

UNIVERSITE SAAD DAHLAB BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : Génie Civil

IDENTIFICATION DES DÉFICIENCES EN RESISTANCE ET
DUCTILITE DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ SOUS
SOLLICITATION SISMIQUE

Par

Mounir AIT BELKACEM

Devant le jury composé de :

K.GRINE	Professeur, BLIDA1	Président
M. ABED	Professeur, BLIDA1	Examineur
R. TALEB	Maître de conférences (A)	Examineur
M.REMKI	Maître de Recherche (A), CGS, Alger	Examineur
N. BOURAHLA	Professeur, ENP, Alger	Directeur de thèse
H. BECHTOULA	Directeur de Recherche, CGS, Alger	Co- Directeur de thèse

Blida, Février 2019

المخلص

لقد أبرز مرة أخرى الزلزال الأخير لبومرداس في 21 مايو عام 2003 أوجه القصور الهيكلية لبعض المنشآت الخاصة بالهندسة المدنية وعلى وجه الخصوص العمارات. لقد تعرضت الأعمدة المصنوعة من الخرسانة المسلحة المحسوبة المقاس حسب القانون المضاد للزلازل RPA88 و RPA99 لأضرار بالغة و التي أدت أحيانا إلى الانهيار الكلي للمنشآت. وقد أجريت دراسات حديثة، خاصة في اليابان والولايات المتحدة ونيوزيلندا لفهم مختلف الآليات المحلية للإنكسار وردود أفعال هذه الأعمدة في نطاق غير مرن.

والهدف من هذا العمل هو تحديد منهجية واضحة وفعالة لتقييم الأداء الزلزالي (السعة في القوة، السعة في النزوح، والأضرار...) للأعمدة الخرسانية المسلحة.

إن العوامل الأكثر تأثيرا في السلوك الزلزالي للأعمدة سيتم تحديدها ودراستها من خلال قاعدة بيانات من 16 عينة من الأعمدة الخرسانية المسلحة باستخدام حلقات التباطؤ التجريبية و الرقمية. وقد تم التحقق من صحة الفرضيات الحسابية و المحاكاة الرقمية التي أجريت باستعمال البرنامج Seismo-structure بالنظر إلى التطابق الجيد مع النتائج التجريبية.

تم تحقيق اختبار تجريبي على رواق بأعمدة من الخرسانة المسلحة في مختبر المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل الجديد، والتي سمحت بتجميع نتائج الاختبار التي تعكس واقع السلوك الزلزالي للأعمدة الخرسانية المسلحة على النحو الذي ينفذ في مواقع البناء الجزائرية. وتبