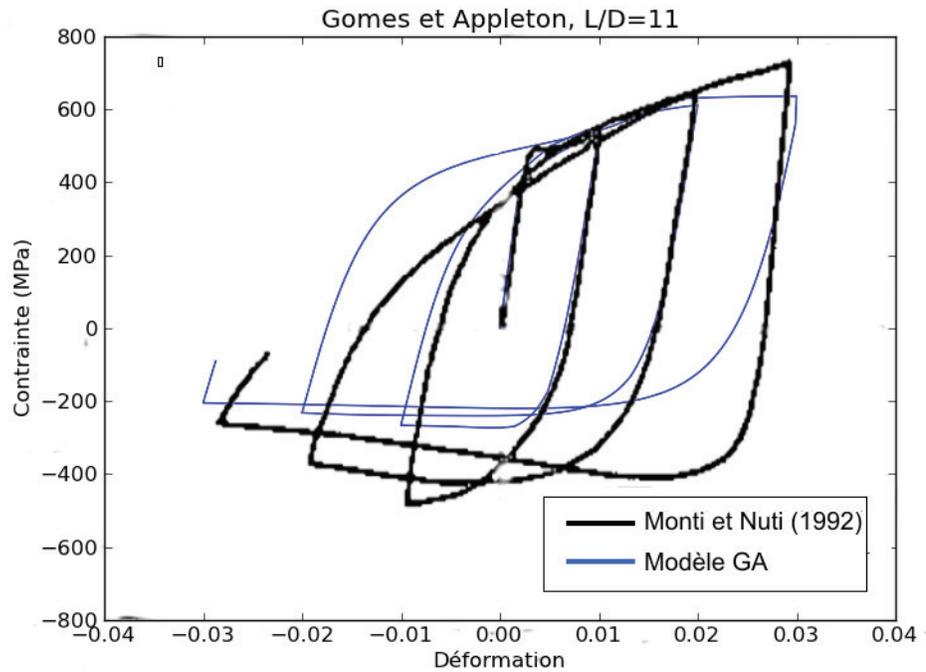


Figure 6.7 Comparaison du modèle de Gomes et Appleton ( $l/d=11$ ) avec résultats expérimentaux cycliques

## 6.4 Modélisation du flambement avec excentricité initiale

Une autre alternative pour modéliser le flambement des barres longitudinales est de modéliser celui-ci avec une déformation transversale initiale. En réalité, cette déformation initiale est associée à des défauts de rectitude dans les barres ou aux déformations induites par l'expansion du béton confiné en compression. Ces déformations combinées aux efforts de compression dans les barres induisent le flambement ([Bae *et al.*, 2005]). Ce phénomène peut être reproduit de manière simplifiée à l'aide du logiciel d'éléments finis Opensees en modélisant une barre d'armature avec un élément multifibre et en imposant une déformation latérale sous chargement cyclique unidirectionnel.

### 6.4.1 Déformation initiale

Afin de modéliser le plus fidèlement possible les résultats expérimentaux, il convient de bien définir le type de déformation initiale des barres d'armature. Pour cette méthode de modélisation, deux configurations sont étudiées : une déformation avec un seul point de déflexion à la mi-portée de la barre et une déformation avec trois points de déflexion aux

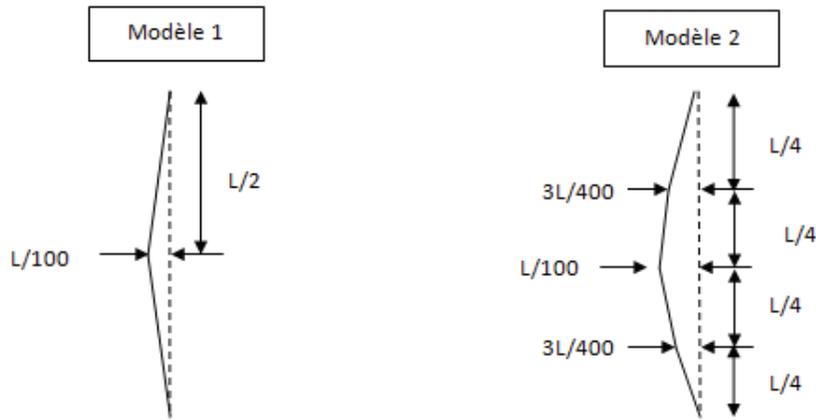


Figure 6.8 Déformation initiale

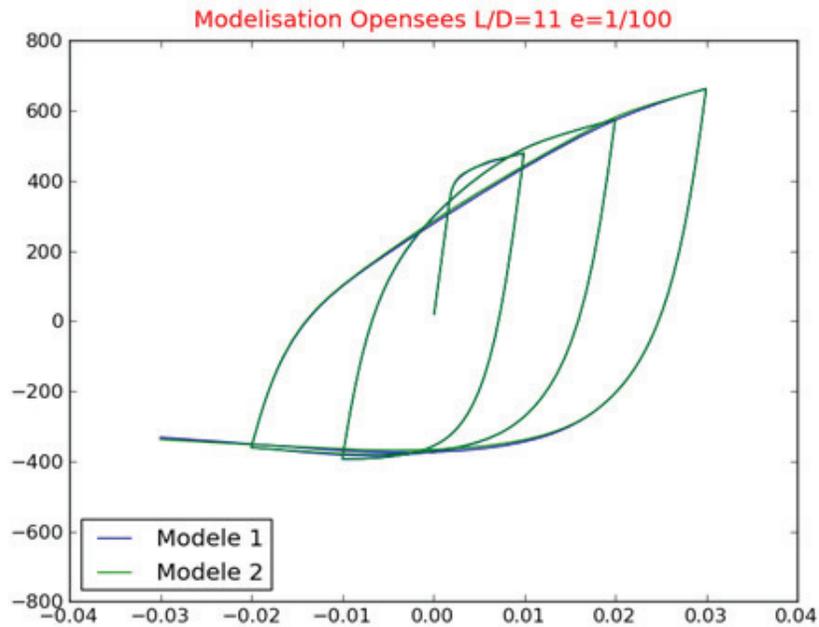


Figure 6.9 Influence de la déformation initiale (Chargement initial en tension

quarts médians de la portée de la barre, tel que montré à la Figure 6.8. D’abord, la Figure 6.9 présente la comparaison entre les deux configurations alors qu’on fait débiter le chargement en tension. On peut y voir que le nombre de points de déflexion a peu d’influence sur le comportement de la barre puisque les réponses des modèles 1 et 2 sont pratiquement identiques. Dans certains cas, le sens du chargement initial (tension vs. compression) peut influencer la réponse cyclique au flambement. Afin d’évaluer ce phénomène,

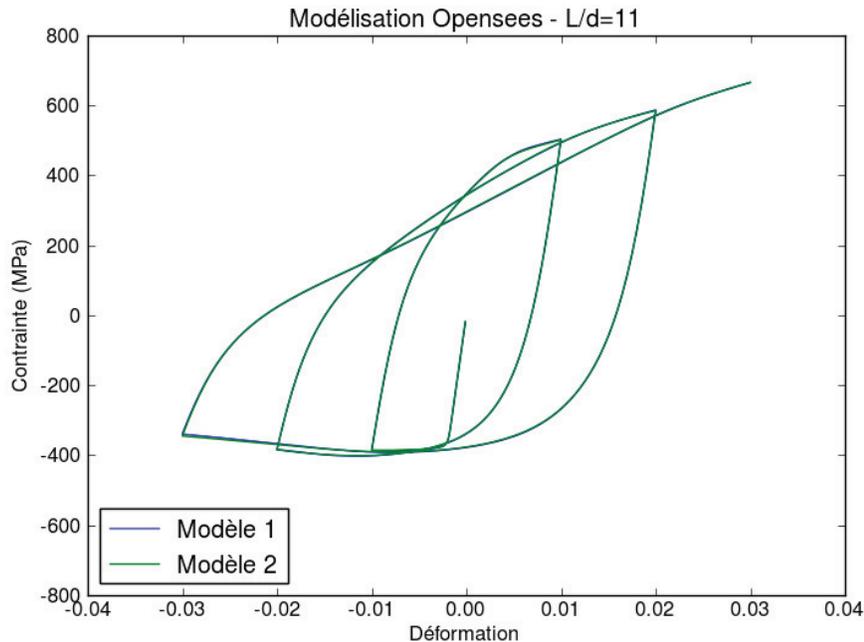


Figure 6.10 Influence de la déformation initiale (chargement initial en compression)

la Figure 6.10 présente la réponse des modèles 1 et 2 alors qu'on fait débuter le chargement en compression. On peut également y voir que le nombre de points de déflexions a peu d'influence sur la réponse du modèle. La configuration du modèle 1 est retenue pour la suite de la modélisation.

### 6.4.2 Excentricité initiale

Il est aussi important de déterminer une valeur d'excentricité initiale représentative et de voir l'influence de la variation de cette valeur sur les résultats de la modélisation. Pour cette étape, les Figures 6.11 et 6.12 présentent les réponses cycliques d'une barre avec un ratio  $\ell/d$  de 11 pour des excentricités initiales de  $\ell/100$ ,  $\ell/1000$  et  $\ell/10000$  pour des chargements débutants en tension (Figure 6.11) et en compression (Figure 6.12). En observant ces deux figures, on remarque d'une part que la réponse de la barre est peu influencée par l'excentricité initiales. D'autre part, en comparant les Figures 6.11 et 6.12, on peut voir que le sens du chargement n'affecte pas l'influence de l'excentricité initiale sur le comportement d'une barre en chargement cyclique unidirectionnel. Une excentricité de  $\ell/100$  est retenue pour la modélisation du flambement.

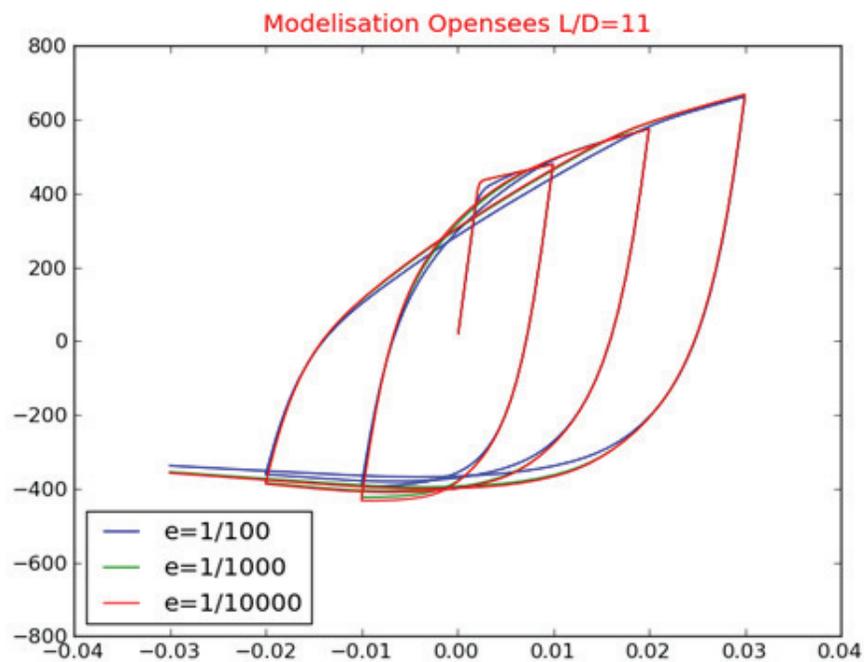


Figure 6.11 Influence de l'excentricité initiale

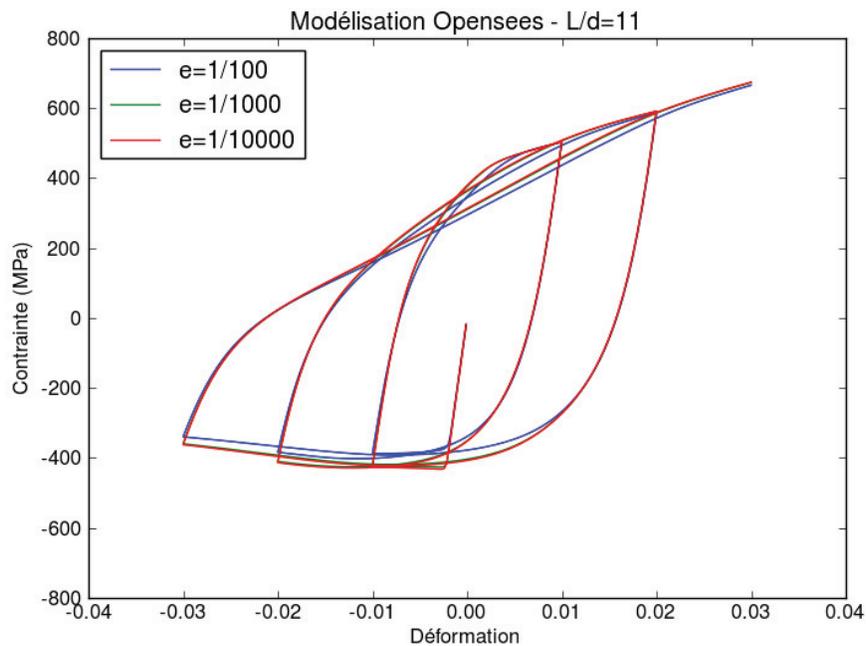


Figure 6.12 Influence de l'excentricité initiale

### 6.4.3 Comparaison avec résultats expérimentaux

Le modèle numérique d'une barre d'armature avec excentricité initiale de  $\ell/100$  présenté ci-haut est évalué et la réponse est comparée aux résultats expérimentaux cycliques de [Monti et Nuti, 1992]. Les Figures 6.13 et 6.14, qui présentent les réponses du modèle pour des ratios  $\ell/d$  de 5 et 8 respectivement montrent que les prédictions du modèle collent très bien aux courbes des essais expérimentaux. Pour un ratio  $\ell/d$  de 11, on remarque à la Figure 6.15 que la courbe de réponse du modèle diffère un peu de la courbe de l'essai expérimental lors de l'inversion de la charge de tension en compression (effet Baushinger), mais que dans l'ensemble, le flambement est assez bien prédit par le modèle numérique et que cette approche peu être utilisée pour modéliser les barres d'armature à l'intérieur d'un pilier de pont. Ainsi, une approche de modélisation d'un pilier de pont basée sur cette méthode de modélisation du flambement est traitée dans le chapitre suivant dans une optique de prédiction de la performance.

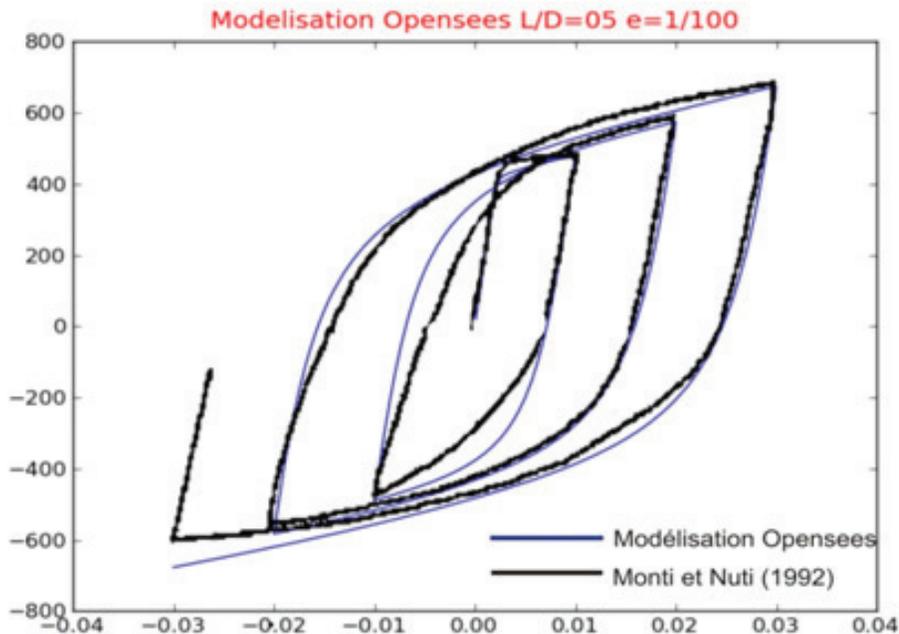


Figure 6.13 Résultats de la modélisation avec Opensees,  $\ell/d=5$

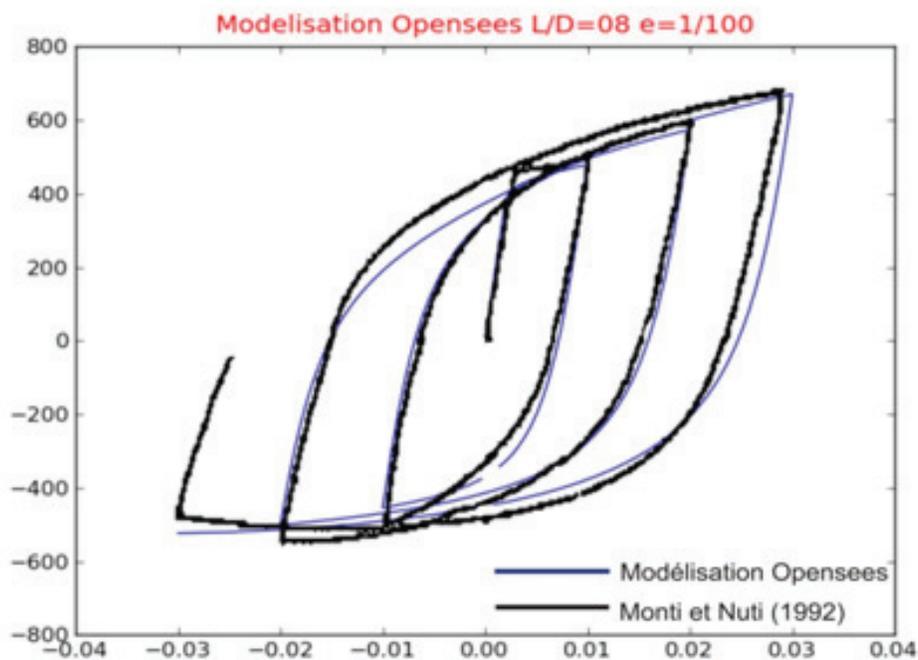


Figure 6.14 Résultats de la modélisation avec Opensees,  $\ell/d=8$

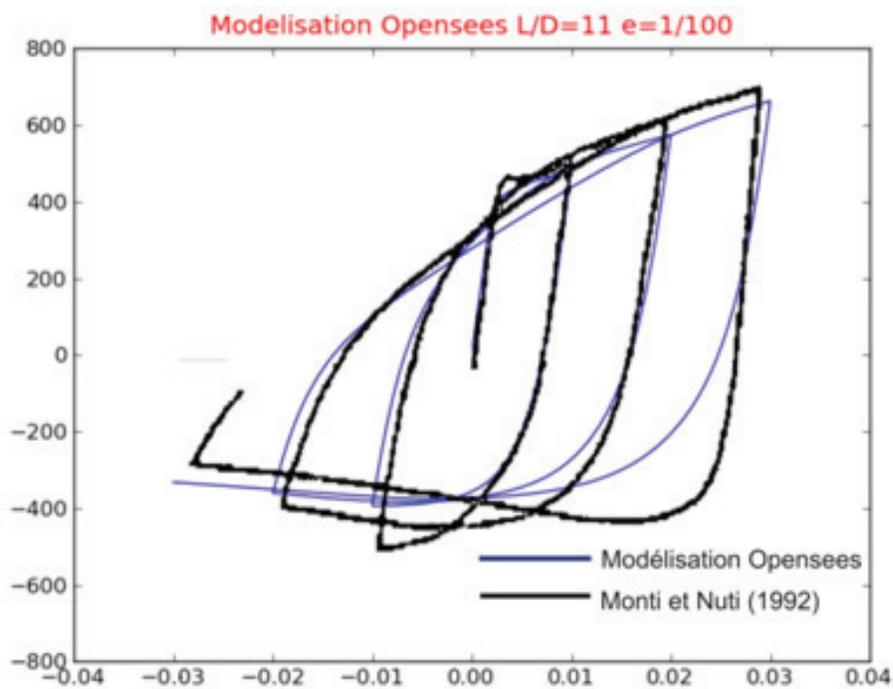


Figure 6.15 Résultats de la modélisation avec Opensees,  $\ell/d=11$

### 6.4.4 Représentation de l'expansion du béton

Sous sollicitations sismiques, le béton subit une expansion et exerce une force latérale sur les barres d'armature. Bien que cette force varie au cours du chargement, il est possible de déterminer une force équivalente qui correspond à une déformation initiale de  $\ell/100$ . De plus, pour des fins d'évaluation de la performance, il est avantageux d'exprimer cette force en fonction de la contrainte de confinement au pic  $f'_{le}$ .

Chacune des Figures 6.16 à 6.19 montre la réponse d'une barre d'armature avec un ratio  $\ell/d$  de 11 sur laquelle est appliquée une force latérale correspondant à 100%, 50%, 20% et 10% de  $f'_{le}$  respectivement. La réponse de chaque modélisation est comparée à la réponse d'une barre d'armature avec une excentricité initiale de  $\ell/100$  de manière à déterminer la force correspondant à cette excentricité. À la Figure 6.19, on peut voir qu'une force latérale correspondant à 10% de  $f'_{le}$  est équivalent à une excentricité initiale de  $\ell/100$  et que cette valeur peut être utilisée pour représenter l'expansion du béton.

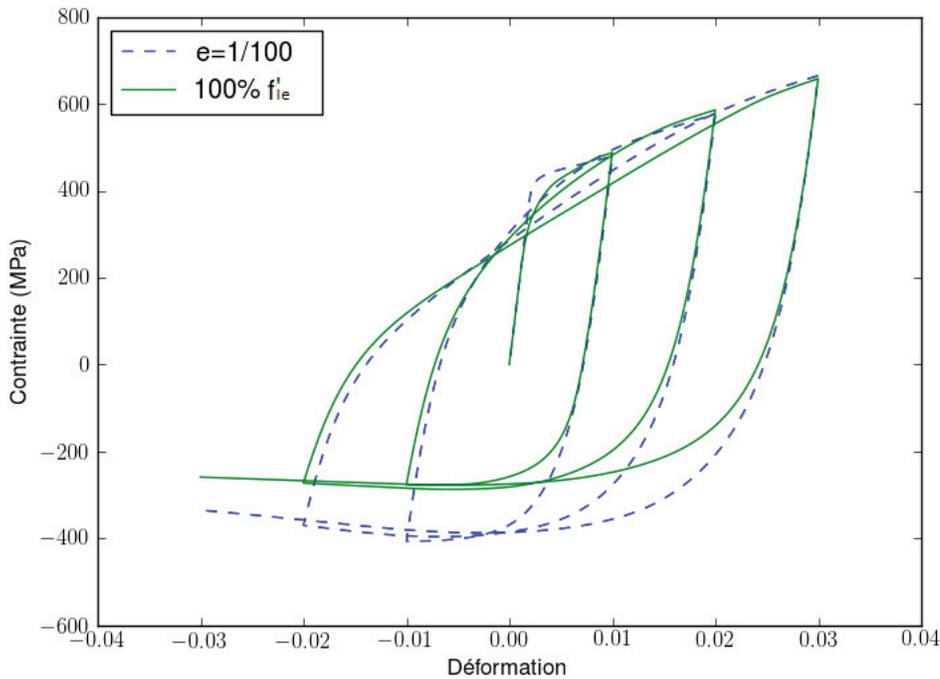


Figure 6.16 Force équivalente d'expansion du béton

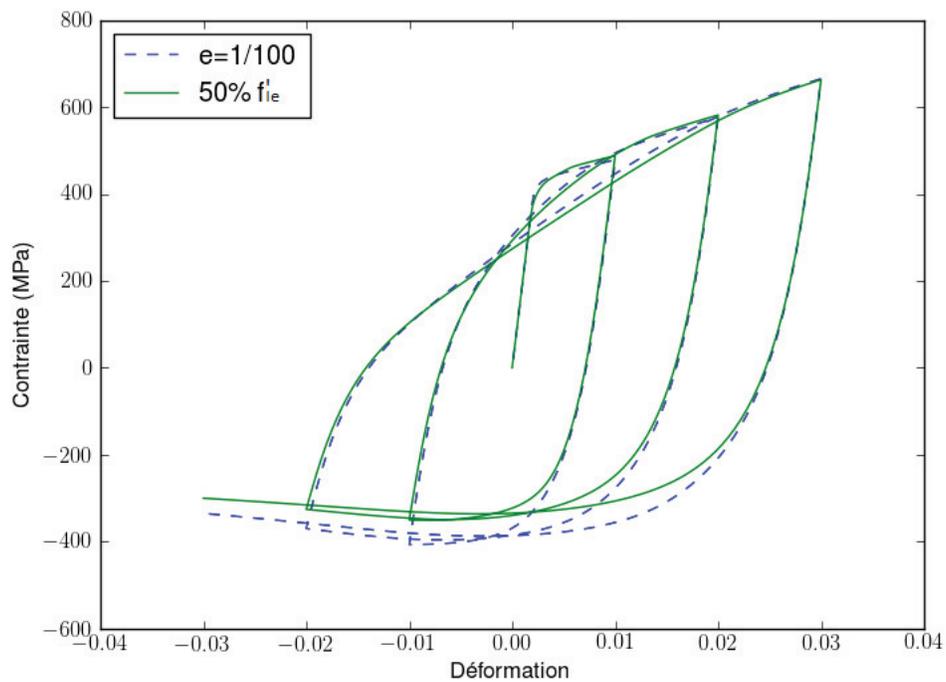


Figure 6.17 Force équivalente d'expansion du béton

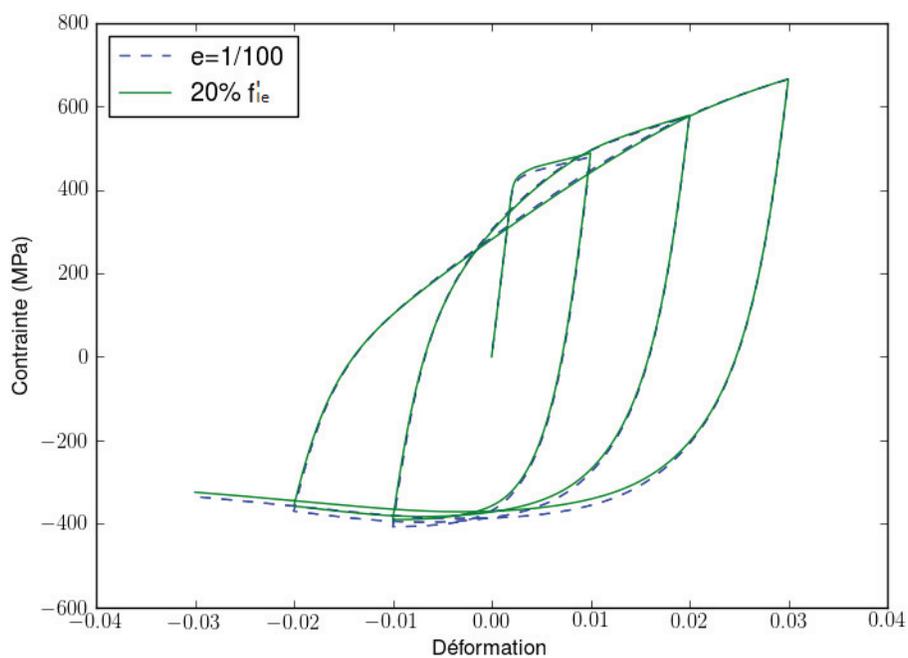


Figure 6.18 Force équivalente d'expansion du béton

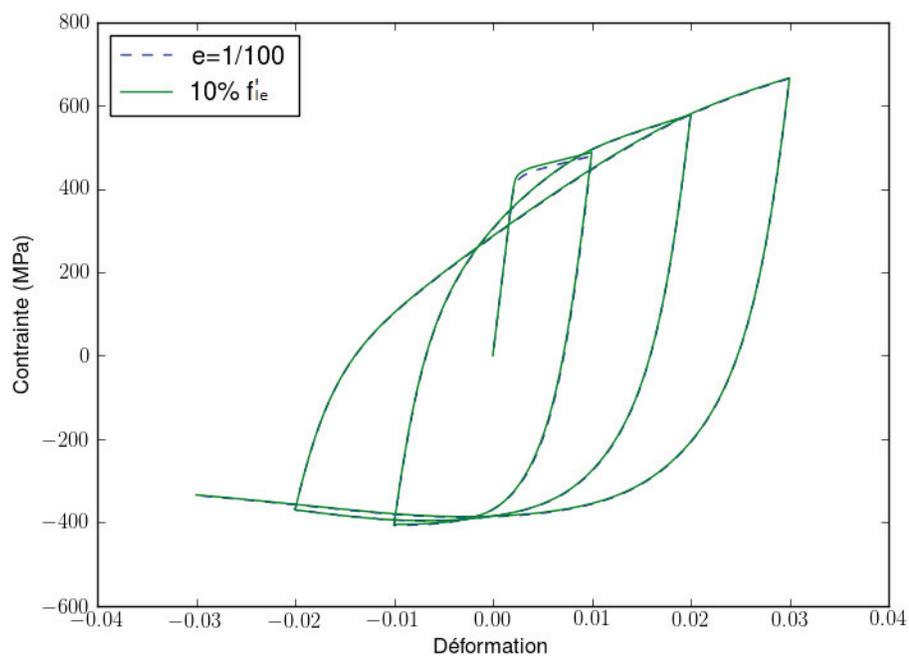


Figure 6.19 Force équivalente d'expansion du béton

En somme, l'approche de modélisation du flambement des barres longitudinales présentée ci-haut peut être utilisée pour modéliser les barres d'armature à l'intérieur d'un pilier de pont. En ce sens, une approche de modélisation d'un pilier de pont complet modélisant les barres d'armatures individuellement est présentée dans le chapitre suivant dans une optique de prédiction de la performance.

# CHAPITRE 7

## MODÉLISATION D'UN PILIER DE PONT

L'approche de modélisation vue au chapitre précédent et visant à reproduire le phénomène du flambement des barres peut être intégrée dans la modélisation d'une pile de ponts de sorte que les barres d'armature sont modélisées au niveau de la rotule plastique comme étant des éléments individuels (contrairement à une approche plus traditionnelle avec une section multifibre). Pour ce faire, le logiciel Opensees est utilisé pour développer numériquement un modèle prédisant le comportement d'un pilier de pont. Ce modèle intègre les lois de comportement présentées dans les chapitres précédents et qui permettent de modéliser la réponse globale d'un pilier ainsi que les phénomènes locaux associés aux états limites.

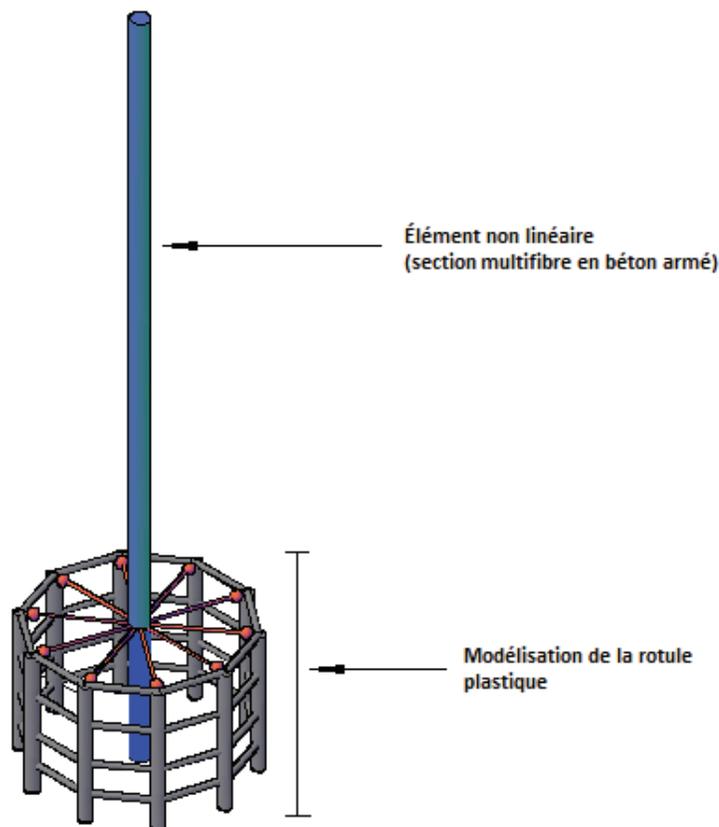


Figure 7.1 Schéma de la modélisation

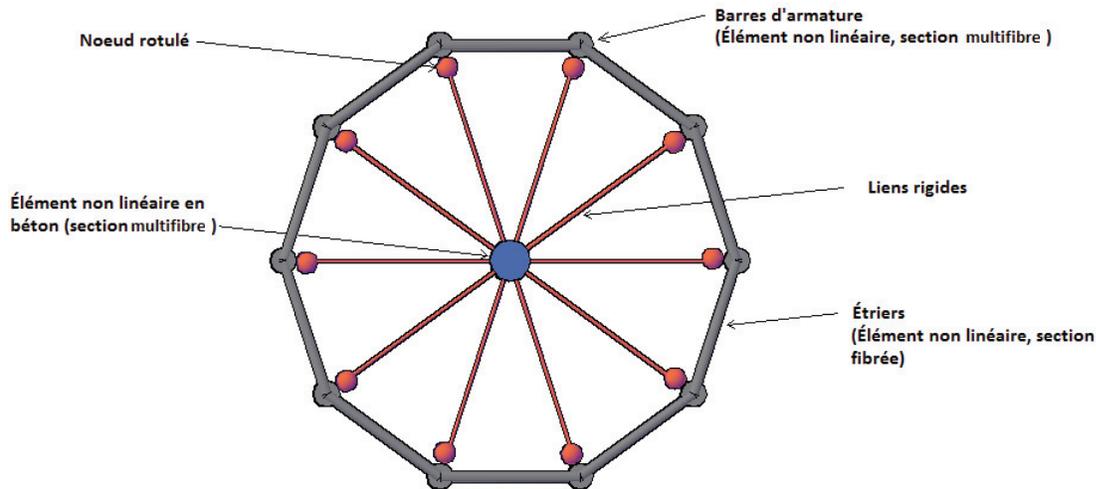


Figure 7.2 Schéma de la modélisation dans la rotule plastique

## 7.1 Modélisation numérique

Le principe de l'approche de modélisation est de raffiner la modélisation au niveau de la rotule plastique afin de représenter les phénomènes locaux. Les Figures 7.1 et 7.2 montrent que les barres longitudinales sont modélisées individuellement à l'instar de l'élément de béton central. De plus, des éléments rigides relient les barres d'armatures au béton afin d'assurer l'effet de section et la compatibilité des déformations. À leur jonction avec les barres d'armatures, les éléments rigides sont reliés avec des éléments "Gap" (Figure 7.4) qui simulent l'effet du béton confiné qui empêche les barres de flamber vers l'intérieur. Finalement, la partie au dessus de la rotule plastique est modélisée avec un élément non linéaire multifibre.

### 7.1.1 Prédiction de la largeur des fissures

Lors de la modélisation, il est possible de ressortir les déformations internes à chaque incrément de déplacement. Étant donné que la largeur des fissures dépend directement de la déformation en tension, elle peut être déterminée de façon simple en post-traitement avec l'équation de Gergely-Lutz (Chapitre 4).

### 7.1.2 Endommagement du béton

Tel que vu au Chapitre 3, le modèle proposé par [LaBorderie, 1991] permet de prédire le comportement cyclique du béton selon des paramètres d'endommagement D1 et D2. Dans

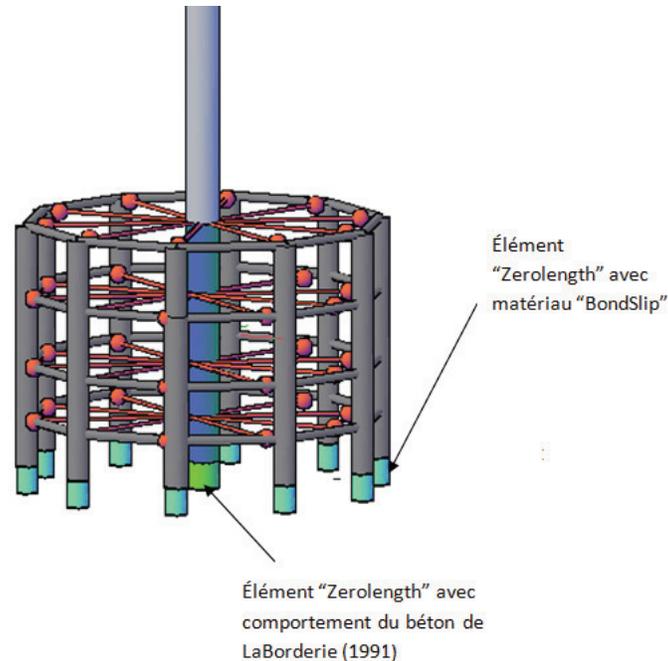


Figure 7.3 Modélisation du glissement des barres

le cadre de ce projet, les équations du modèle de Laborderie (équations 3.1 à 3.5) ont été implémentées au code du logiciel Opensees afin de pouvoir utiliser ce modèle pour la prédiction du comportement unidirectionnel du béton. Les équations du modèle peuvent ensuite être paramétrées pour un comportement de béton confiné en compression (modèle de [Legeron et Paultre, 2003]), de béton de recouvrement en compression et pour un comportement de béton en tension tel que vu au Chapitre 3. Par ailleurs, les paramètres d'endommagement peuvent être utilisés comme indice de performance dans le cadre d'une étude paramétrique.

### 7.1.3 Glissement des barres longitudinales

Le phénomène de glissement des barres est intégré au modèle en introduisant des éléments "Zerolength" à la base tel que montré à la figure 7.3, et en leur associant le matériau "Bondslip" qui représente le glissement des barres à l'interface pilier-fondation ou le matériau "Pinching4" paramétré pour représenter le modèle de glissement des barres chevauchées. Tel que vu au Chapitre 5, la courbe du modèle de [Harajli, 2006] est composée d'une branche ascendante initiale, d'une pente linéaire croissante jusqu'à l'atteinte de la résistance au glissement, d'une pente descendante postpic et d'une autre pente descendante tributaire du type de confinement. Les équations de [Harajli, 2006] peuvent être facilement implémentées par le biais du matériau "Pinching4" d'Opensees et dans le cas d'un pilier

où les barres longitudinales sont chevauchées dans la zone de rotule plastique, le matériau "Pinching4" est associé aux éléments "Zerolength" à la base.

### 7.1.4 Prédiction du flambement

Lors du flambement des barres d'armature, les étriers et le béton ont beaucoup d'influence alors que l'expansion du béton pousse les barres longitudinales à flamber et que les étriers agissent comme des appuis et retiennent les barres qui tendent à flamber. Pour la modélisation d'un pilier de pont, le comportement en flambement est obtenu en modélisant les barres d'armatures individuellement, en modélisant les étriers et en modélisant le phénomène d'expansion du béton en imposant une force ( $F_{exp}$ ) vers l'extérieur de la section tel que montré à la Figure 7.4. Cette force correspond à la contrainte de confinement au pic

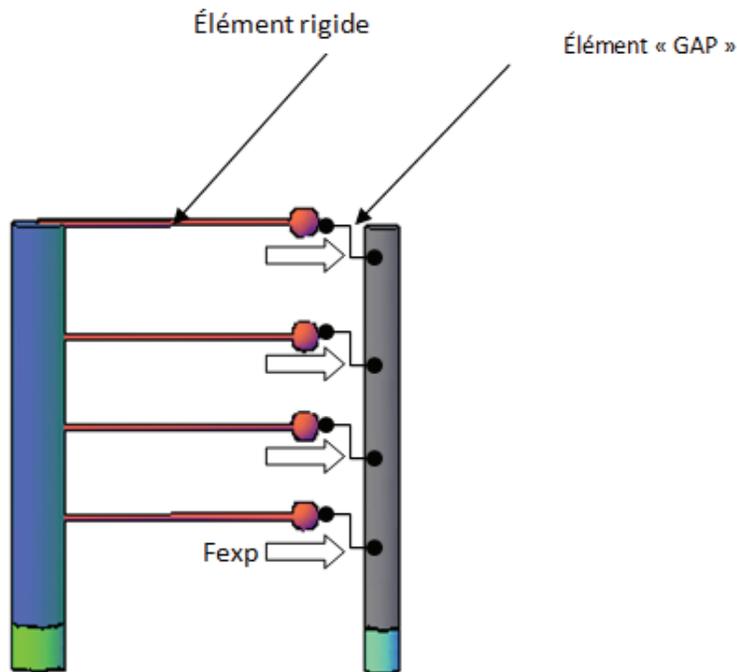


Figure 7.4 Effet du béton confiné

distribuée sur chaque noeud. Bien qu'en réalité la contrainte de confinement varie au cours du chargement, une contrainte moyenne constante correspondant à 10% de la contrainte de confinement au pic, tel que déterminé au Chapitre 6, est utilisée pour la modélisation.

Dans l'optique de la prédiction de la performance des ouvrages, cette approche de modélisation comporte plusieurs avantages marquants. D'une part, elle permet de prendre en compte l'effet de l'espacement des étriers, qui se traduit en fait par le ratio de l'espacement

des étriers et du diamètre des barres longitudinales ( $\ell/d$ ). Tel que vu dans le chapitre précédent, c'est le ratio  $\ell/d$  qui principalement régit le comportement en flambement d'une barre. D'autre part, lorsque la barre est retenue par des étriers ceux-ci peuvent influencer la nature du flambement de par leur rigidité radiale. En effet, lorsque le flambement survient, les barres d'armatures exercent une force vers l'extérieur de la section. Cette force latérale est en partie compensée par la rigidité radiale des étriers ce qui fait en sorte que le flambement survient entre deux étriers. Cependant, lorsque la rigidité des étriers est faible par rapport à la rigidité de la barre longitudinale, il est possible que le flambement survienne sur plusieurs espacements d'étriers. La modélisation des étriers permet de prendre en compte cette nuance et de modéliser le flambement sur plusieurs espacements d'étriers.

### 7.1.5 Prédiction de la rupture des étriers et des barres longitudinales

Dans le cas où le chargement se poursuit au-delà du flambement, il est possible de se rendre au point de rupture des étriers et des barres longitudinales. En modélisant individuellement les étriers et les barres d'armatures, le point de rupture des barres peut être déterminé selon les déformations internes de chacun. Lors du flambement, la barre subit une déformation axiale moyenne en compression et une rotation due à la déformation latérale en flambement. Cependant, bien que la déformation axiale moyenne est en compression, la courbure dans la barre induit une déformation en traction à la fibre extrême. Lors du renversement de la charge, la déformation axiale moyenne de la barre passe en tension tandis que la tension dans la fibre extrême continue d'augmenter jusqu'au point de rupture (déformation de 0.15 pour l'acier). Pour la modélisation d'un pilier de pont, il est donc possible de déterminer les points de rupture en déterminant si la somme des déformations axiales et des déformations causées par la courbure atteint la déformation ultime de l'acier.

## 7.2 Longueur de la rotule plastique

Afin de modéliser correctement la zone de rotule plastique, il importe de déterminer la longueur sur laquelle les déformations inélastiques se concentrent.

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 D + \xi_3 f_y d \quad (7.1)$$

Tel que mentionné dans le rapport sur la modélisation numérique des piliers de pont de [Berry et Eberhard, 2008], l'équation développée par [Priestley *et al.* 1997] (équation 7.1) donne des valeurs raisonnables en termes de longueur de rotule plastique. Cependant, la déformation associée au glissement des barres varie plutôt selon le terme  $f_y d / \sqrt{f'_c}$  et non selon le terme  $f_y d$ . Ainsi, [Berry et Eberhard, 2008] ont proposé l'équation 7.2 et ont calibré les paramètres  $\xi_1$ ,  $\xi_2$  et  $\xi_3$  pour obtenir des valeurs de  $\xi_1 = 0.05$ ,  $\xi_2 = 0.0$  et  $\xi_3 = 0.1$ .

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 D + \xi_3 \frac{f_y d}{\sqrt{f'_c}} \quad (7.2)$$

$$L_p = 0.05L + 0.1 \frac{f_y d}{\sqrt{f'_c}} \quad (7.3)$$

L'équation 7.3 est donc utilisée afin de déterminer la hauteur sur laquelle la modélisation de la rotule plastique s'effectue.

## CHAPITRE 8

# LOCALISATION DES DÉFORMATIONS

Dans le chapitre précédent, une nouvelle approche de modélisation du flambement des barres d'armatures a été proposée. Or le raffinement de la modélisation au niveau de la rotule plastique implique l'utilisation d'éléments de petite taille en comparaison avec la taille totale du pilier, ce qui crée un problème de localisations des déformations comme démontré par [Legeron et Paultre, 2005]. Ce phénomène peut survenir lors d'une modélisation d'un élément dont la réponse sectionnelle est élastique-parfaitement plastique ou lorsqu'elle comporte une pente adoucissante (soft-hardening). Les déformations inélastiques internes seront alors localisées dans l'élément de base puisque la force ne peut augmenter au-delà de la limite élastique. Lorsque le chargement est en contrôle de déplacement, cela implique que pour un même déplacement en tête, les déformations internes seront plus importantes pour des éléments de plus petite taille.

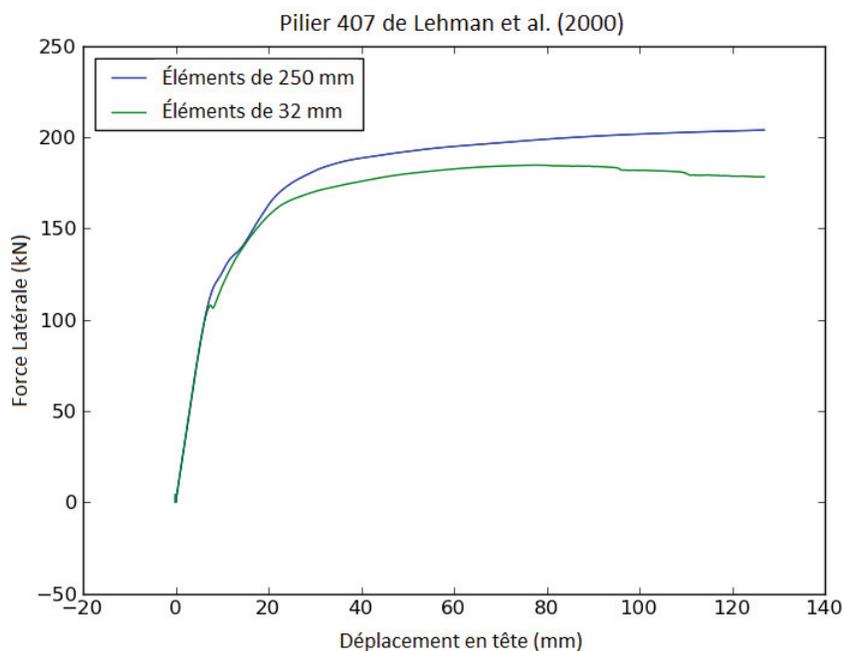


Figure 8.1 Réponse globale sans l'ajustement de la courbe uniaxiale du béton

Pour des réponses sectionnelles avec pente adoucissante, le phénomène de localisation des déformations modifie aussi la réponse force-déplacement (Figure 8.1). Compte tenu des ca-

ractéristiques qui influencent la localisation des déformations, on en déduit que l'approche de modélisation proposée dans le chapitre précédent est très sensible à ce phénomène.

Afin de tenir compte de ce phénomène et de corriger la réponse, le concept d'énergie de rupture constante, proposée par [Bazant et Oh, 1983] et adapté pour le chargement en compression par [Coleman et Spacone, 2001] peut être utilisé. Cette méthode propose de normaliser la courbe contrainte-déformation par rapport à l'énergie de rupture en compression. [Coleman et Spacone, 2001] ont montré que l'énergie de rupture dépendait de la courbe contrainte-déformation et de la longueur de l'élément tel que décrit par les Équations 8.1 et 8.2.

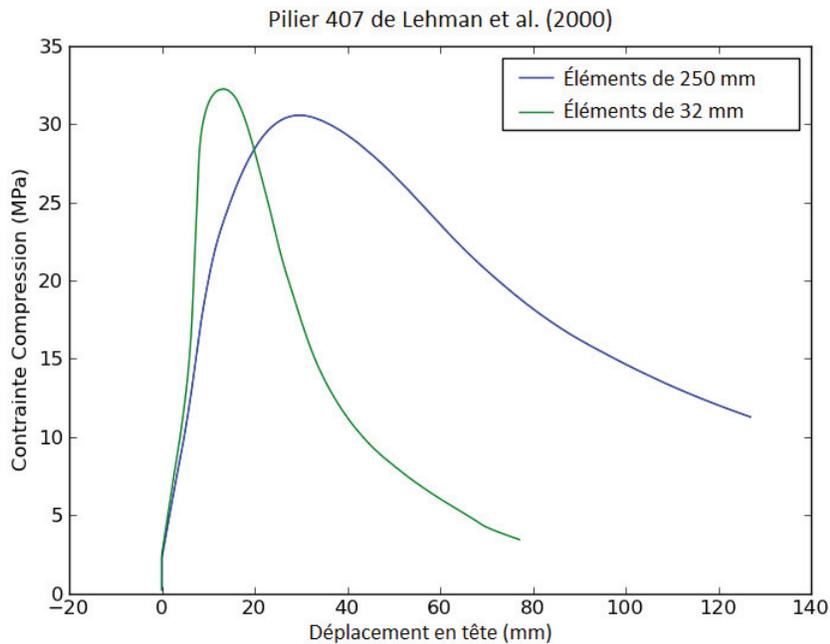


Figure 8.2 Courbe contrainte-déplacement sans ajustement de la courbe unidirectionnelle du béton

Or, lors de la modélisation, l'énergie de rupture doit être indépendante de la taille de l'élément. C'est donc dire que pour une énergie de rupture constante, la courbe contrainte déformation du béton doit être modifiée dépendamment de la taille de l'élément. L'énergie de rupture est associée notamment à l'aire sous la partie inélastique de la courbe contrainte-déplacement,

$$G_f^c = \int \sigma du_i \quad (8.1)$$

$$G_f^c = h \int \sigma d\varepsilon_i \quad (8.2)$$

mais peut être définie par rapport à la courbe contrainte-déformation tel que montré par l'équation 8.2, où  $h$  est la longueur de l'élément. Il est à noter que dans les équations 8.1 et 8.2, l'aire des sections est considérée constante d'un échantillon à l'autre. Ce paramètre n'est donc pas intégré proprement dit aux équations, ce qui fait en sorte que celles-ci définissent plutôt une pseudoénergie de rupture qui est définie en kN/mm et non en kN.mm. La Figure 8.2 montre la courbe contrainte-déplacement du béton pour la modélisation d'un pilier de [Lehman et Moehle, 2000] où l'énergie de rupture n'a pas été ajustée par rapport à la taille des éléments. On remarque que l'énergie de rupture est plus faible pour une discrétisation avec des éléments plus courts, ce qui est en concordance avec l'Équation 8.2.

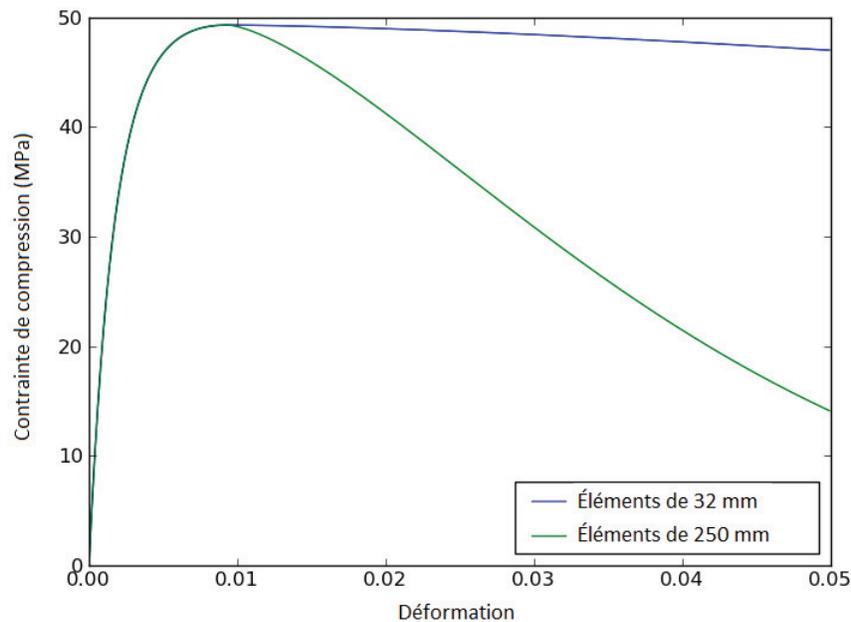


Figure 8.3 Courbe contrainte-déformation avec ajustement de la courbe uniaxiale de béton

Dans la modélisation, la courbe contrainte-déformation utilisée suit le modèle unidirectionnel de [Legeron et Paultre, 2003] qui est calibrée pour des cylindres de béton de 300 mm de hauteur. Pour le type de béton utilisé pour les piliers de [Lehman et al., 2003], l'énergie de rupture est de 184 N/mm et en considérant des éléments de 300 mm et 32 mm, la courbe contrainte-déformation peut être ajustée (Figure 8.3) afin d'obtenir une énergie de rupture constante et indépendante de la taille de l'élément tel que démontré à la Figure 8.4. En tenant compte de la contribution du béton en tension, il est égale-

ment possible d'ajuster la courbe du béton en tension par rapport à l'énergie de rupture en tension. Ainsi, l'ajustement des courbes contrainte-déformation en compression et en tension permet d'une part d'obtenir une distribution des déformations à l'intérieur de la rotule plastique qui correspond mieux à la réalité et d'autre part de corriger l'erreur sur la réponse globale du pilier (Figure 8.5). De plus, il est important de mentionner que lors de l'analyse des résultats, la déformation moyenne à l'intérieur de la rotule plastique correspond à la somme des déformations de chaque élément distribuée sur la hauteur de la rotule plastique.

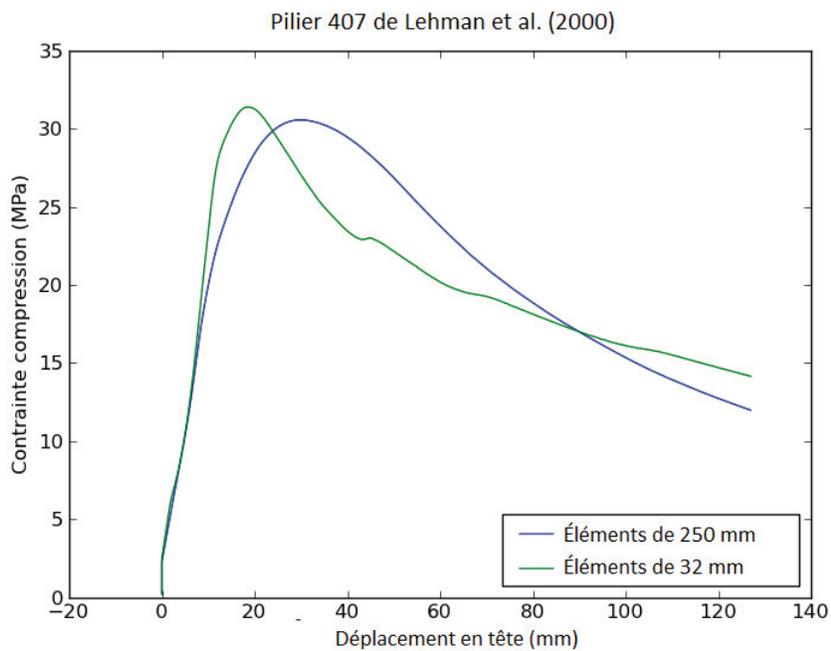


Figure 8.4 Courbe contrainte-déplacement avec ajustement de la courbe uniaxiale de béton

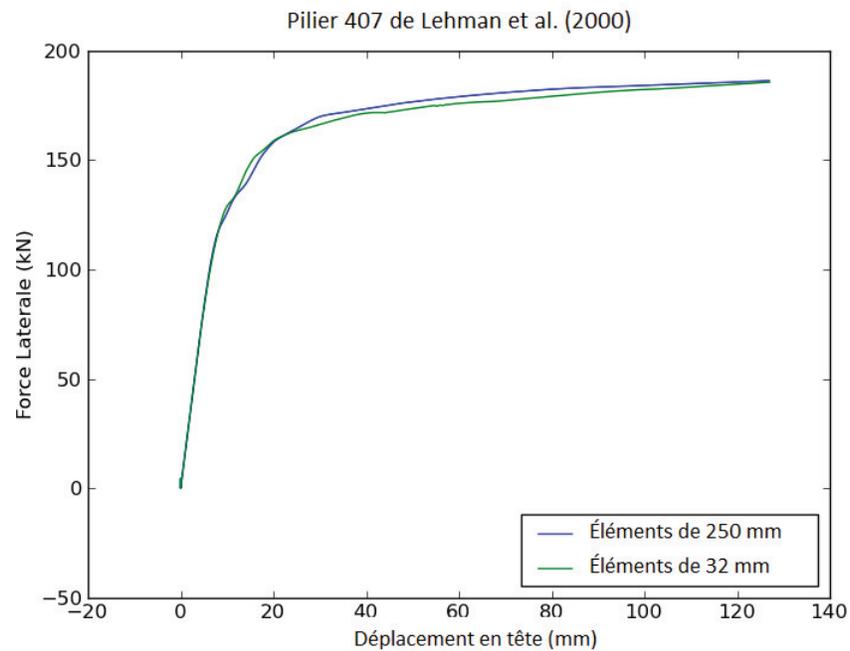


Figure 8.5 Réponse globale avec l'ajustement de la courbe unidirectionnelle du béton

La méthode proposée par [Coleman et Spacone, 2001] afin de corriger le phénomène de localisation des déformations permet de poursuivre avec l'approche de modélisation proposée au chapitre précédent et de discrétiser la zone de rotule plastique en plusieurs éléments, ce qui permettra de bien représenter tant le comportement global que le comportement local des piliers de ponts.



# CHAPITRE 9

## COMPARAISON AVEC RÉSULTATS EXPÉ- RIMENTAUX

La méthode de modélisation d'un pilier de pont présentée au Chapitre 7 est validée en modélisant les piliers de ponts testés par [Lehman et Moehle, 2000] et de [Calderone *et al.*, 2001] et en comparant avec les résultats expérimentaux. Ces programmes expérimentaux, qui évaluent des piliers avec différents ratios  $\ell/d$ , différents indices de confinement et différents taux de renforcement longitudinal, ont été choisis pour l'évaluation du modèle numérique d'un pilier de pont (Chapitre 7) en raison de la variété et de la pertinence des mesures globales et locales et parce que les états limites ont été clairement identifiés pour chacun de ces piliers expérimentaux. La comparaison entre le modèle et les résultats expérimentaux porte sur trois aspects :

- comparaison de la réponse globale (Force-déplacement) ;
- identification des états limites ;
- comparaison des mesures locales (ouverture des fissures, déformations internes).

Les états limites pris en compte sont la fissuration du béton, la plastification de l'armature, la perte de recouvrement de béton, le flambement des barres longitudinales, la rupture des étriers et la rupture des barres longitudinales. Finalement, en ce qui concerne la modélisation du glissement des barres, il est important de noter que les piliers expérimentaux de [Lehman et Moehle, 2000] et de [Calderone *et al.*, 2001] ne comportent pas de zones de chevauchement des barres longitudinales dans la rotule plastique. Le phénomène de glissement des barres chevauchées pris en compte par le modèle de [Harajli, 2006] tel que vu au Chapitre 7 n'est donc pas intégré à la modélisation de ces piliers de pont et seul le phénomène de glissement des barres à l'interface pilier-fondation est modélisé.

Pour la validation du modèle, les piliers de pont ont été soumis aux mêmes cycles de déplacement que lors des essais expérimentaux. Pour chacun des piliers, le déplacement élastique  $\Delta_y$  est déterminé et les pics de déplacement sont choisis en fonction de la valeur de  $\Delta_y$ . Pour les piliers 407, 815 et 1015, les pics de déplacement pour le chargement cyclique sont de  $1\Delta_y$ ,  $1,5\Delta_y$ ,  $2\Delta_y$ ,  $3\Delta_y$  et  $5\Delta_y$ . Pour les piliers 415, 430, 415P, 415S, 328, 828 et

1028, les pics de déplacement pour le chargement cyclique sont de  $1\Delta_y$ ,  $1,5\Delta_y$ ,  $2\Delta_y$ ,  $3\Delta_y$ ,  $5\Delta_y$  et  $7\Delta_y$ .

## 9.1 Prédiction de la réponse des piliers

### 9.1.1 Réponse globale

Dans un premier temps, chacune des Figures 9.1 à 9.10 présente la courbe de réponse cyclique de chacun des piliers modélisés en comparaison avec celles des essais expérimentaux.

À la Figure 9.1, on remarque que pour le pilier 407, la courbe de réponse du modèle est bien prédite alors qu'elle s'approche très près de la courbe expérimentale pour l'ensemble du chargement.

Pour le pilier 415 (Figure 9.2), la réponse globale est bien prédite jusqu'au cycle de déplacement de 125 mm ( $5\Delta_y$ ). À partir de ce point, l'effet du flambement est notable alors qu'on remarque une diminution de la capacité lors de l'inversion du chargement. Bien que le modèle surestime quelque peu cette diminution de capacité, ce phénomène est tout de même bien représenté pour ce pilier.

La Figure 9.3 montre les courbes de réponse du pilier 430. On peut y voir que la réponse globale n'est pas bien prédite alors que la capacité pour les déplacements en tête positifs est sous-estimée et que la perte de capacité reliée au flambement n'est pas bien modélisée. Il est important de mentionner que la configuration de ce pilier (voir [Lehman et Moehle, 2000]) est telle que les barres d'armatures sont placées par paire, ce qui fait en sorte que celle-ci peuvent interagir une avec l'autre, notamment lors du flambement. Le modèle d'un autre côté, ne permet pas de prendre en compte cette interaction, ce qui explique possiblement la différence entre les deux réponses.

En ce qui a trait au pilier 815 (Figure 9.6), bien que le modèle sous-estime la capacité, la réponse cyclique du pilier est tout de même bien prédite alors que les courbes de réponse du modèle et celle des essais expérimentaux sont superposées presque parfaitement jusqu'au cycle de déplacement de  $\pm 250$  mm ( $5\Delta_y$ ).

Pour le pilier 1015, la courbe de réponse prédite par le modèle se rapproche de la courbe de réponse des résultats expérimentaux tel que montré à la Figure 9.7.

Pour le pilier 328, la réponse globale est bien prédite et on voit sur la figure que la courbe cyclique du modèle se rapproche de la courbe cyclique expérimentale jusqu'au cycle de déplacement de  $\pm 125$  mm ( $5\Delta_y$ ). À partir de ce cycle, on remarque que le pilier

expérimental subit une perte de capacité reliée au flambement des barres alors que pour la courbe de réponse du modèle, aucune perte de capacité n'est représentée.

En ce qui a trait au pilier 828 (Figure 9.9), la réponse cyclique du pilier est bien prédite alors que les courbes de réponse du modèle et celle des essais expérimentaux sont superposées presque parfaitement.

Finalement, comme il est possible de voir sur la Figure 9.10, le modèle ne représente pas bien la réponse globale du pilier 1028. Pour ce pilier, le modèle prédit le flambement beaucoup plus tôt alors qu'on remarque une perte de rigidité lors de l'inversion du chargement lors du cycle de déplacement de  $\pm 600$  mm ( $5\Delta_y$ ). Pour le pilier expérimental, le flambement survient plutôt au dernier cycle de déplacement ( $7\Delta_y$ ).

En somme, le modèle prédit bien la réponse globale pour la plupart des piliers. Cependant, pour certains piliers tels que Lehman 430 (Figure 9.3) et Calderone 328 (Figure 9.8), la perte de capacité reliée au flambement des barres longitudinales n'est pas bien modélisée. Ceci est probablement dû au fait que le comportement en compression du béton est modifié pour tenir compte de la concentration des déformations, ce qui fait en sorte que la contribution du béton en compression reste importante et compense la perte de capacité reliée au flambement des barres. Cependant, l'effet du flambement des barres longitudinales est tout de même notable, car lors de l'inversion du chargement, les barres déformées en flambement subissent des efforts en tension et entre le point d'inversion du chargement et le point où les barres flambées redeviennent droites, la rigidité en tension de la barre diminue grandement. Cet effet est visible sur les graphiques par un pincement ("Pinching") au centre de la courbe force-déplacement.

Finalement, il y a lieu de mentionner que les courbes de réponse globale expérimentales des piliers 415S (Figure 9.5) et 415P (Figure 9.4) ne sont pas disponibles et que seule la prédiction des états limites et des déformations locales est évaluée pour ces piliers.

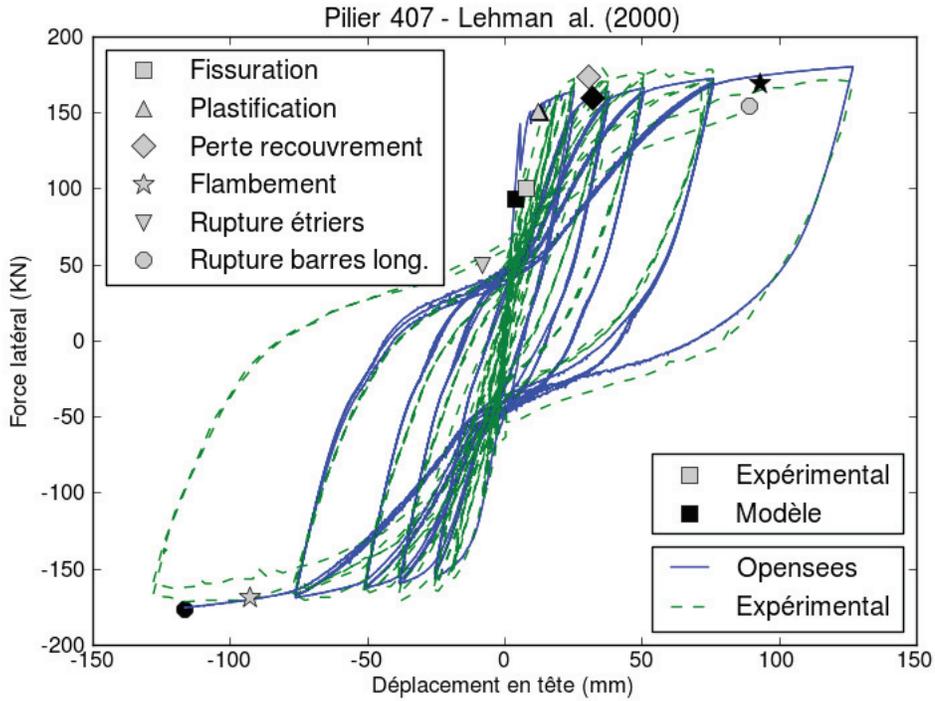


Figure 9.1 Pilier Lehman 407

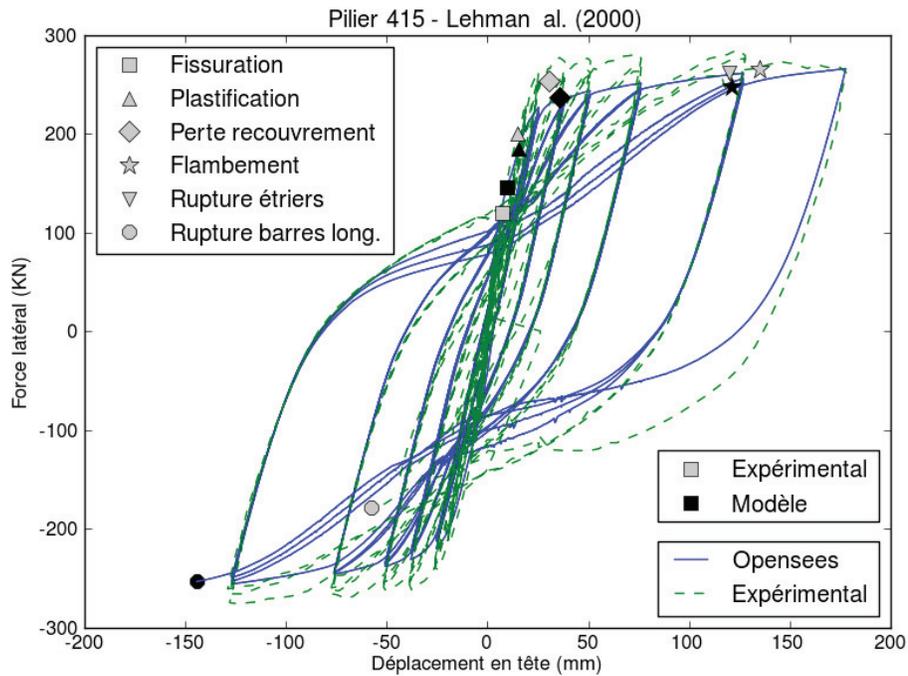


Figure 9.2 Pilier Lehman 415

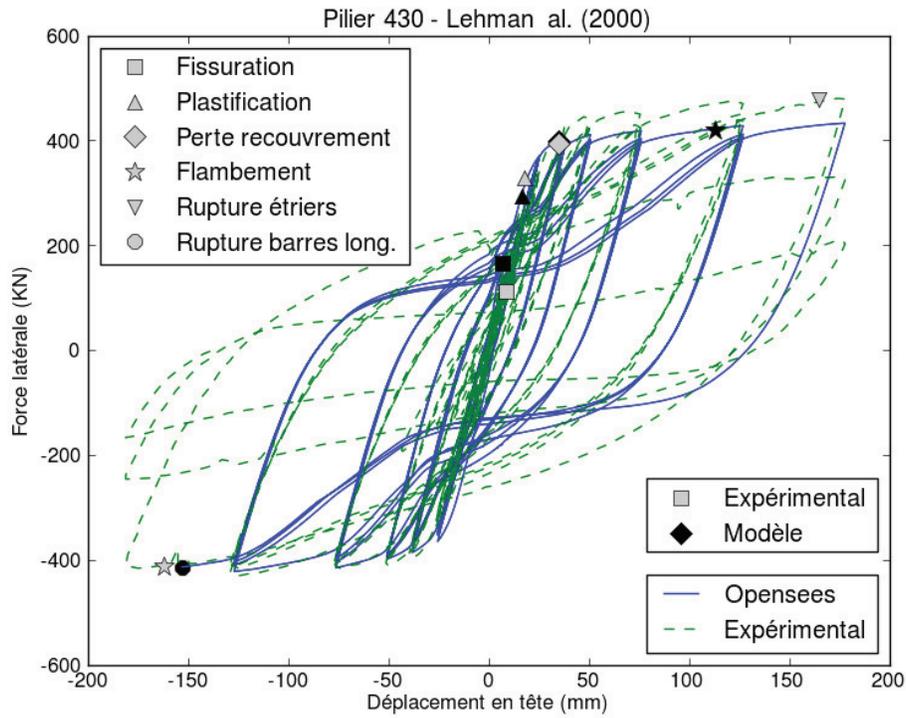


Figure 9.3 Pilier Lehman 430

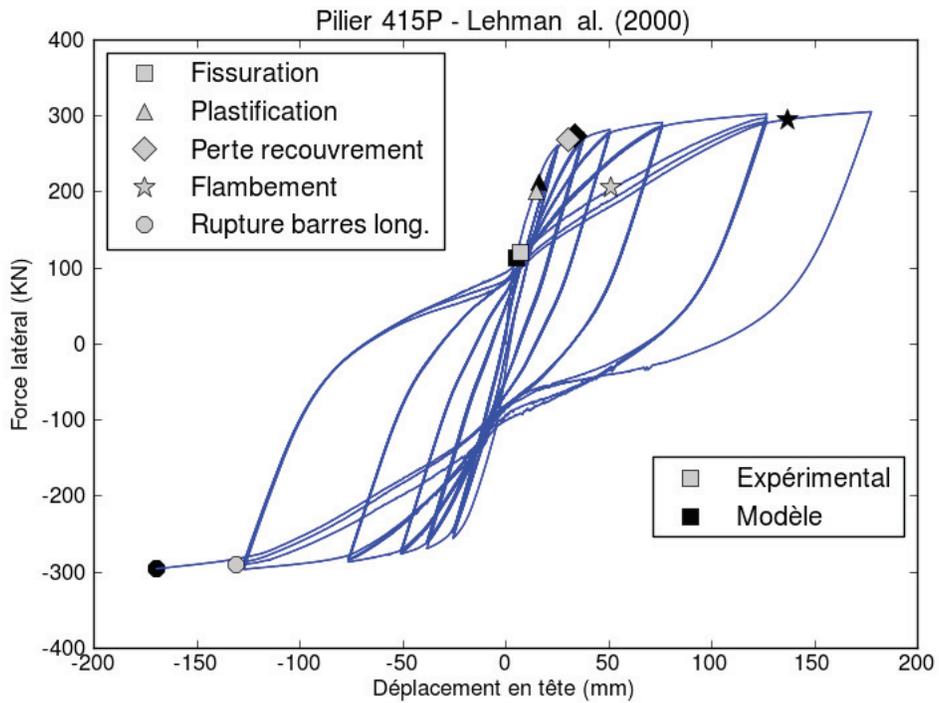


Figure 9.4 Pilier Lehman 415P

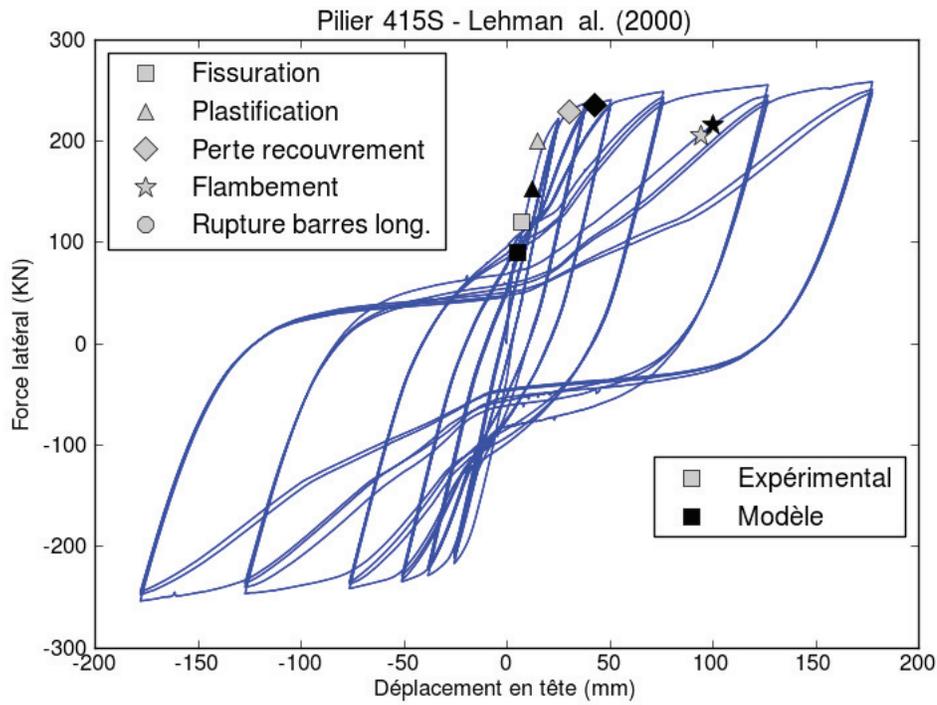


Figure 9.5 Pilier Lehman 415S

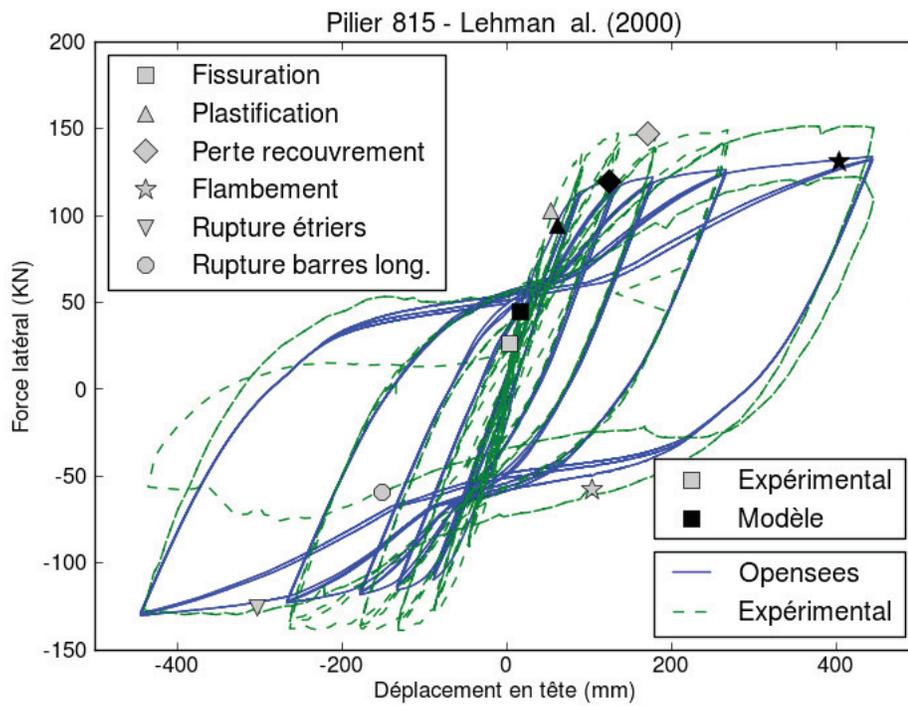


Figure 9.6 Pilier Lehman 815

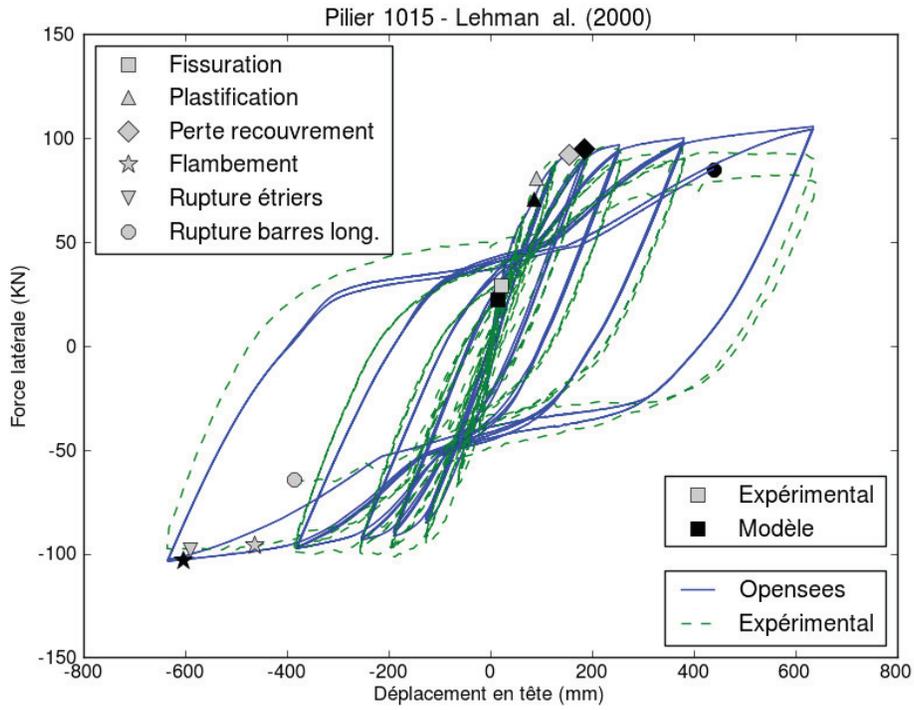


Figure 9.7 Pilier Lehman 1015

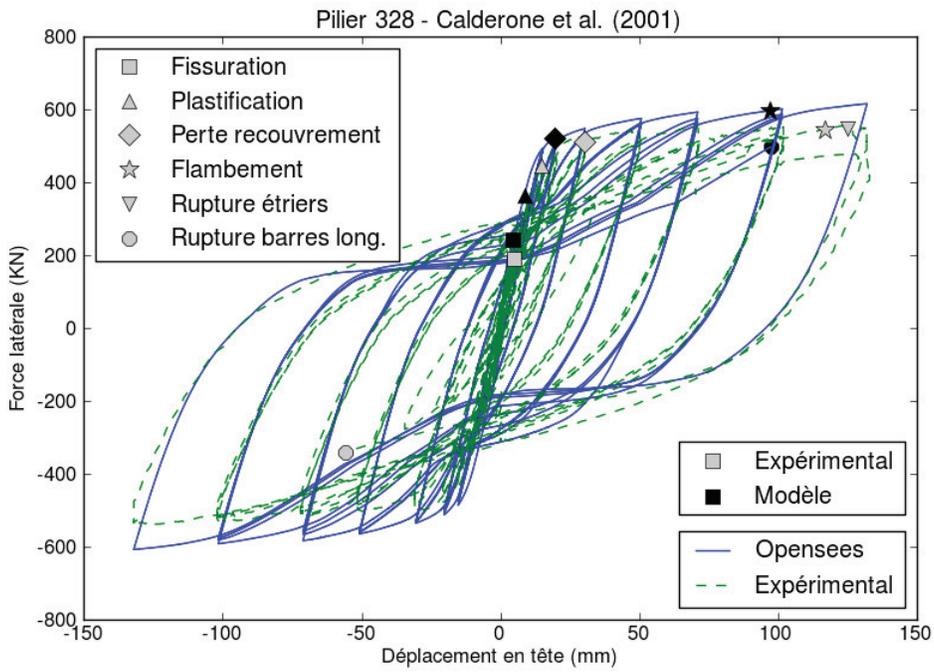


Figure 9.8 Pilier Calderone 328

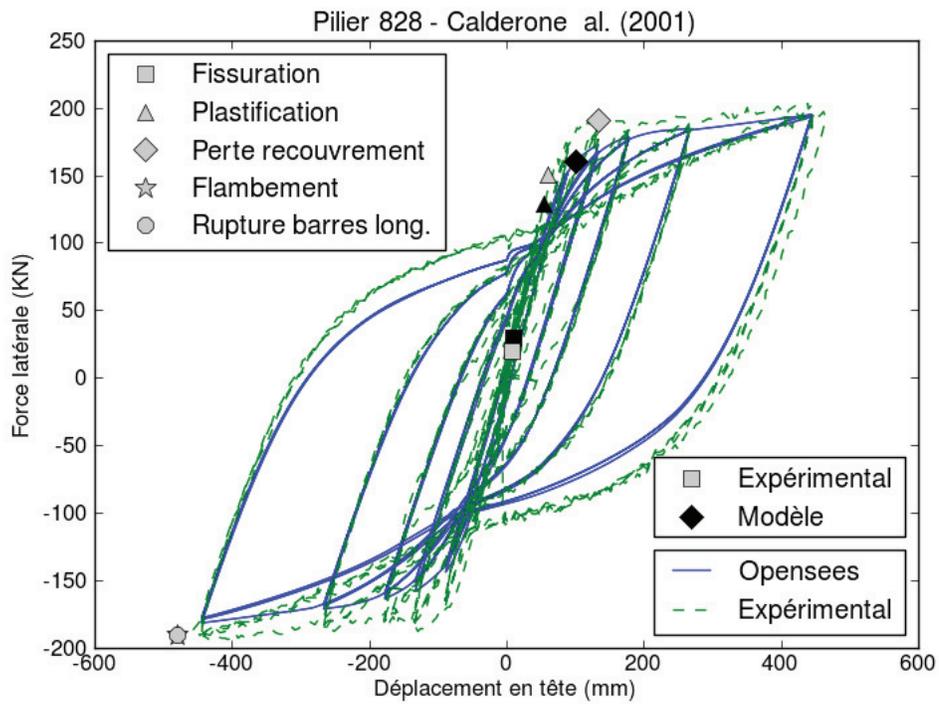


Figure 9.9 Pilier Calderone 828

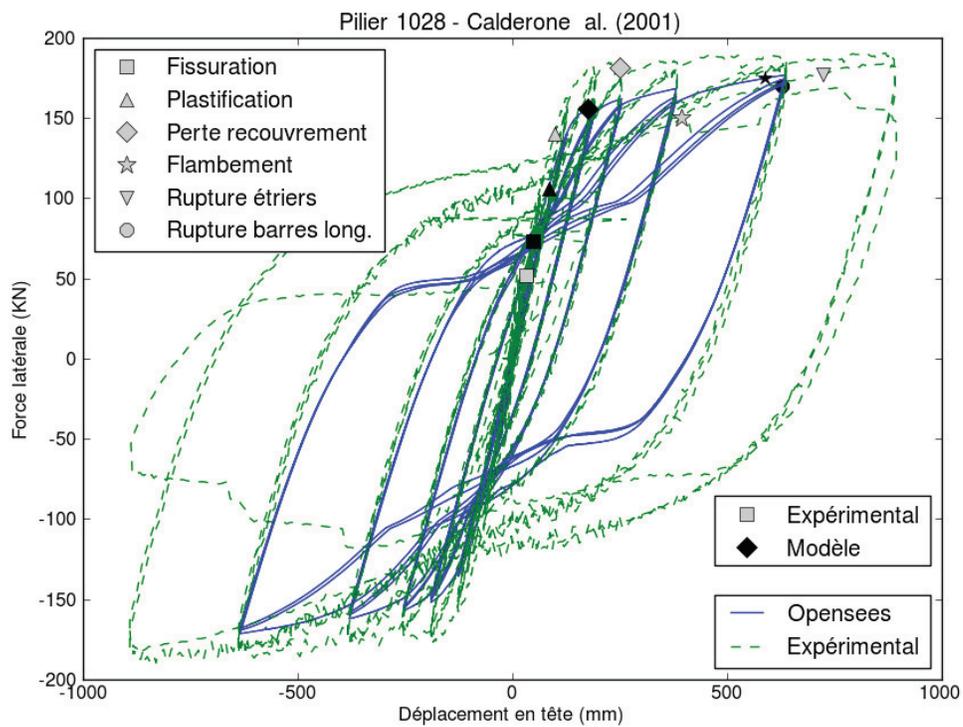


Figure 9.10 Pilier Calderone 1028

### 9.1.2 Mode de rupture

Les Figures 9.11 à 9.20 présentent les courbes des réponses globales de chacun des piliers et les courbes de résistance en cisaillement. Comme il a été vu à la section 3.3 (Figure 3.7), il est possible de prédire le mode de rupture en superposant la courbe de réponse globale et la courbe de résistance en cisaillement. Dans le cas où les deux courbes se recoupent, le point d'intersection des deux courbes peut être interprété comme étant le point de rupture en cisaillement. Les Figures 9.11 à 9.20 présentent les courbes de réponse globale ainsi que les courbes de résistance en cisaillement pour chacun des piliers. On peut voir que pour l'ensemble de ces figures, les courbes de cisaillement ne recoupent en aucun point les courbes de réponse globale, prédisant ainsi une rupture en flexion pour l'ensemble des piliers. Tel que montré dans [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone *et al.*, 2001], l'ensemble des piliers expérimentaux conduisent à des ruptures en flexion et ce qui veut dire que le mode de rupture est bien prédit par le modèle pour ces piliers expérimentaux. Par contre, puisqu'aucun des piliers n'a subi de rupture en cisaillement lors des essais expérimentaux, il est difficile d'évaluer la prédiction d'une rupture en cisaillement par le modèle. À cet effet, d'autres piliers doivent être modélisés afin d'évaluer plus précisément la prédiction du modèle pour ce mode de rupture.

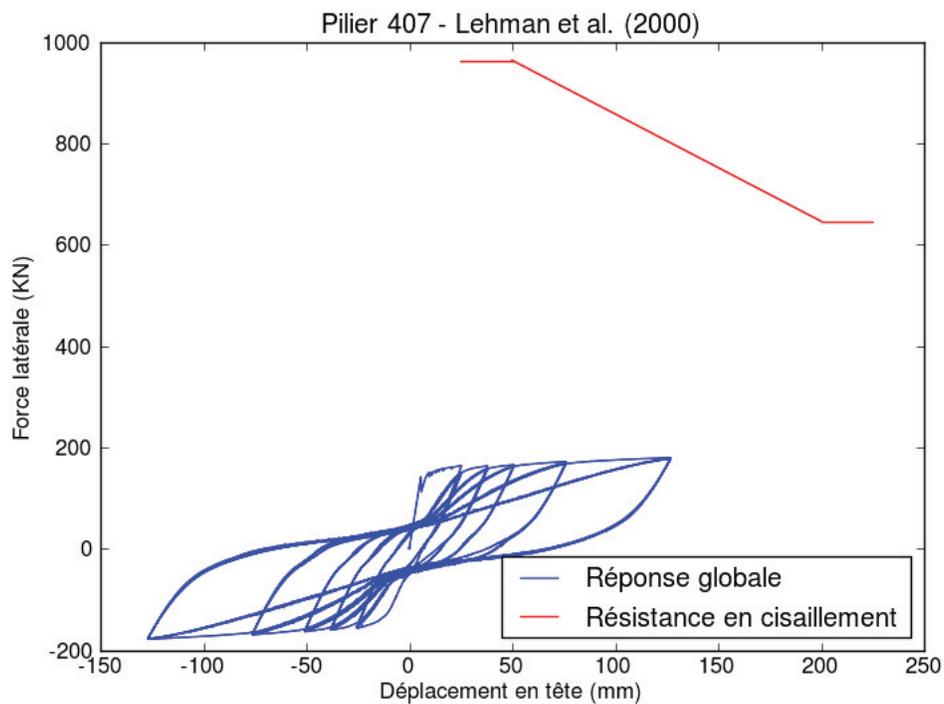


Figure 9.11 Mode de rupture - Pilier Lehman 407

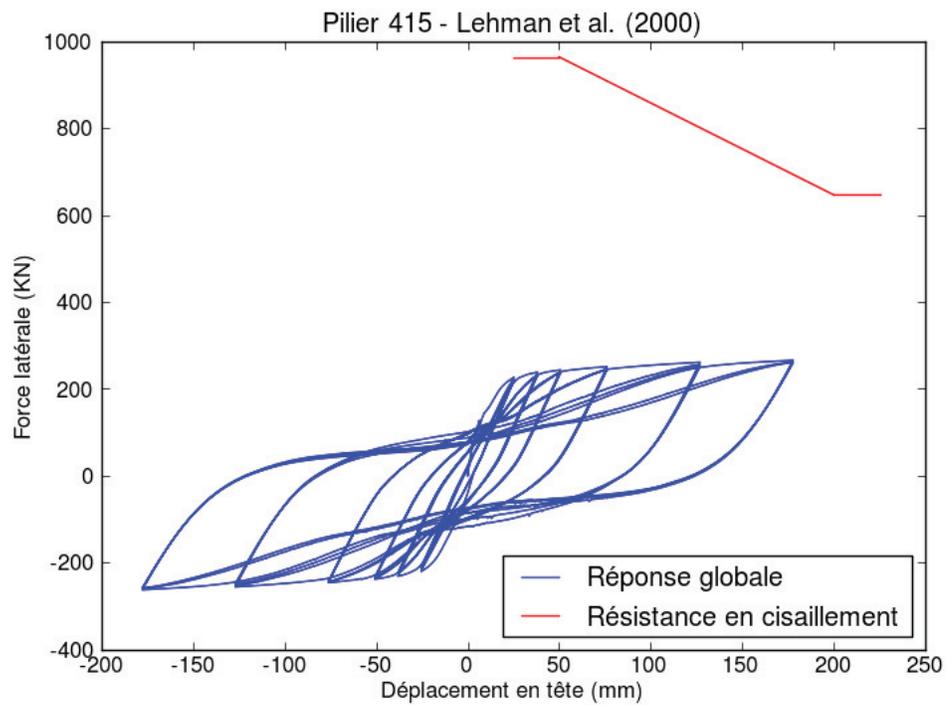


Figure 9.12 Mode de rupture - Pilier Lehman 415

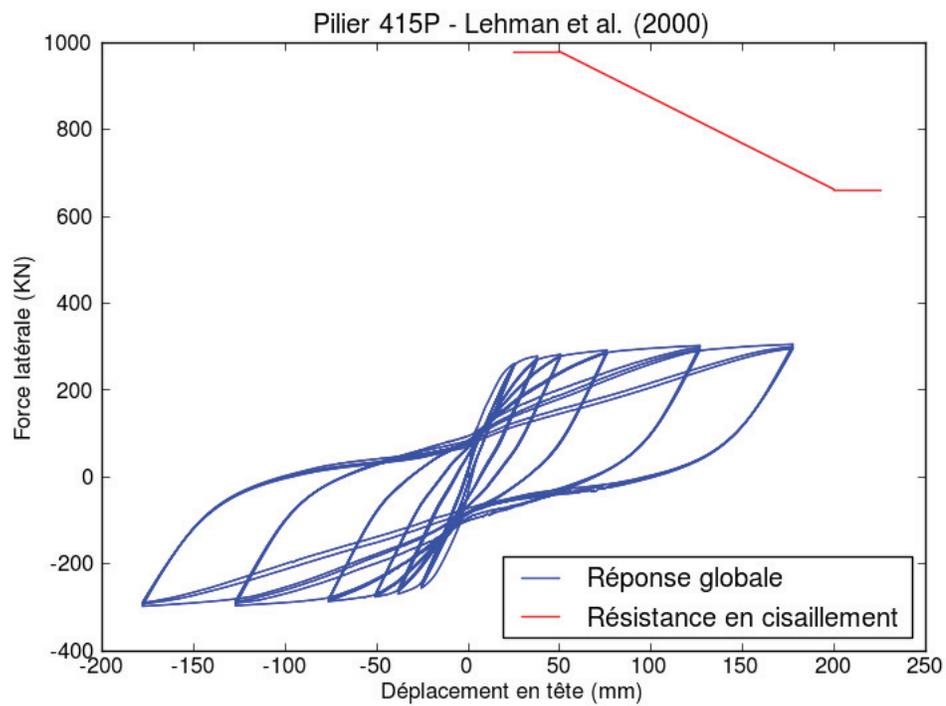


Figure 9.13 Mode de rupture - Pilier Lehman 415P

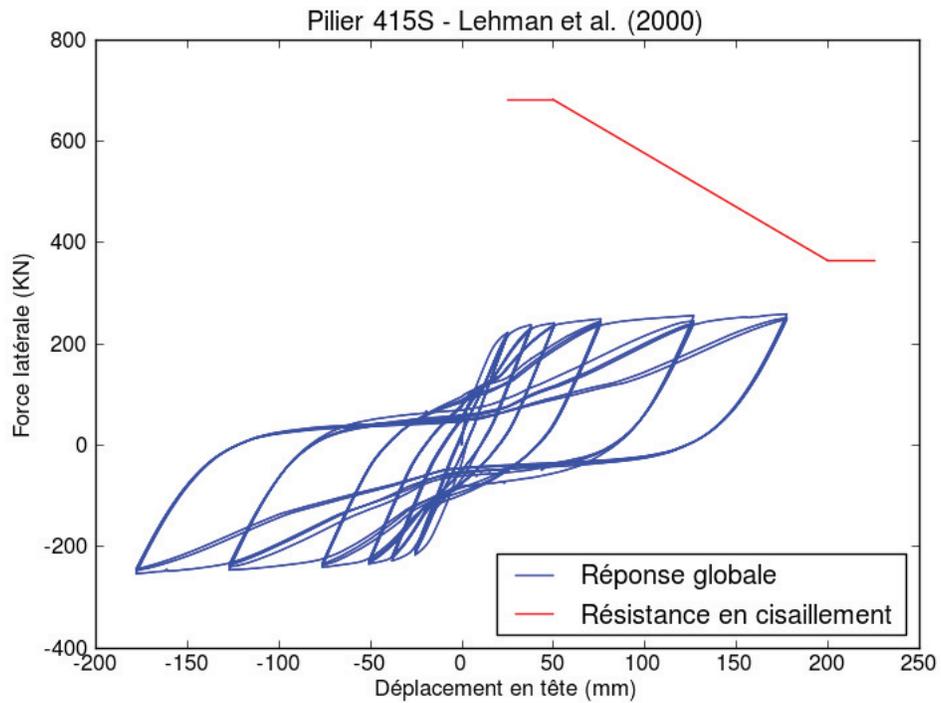


Figure 9.14 Mode de rupture - Pilier Lehman 415S

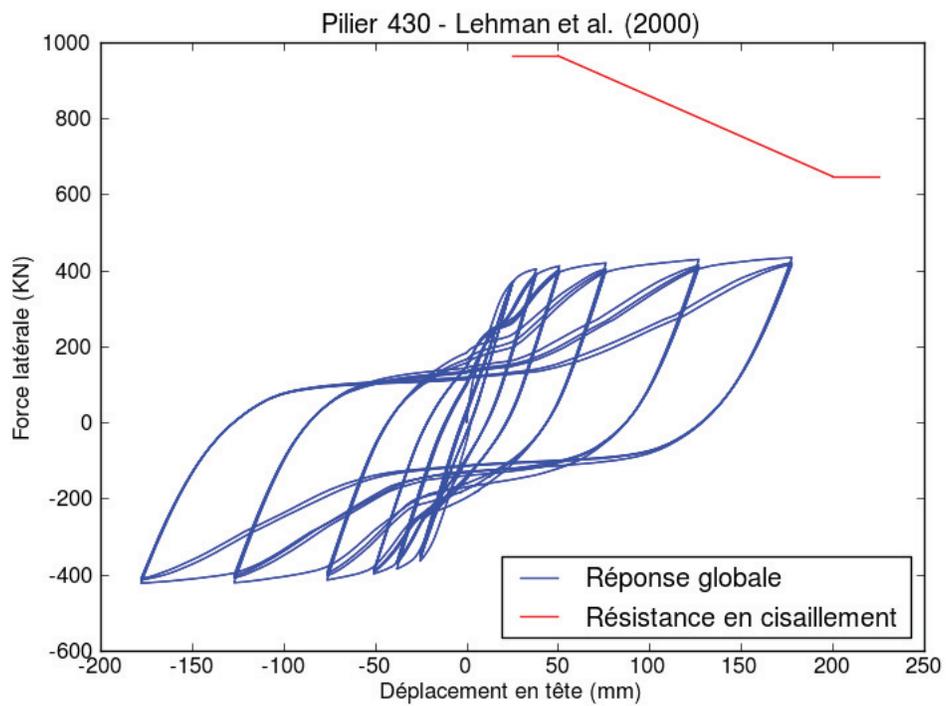


Figure 9.15 Mode de rupture - Pilier Lehman 430

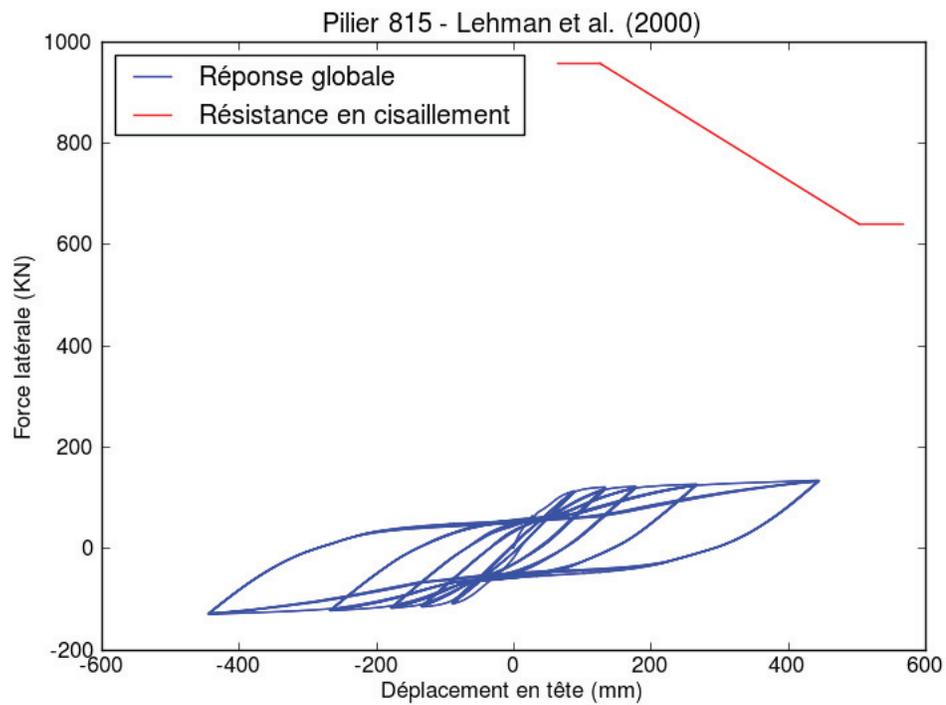


Figure 9.16 Mode de rupture - Pilier Lehman 815

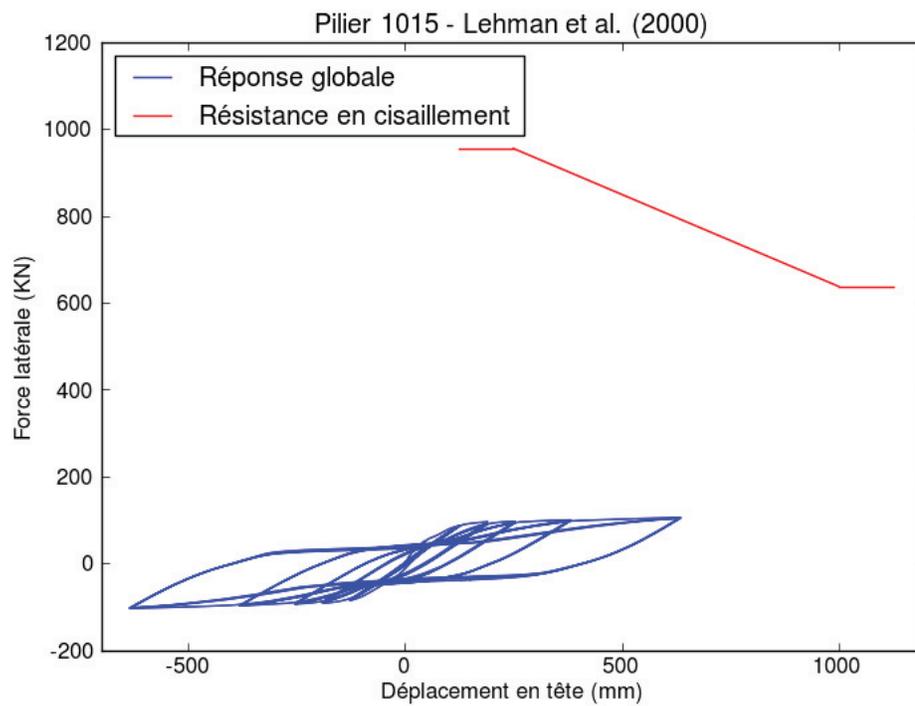


Figure 9.17 Mode de rupture - Pilier Lehman 1015

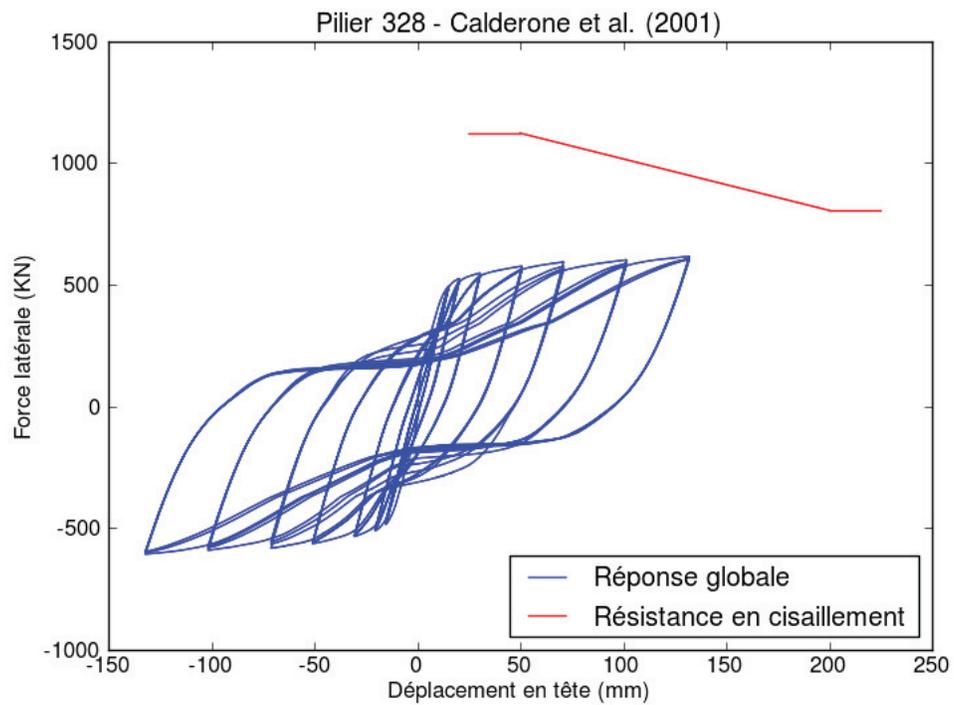


Figure 9.18 Mode de rupture - Pilier Calderone 328

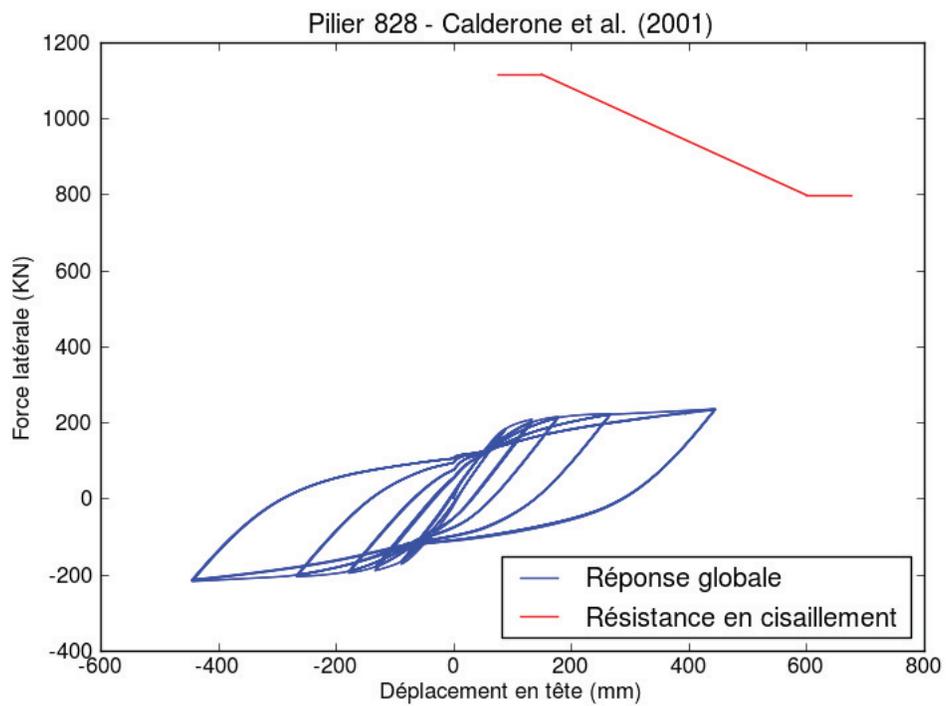


Figure 9.19 Mode de rupture - Pilier Calderone 828

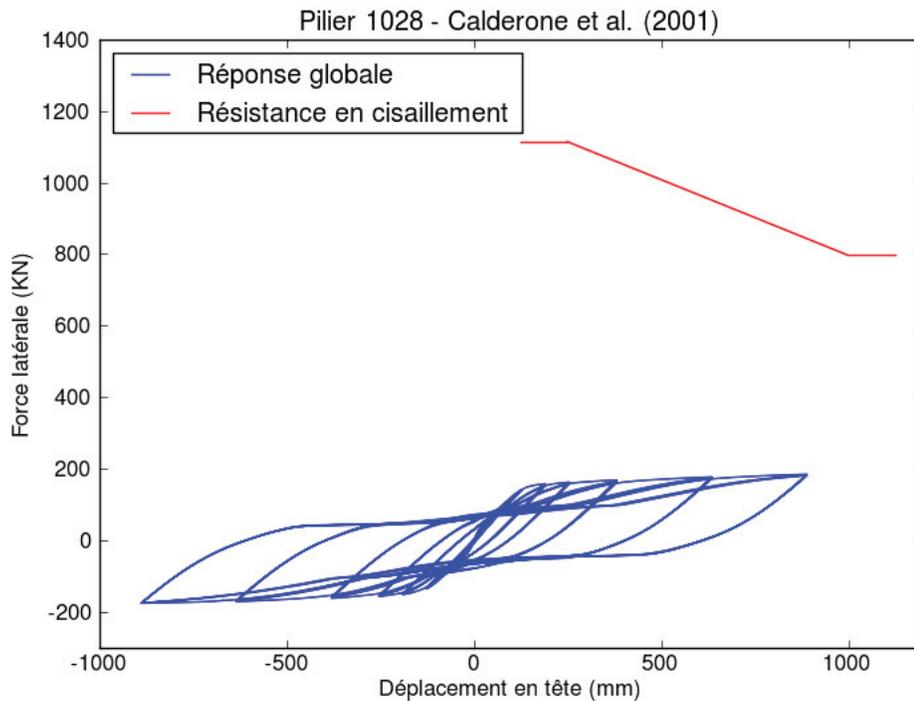


Figure 9.20 Mode de rupture - Pilier Calderone 1028

## 9.2 Prédiction des états limites

La prédiction des états limites par le modèle est évaluée et comparée aux résultats et aux observations faites durant les essais de [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone *et al.*, 2001]. Les Figures 9.1 à 9.10, en plus des courbes de réponse globale, indiquent par des icônes, les points auxquels surviennent chacun des états limites prédits par le modèle en comparaison avec les états limites identifiés lors des essais expérimentaux. Les états limites évalués sont la fissuration, la plastification des barres longitudinales, la perte de recouvrement de béton, le flambement des barres longitudinales, la rupture des étriers ainsi que la rupture des barres longitudinales. Il est important de noter que l'évaluation de la prédiction des états limites vise à déterminer si chaque état limite est prédit au même cycle de déplacement que ce qui a été observé lors des essais de [Lehman et Moehle, 2000] et de [Calderone *et al.*, 2001].

Pour le pilier 407 (Figure 9.1), les états limites de fissuration, plastification et perte de recouvrement sont bien prédits. Le modèle prédit également efficacement les états limites de flambement et de rupture des barres longitudinales alors que le modèle prédit ces états limites au même cycle de déplacement que les essais expérimentaux.

La prédiction des états limites du pilier 415 (Figure 9.2) est en concordance avec les résultats des essais de ce pilier à l'exception de l'état limite de rupture des étriers.

La Figure 9.3 montre que les états limites de fissuration, de plastification et de perte de recouvrement sont bien représentés par le modèle du pilier 430 puisqu'ils surviennent aux mêmes cycles de déplacement que les résultats expérimentaux, soit au cycle de ductilité en déplacement de  $1\Delta_y$  (25 mm) pour la fissuration et la plastification et au cycle de déplacement de 1,5 (37,5 mm) pour la perte de recouvrement. Pour le flambement des barres longitudinales, il est prédit au cycle de déplacement de 125 mm ( $5\Delta_y$ ) alors que les résultats des essais expérimentaux indiquent que le flambement survient au cycle de déplacement de 175 mm ( $7\Delta_y$ ). Finalement, le modèle prédit la rupture des barres longitudinales au dernier cycle de déplacement alors que le pilier expérimental n'a pas atteint cet état limite.

Le modèle du pilier 415P (Figure 9.4) représente bien les résultats expérimentaux en ce qui à trait aux états limites de fissuration, plastification, perte de recouvrement et rupture des barres. Le flambement des barres longitudinales est cependant prédit un cycle de déplacement plus tard que ce qui a été observé lors des essais expérimentaux.

La Figure 9.5 montre que les états limites de fissuration, plastification et flambement des barres longitudinales sont bien prédits par le modèle du pilier 415S alors qu'ils surviennent aux mêmes cycles de déplacement que le pilier 415S expérimental. En ce qui à trait à la perte de recouvrement, cet état limite est prédit un cycle plus tard par le modèle. Finalement, les résultats de la modélisation montrent que la rupture des barres longitudinales ne survient pas pour ce pilier, ce qui est en concordance avec les essais expérimentaux.

La prédiction des états limites du pilier 815 est présentée à la Figure 9.6. On peut y voir que le modèle prédit la fissuration et la plastification au premier cycle de déplacement, ce qui est en concordance avec les observations faites lors des essais expérimentaux de [Lehman et Moehle, 2000]. De plus, le modèle prédit bien le flambement des barres longitudinales pour ce pilier puisque cet état limite survient au dernier cycle de déplacement, tel qu'observé lors des essais. Cependant, le modèle ne représente pas bien la perte de recouvrement pour ce pilier alors que cet état limite est prédit au cycle de ductilité en déplacement de  $1,5\Delta_y$  (75 mm) comparativement une perte de recouvrement observée à une ductilité en déplacement de 2 (100 mm) lors des essais expérimentaux. Quant à la rupture des barres, les résultats des essais expérimentaux indiquent que la rupture survient au dernier cycle de déplacement alors que le modèle ne prédit pas de rupture pour tout le chargement.

La prédiction des états limites du pilier 1015 (Figure 9.7) est en concordance avec les résultats des essais de ce pilier à l'exception de l'état limite de rupture des étriers.

La Figure 9.8 montre que les états limites de fissuration, de plastification, de perte de recouvrement et de rupture des barres longitudinales sont bien représentés par le modèle du pilier 328 puisqu'ils surviennent aux mêmes cycles de déplacement que les résultats expérimentaux, soit au cycle de déplacement de  $1\Delta_y$  (16 mm) pour la fissuration et la plastification, au cycle de déplacement de  $1,5\Delta_y$  (25 mm) la perte de recouvrement et au cycle de déplacement de  $7\Delta_y$  (131 mm) pour la rupture des barres. Pour le flambement des barres longitudinales, il est prédit à un déplacement de  $5\Delta_y$  (102 mm) alors que les résultats des essais expérimentaux indiquent que le flambement survient au cycle de déplacement de  $7\Delta_y$  (131 mm).

La Figure 9.9 montre que les états limites de fissuration, plastification et perte de recouvrement sont bien représentées par le modèle du pilier 828 alors qu'ils surviennent aux mêmes déplacements que le pilier 828 expérimental de [Calderone *et al.*, 2001]. Finalement, les résultats de la modélisation montrent que le flambement et la rupture des barres longitudinales ne surviennent pas pour ce pilier, alors que ces deux états limites sont observés au dernier cycle de déplacement lors des essais.

Le modèle du pilier 1028 (Figure 9.10) représente bien les résultats expérimentaux en ce qui à trait aux états limites de fissuration et de plastification des barres longitudinales. La perte de recouvrement et rupture des barres est cependant prédite un cycle de déplacement plus tôt que ce qui a été observé lors des essais expérimentaux. En ce qui à trait au flambement, le modèle prédit cet état limite à un déplacement de  $5\Delta_y$  (625 mm) comparativement à un déplacement de  $7\Delta_y$  (840 mm) lors des essais expérimentaux de [Calderone *et al.*, 2001]. La rupture des barres longitudinale n'est pas bien prédite par le modèle du pilier 1028 et les observations lors des essais expérimentaux indiquent que le pilier n'atteint pas cet état limite alors que la modélisation prédit la rupture des barres longitudinales au cycle de déplacement de 5.

Finalement, il est important de noter que le modèle ne prédit pas la rupture des étriers pour l'ensemble des piliers. Ceci peut être expliqué par le fait que la modélisation ne tient pas compte de l'interaction entre les étriers et le béton de sorte que les déformations dans les étriers sont sous-estimées.

L'évaluation de la prédiction des états limites par le modèle est résumée au Tableau 9.1. Ce tableau indique le cycle de ductilité en déplacement auquel chaque état limite a été observé lors des essais en comparaison avec le cycle de ductilité en déplacement auquel

chaque état limite est prédit par le modèle. Par ailleurs, le tableau indique également le rapport des valeurs expérimental sur les valeurs du modèle (Exp./Mod.). Finalement, la moyenne et l'écart type pour les rapports Exp./Mod. sont indiqués pour chaque état limite. On peut voir que les états limites de fissuration et de plastification sont bien prédits par le modèle avec une moyenne Exp./Mod. de 1 et un écart type de 0. Les états limites de perte de recouvrement et de flambement des barres sont moins bien prédits avec des moyennes de 1,1 et de 1,06 respectivement et des écarts types de 0,21. Finalement, la moyenne et l'écart type pour la rupture des barres ne sont pas indiqués puisque la rupture des barres ne survient pas pour tous les piliers. Cependant, on peut voir que cet état limite est bien prédit pour 50 % des piliers.

Tableau 9.1 Prédiction des états limites

Pilier	Ductilité en déplacement														
	Fissuration			Plastification			Perte de recouvrement			Flambement des barres			Rupture des barres		
	Exp.	Modèle	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Mod.}}$	Exp.	Modèle	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Mod.}}$	Exp.	Modèle	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Mod.}}$	Exp.	Modèle	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Mod.}}$	Exp.	Modèle	$\frac{\text{Exp.}}{\text{Mod.}}$
407	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1	5	5	1	5	5	1
415	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1	7	7	1	7	7	1
430	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1.33	7	5	1.4	-	7	-
815	1	1	1	1	1	1	2	1.5	1.33	7	7	1	7	-	-
1015	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1	7	7	1	7	7	1
415P	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1	5	7	1.4	7	7	1
415S	1	1	1	1	1	1	1.5	2	0.75	5	5	1	-	-	-
328	1	1	1	1	1	1	1.5	1.5	1	7	5	1.4	7	7	1
828	1	1	1	1	1	1	2	1.5	1.33	7	-	-	7	-	-
1028	1	1	1	1	1	1	2	1.5	1.33	7	5	1.4	-	5	-
Moyenne Exp/Modèle	1			1			1.1			1.06			-		
Écart type Exp/Modèle	0			0			0,21			0,21			-		

### 9.3 Mesures locales

Le tableau 9.2 présente les comparaisons des mesures locales sur les piliers à des déplacements correspondant à des ductilités en déplacement de 2, 3, 5 et 7. Les mesures locales présentées sont l'ouverture des fissures, la déformation en tension et la déformation en compression. Tel que montré au tableau, les déformations internes prédites par le modèle numérique s'approchent des mesures expérimentales pour l'ensemble des piliers pour des ductilités de 2 ( $2\Delta_y$ ) et 3 ( $3\Delta_y$ ) avec des écarts moyens de 17,6% et 26,8% respectivement.

Tableau 9.2 Mesures locales

Pilier	Mesure	$2\Delta_y$			$3\Delta_y$			$5\Delta_y$			$7\Delta_y$		
		Exp.	Modèle	Exp/Mod	Exp.	Modèle	Exp/Mod	Exp.	Modèle	Exp/Mod	Exp.	Modèle	Exp/Mod
407	Ouverture de fissures (mm)	3,3	3,3	1,0	4,8	5,5	0,87	6,4	10,1	0,63	-	-	-
	Déformation en tension	0,027	0,024	1,13	-	0,044	-	-	0,077	-	-	-	-
	Déformation en compression	-0,01	-0,007	1,42	-0,016	-0,012	1,33	-0,031	-0,023	1,34	-	-	-
415	Ouverture de fissures (mm)	3,2	2,1	1,52	3,2	3,7	0,86	4,6	8,0	0,58	-	12,1	-
	Déformation en tension	0,01	0,014	0,71	0,028	0,027	1,03	-	0,055	-	-	0,088	-
	Déformation en compression	-0,01	-0,005	2,0	-0,018	-0,01	1,8	-0,033	-0,022	1,5	-0,053	-0,036	1,47
430	Ouverture de fissures (mm)	3,2	2,1	1,52	4,8	4,2	1,14	-	7,1	-	-	11,0	-
	Déformation en tension	0,016	0,015	1,07	0,024	0,030	0,8	-	0,057	-	-	0,08	-
	Déformation en compression	-0,012	-0,007	1,71	-0,22	-0,015	1,47	-0,039	-0,033	1,18	-0,057	-0,072	0,79
815	Ouverture de fissures (mm)	3,1	2,8	1,1	-	5,2	-	6,2	10,1	0,61	-	-	-
	Déformation en tension	0,03	0,021	1,42	0,04	0,038	1,05	-	0,07	-	-	-	-
	Déformation en compression	-0,012	-0,007	1,71	-0,013	-0,014	0,93	-0,019	-0,025	0,76	-	-	-
1015	Ouverture de fissures (mm)	3,3	2,8	1,18	3,3	5,0	0,66	6,2	9,5	0,65	-	-	-
	Déformation en tension	0,04	0,02	2,0	-	0,036	-	-	0,069	-	-	-	-
	Déformation en compression	-0,01	-0,007	1,42	-0,011	-0,013	0,85	-0,012	-0,023	0,53	-	-	-
415P	Ouverture de fissures (mm)	-	1,7	-	-	3,4	-	-	6,8	-	-	11,2	-
	Déformation en tension	-	0,012	-	-	0,025	-	-	0,049	-	-	0,083	-
	Déformation en compression	-	-0,007	-	-	-0,012	-	-	-0,024	-	-	-0,042	-
415S	Ouverture de fissures (mm)	-	1,5	-	-	3,5	-	-	8,0	-	-	11,1	-
	Déformation en tension	-	0,011	-	-	0,025	-	-	0,058	-	-	0,084	-
	Déformation en compression	-	-0,005	-	-	-0,01	-	-	-0,022	-	-	-0,037	-
328	Ouverture de fissures (mm)	0,8	1,9	0,42	1,1	3,4	0,32	1,5	6,0	0,25	1,3	8,0	0,16
	Déformation en tension	0,0239	0,030	0,80	0,0339	0,045	0,75	-	0,077	-	-	0,1	-
	Déformation en compression	-0,0241	-0,015	1,6	-0,0345	-0,022	1,56	-0,0527	-0,04	1,32	-0,0688	-0,061	1,11
828	Ouverture de fissures (mm)	1,0	0,9	1,11	2,5	3,1	0,84	1,5	4,7	0,32	2,5	6,5	0,38
	Déformation en tension	0,025	0,024	1,04	0,0288	0,062	0,46	0,0388	0,077	0,50	0,0594	0,0879	0,69
	Déformation en compression	-0,0097	-0,01	0,97	-0,0156	-0,021	0,74	-0,0318	-0,042	0,76	-0,0240	-0,055	0,43
1028	Ouverture de fissures (mm)	1,1	0,8	1,37	1,2	2,0	0,6	1,0	4,0	0,25	0,8	7,0	0,11
	Déformation en tension	0,0216	0,022	0,98	0,0302	0,044	0,75	0,0262	0,08	0,32	0,0108	0,091	0,11
	Déformation en compression	-0,0085	-0,0089	0,96	-0,0255	-0,019	1,34	-0,0381	-0,04	0,95	-0,032	-0,055	0,58
Moyenne écart/Exp		17,6%			26,8%			99,8%			156,1%		
Écart type écart/Exp		13,5%			17,2%			98,8%			255,1%		

Par contre, les prédictions des mesures locales sont moins précises pour des ductilités en déplacement de 5 ( $5\Delta_y$ ) et 7 ( $7\Delta_y$ ) avec des écarts moyens de 99,8% et de 156,1% respectivement. En ce qui a trait aux valeurs expérimentales, il y a lieu de préciser qu'au-delà d'une ductilité de 3 la perte de recouvrement du béton peut rendre difficile la lecture des déformations et de l'ouverture des fissures. De plus, l'efficacité des instruments de mesure utilisés lors des essais expérimentaux est optimale jusqu'à des déformations de 0,03 ([Lehman et Moehle, 2000]) qui correspond sensiblement à une ductilité en déplacement de 3. Pour ces raisons, les valeurs expérimentales associées aux ductilités de 5 et 7 sont manquantes pour la plupart des piliers. Par contre, pour les piliers Calderone 328, 828 et 1028, on peut voir que le modèle surestime les valeurs de déformations à des ductilités élevées.

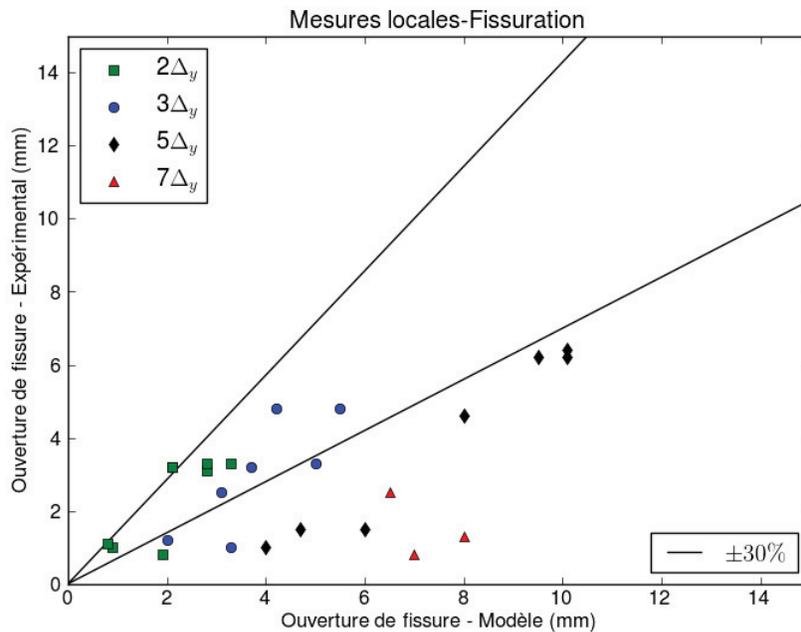


Figure 9.21 Comparaison des mesures d'ouverture de fissure

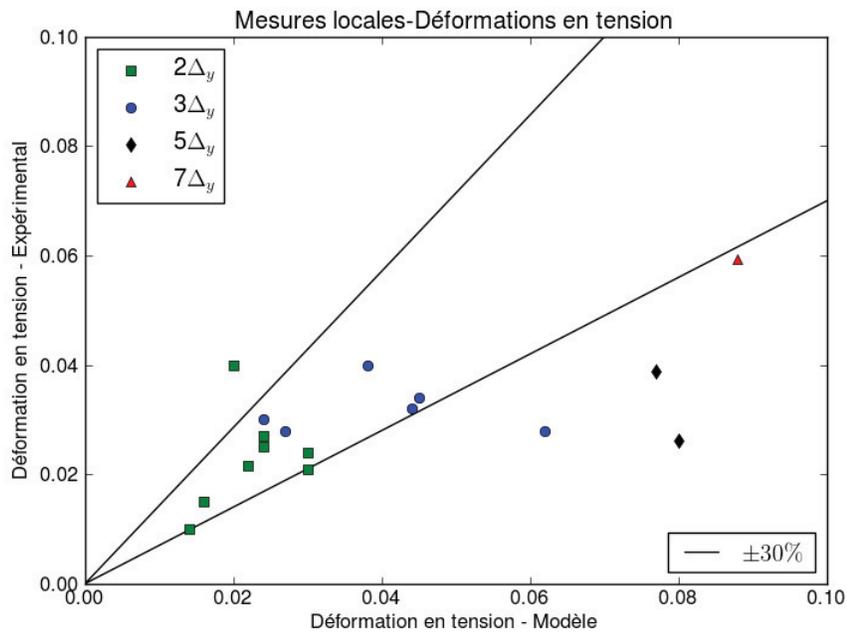


Figure 9.22 Comparaison des mesures de déformation en tension

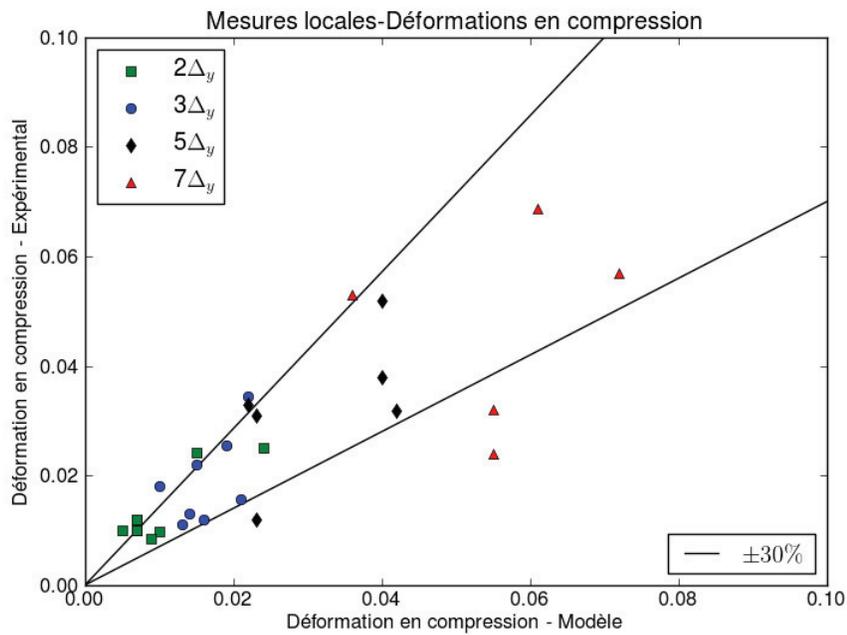


Figure 9.23 Comparaison des mesures de déformation en tension

Les Figures 9.21 à 9.23 présentent la comparaison entre les mesures expérimentales et les mesures obtenues lors de la modélisation sous forme de graphiques pour lesquelles chaque point de mesure est présenté et où les points sont identifiés selon la ductilité en déplacement

à laquelle ils ont été mesurés. À titre indicatif, les droites correspondant à des écarts de  $\pm 30\%$  sont montrées aux graphiques et permettent de mieux évaluer les prédictions du modèle. À cet égard, on remarque sur les figures que la majorité des prédictions du modèle se situe à l'intérieur des limites de 30% d'écart pour des ductilités en déplacement de 2 et 3 alors que les prédictions du modèle à des ductilités en déplacement de 5 et 7 sont beaucoup moins précises, ce qui confirme les observations faites au Tableau 9.2.

En somme, l'approche de modélisation présentée dans ce projet prédit bien les résultats expérimentaux de [Lehman et Moehle, 2000] et de [Calderone *et al.*, 2001] tant sur le plan de la prédiction de la réponse globale, des états limites et de la réponse locale, lorsque la ductilité en déplacement ne dépasse pas 3. Pour des ductilités en déplacement au-delà de 3, les résultats montrent que le modèle surestime les déformations locales. En ce qui concerne les états limites de flambement des barres et de rupture des barres, le modèle prédit bien cet état limite pour 50% des piliers. De plus, la prédiction des effets du flambement et de la rupture des barres longitudinales sur la réponse globale reste un point à améliorer. Particulièrement pour la perte de capacité reliée au flambement, une étude sur l'effet des paramètres du modèle cyclique de béton peut être faite afin d'optimiser les paramètres de manière à prendre en compte la perte de capacité reliée au flambement tout en considérant l'effet de la localisation des déformations. Par ailleurs, la rupture de barres longitudinales est directement reliée à leur réponse au flambement et le perfectionnement de la méthode de prédiction du flambement améliorerait assurément la prédiction de la rupture des barres longitudinales.

Ainsi, dans une optique de conception performancielle, les valeurs de déformations locales et d'ouvertures de fissures peuvent être utilisées comme critères quantifiables de performance. À la lumière des résultats présentés dans ce chapitre, l'utilisation des déformations locales comme critère de performance serait limitée aux états limites de fissuration, plastification et perte de recouvrement qui correspondent généralement à des ductilités inférieures ou égales à 3.



# CHAPITRE 10

## CONCLUSION

L'objectif de ce projet était de mettre en place une technique de modélisation des piliers de ponts permettant la prédiction de la réponse globale et de différents phénomènes locaux pouvant être associés à des états limites. Ceux-ci peuvent ensuite être associés à un niveau de performance. Dans cette optique, plusieurs phénomènes locaux ont été intégrés à la modélisation comme la fissuration du béton et le glissement des barres longitudinales à l'aide du logiciel "open source" OpenSees et avec des outils de post-traitement

Le modèle d'endommagement de LaBorderie est utilisé pour modéliser le comportement cyclique du béton. Ce modèle, qui est basé sur les lois de la thermodynamique, tient compte de la perte et de la restitution de la raideur, des déformations inélastiques et de l'endommagement. Le modèle peut être calibré afin de représenter le comportement du béton confiné et du béton de recouvrement.

Pour la prédiction de la performance, il est très important de pouvoir modéliser le flambement des barres d'armature. Ce phénomène est plutôt difficile à modéliser de manière simple et c'est pourquoi une approche plus fine a été retenue. Le flambement est obtenu en modélisant les barres d'armature individuellement dans la zone de rotule plastique. Dans cette méthode, les étriers sont aussi modélisés et une force représentant l'expansion du béton est appliquée latéralement sur les barres. Bien que complexe, cette méthode comporte trois avantages par rapport à la modélisation avec un élément unique multifibre représentant la rotule plastique : 1) elle permet la modélisation du flambement de façon précise ; 2) elle permet le flambement sur plusieurs espacements d'étriers et 3) elle permet de ressortir toutes les déformations internes dans les barres d'armatures longitudinales et dans les étriers.

La technique de modélisation des piliers de ponts mise en place dans ce travail a été validée en comparant les résultats avec ceux des essais expérimentaux de [Lehman et Moehle, 2000] et de [Calderone *et al.*, 2001]. La comparaison montre que le modèle donne des résultats satisfaisants sur le plan de la réponse globale, de la prédiction des états limites et sur la réponse locale lorsque la ductilité en déplacement est égale ou inférieure à 3. La prédiction perd cependant de sa précision à des déplacement correspondant à des ductilités supérieures à 3 alors que les mesures locales de déformations et d'ouverture de fissuration

sont surestimées et que les états limites de flambement et de ruptures des barres sont bien prédits pour seulement 50% des piliers. En ce qui a trait à la prédiction du flambement des barres, une étude des paramètres du modèle cyclique du béton permettrait d'optimiser la réponse afin de prendre en compte et la perte de capacité reliée au flambement et l'effet de la localisation des déformations. Par ailleurs, la comparaison avec d'autres piliers expérimentaux permettrait de valider les tendances vues au Chapitre 9, notamment en ce qui concerne les déformations locales à des ductilités élevées et la prédiction du mode de rupture.

Enfin, le modèle peut être utilisé dans une étude paramétrique sur le dimensionnement basé sur la performance. Dans une telle étude, les états limites sont associés à des niveaux de performance qui eux peuvent dépendre des niveaux d'endommagement acceptés et des niveaux de service requis. De plus, ceci permettrait de valider et de clarifier certains critères de performance proposés par la norme [CAN/CSA-S6-14, 2014] notamment pour les critères associés à des endommagements minimal, modéré et sévère (voir Tableau 1.1) qui pourraient correspondre à des ductilités de 3 et moins.

# LISTE DES RÉFÉRENCES

- ACI-318-05 (2005). Building code requirements for structural concrete. *ACI Commitee 318*.
- Bae, S., Miseses, A. et Bayrak, O. (2005). Inelastic buckling of reinforcing bars. *Journal of structural engineering*, volume 131, numéro 2, p. 314–321.
- Bayrak, O. et Sheikh, S. A. (2001). Plastic hinge analysis. *Journal of structural engineering*, volume 127, numéro 9, p. 1092–1100.
- Bazant, Z. P. et Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et Constructions*, volume 16, numéro 93, p. 155–177.
- Berry, M. P. et Eberhard, M. O. (2008). *Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns* (PEER 2007/07). Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA, 197 p.
- Calderone, A. J., Lehman, D. et Moehle, J. P. (2001). *Behavior of reinforced concrete bridge columns having varying aspect ratios and varying length of confinement* (PEER 2000/08). Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA, 136 p.
- CAN/CSA-S6-06 (2006). Canadian highway bridge design code. *CSA International*.
- CAN/CSA-S6-14 (2014). Canadian highway bridge design code. *CSA International*.
- Chowdury, S. H. et Loo, Y. C. (2001). A new formula for prediction of crack width in reinforced and partially prestressed concrete beams. *Advances in structural engineering*, volume 4, numéro 2, p. 101–110.
- Clark, A. (1956). Cracking in reinforced concrete flexural members. *ACI Journal*, volume 52, numéro 4, p. 851–862.
- Coleman, J. et Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of structural engineering*, volume 127, numéro 11, p. 1257–1265.
- Cusson, D. et Paultre, P. (1995). Stress-strain model for confined high strength concrete. *Journal of structural engineering*, volume 121, numéro 3, p. 468–477.
- Dhakal, R. P. et Maekawa, K. (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of structural engineering*, volume 128, numéro 9, p. 1139–1147.
- Dodd, L. et Cooke, N. (1992). *The dynamic behavior of reinforced concrete bridge piers subjected to New Zealand seismicity* (PEER 92-04). Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 460 p.
- Eurocode-2 (2005). Calcul des structures en béton. *AFNOR*.
- Filippou, F., Popov, E. P. et Bertero, V. V. (1983). Modeling of r/c joints under cyclic excitation. *Journal of structural engineering*, volume 109, numéro 11, p. 2666–2684.

- Gomes, A. et Appleton, J. (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*, volume 19, numéro 10, p. 822–826.
- Harajli, M. H. (2006). Effect of confinement using steel, frc or frp on the bond stress-slip response of steel bars under cyclic loading. *Materials and structures*, volume 39, p. 621–634.
- Harajli, M. H. (2009). Bond stress-slip model for steel bars in unconfined or steel, frc or frp confined concrete. *Journal of structural engineering*, volume 135, numéro 5, p. 509–518.
- LaBorderie, C. (1991). *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : Modélisation et application à l'analyse des structures de béton*. Thèse de doctorat, Université de Paris, Paris, France, 149 p.
- Legeron, F. et Paultre, P. (2003). Uniaxial confinement model for normal and high strength concrete columns. *Journal of structural engineering*, volume 129, numéro 2, p. 241–252.
- Legeron, F. et Paultre, P. (2005). Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structure. *Journal of structural engineering*, volume 131, numéro 6, p. 946–955.
- Lehman, D. et Moehle, J. (2000). *Seismic performance of well confined concrete bridge columns* (PEER 1998/01). Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA, 296 p.
- Lehman, D. et Moehle, J. (2004). Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, volume 130, numéro 6, p. 869–879.
- Légéron, F. (1998). *Comportement sismique des structures en béton ordinaire et en béton à haute performance*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Quebec, Canada, 240 p.
- Makhlouf, H. M. et Malhas, F. A. (1996). The effect of thick concrete cover on the maximum flexural crack width under service load. *ACI Structural Journal*, volume 93, numéro 3, p. 257–265.
- Mander, J., Priestley, M. J. N. et Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, volume 114, numéro 8, p. 1804–1826.
- Mander, J. B., Panthaki, F. D. et Kasalanati, A. (1994). Low-cycle fatigue behavior of reinforcing steel. *Journal of material in civil engineering*, volume 6, numéro 4, p. 453–468.
- Massone, L. et Moroder, D. (2009). Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections. *Engineering Structures*, volume 31, numéro 2, p. 758–767.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H. et Fenves, G. L. (2006). *OpenSees Command language and Manual*, 1<sup>re</sup> édition. University of Berkeley, 465 p.
- Monti, G. et Nuti, C. (1992). Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. *Journal of structural engineering*, volume 118, numéro 12, p. 3–11.

- Oh, B. et Kang, Y. (1987). New formulas for maximum crack width and spacing in reinforced concrete flexural members. *ACI Structural Journal*, volume 84, numéro 2, p. 103–112.
- Pantazopoulou, S. J. (1998). Detailing of reinforcement stability in rc members. *Journal of structural engineering*, volume 124, numéro 6, p. 623–632.
- Park, R. et Pauley, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures, volume 1*, 1<sup>re</sup> édition. John Wiley and Sons, Christchurch, New Zealand, 800 p.
- Prakash, S., Belarbi, A. et You, Y. (2010). Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections. *Engineering Structures*, volume 32, numéro 1, p. 46–59.
- Priestley, M., Verma, R. et Xiao, Y. (1994). Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering*, volume 120, numéro 19, p. 2310–2329.
- Razvi, S. et Saatcioglu, M. (1999). Confinement model for high strength concrete. *Journal of structural engineering*, volume 125, numéro 19, p. 2310–2329.
- Russo, G. (1988). A buckling model for reinforcing bars. *International journal of mechanical science*, volume 30, numéro 1, p. 3–11.
- Saatcioglu, M. et Baingo, D. (1999). Circular high strength concrete columns under simulated seismic loading. *Journal of structural engineering*, volume 125, numéro 3, p. 273–281.
- Sharma, U., Bhargava, P. et Kaushik, S. (2005). Comparative study of confinement models for high strength concrete columns. *Magazine of concrete research*, volume 54, numéro 4, p. 185–197.
- Sheikh, M. N. et Légeron, F. (2010). Seismic performance-based design of bridges with quantitative local performance criteria. Dans *Proceedings of the 2nd international Structure Specialty Conference International Conference*, CSCE. p. 1–10.
- University of Berkeley (s. d.). *Opensees*. <http://opensees.berkeley.edu/> (page consultée le 20 novembre 2013).
- Xiao, Y. et Ma, R. (1997). Seismic retrofit of rc circular columns using prefabricated composite jacketing. *Journal of structural engineering*, volume 123, numéro 10, p. 1357–1364.
- Xiao, Y. et Martirosyan, A. (1998). Seismic performance of high strength concrete members. *Journal of structural engineering*, volume 124, numéro 3, p. 241–251.



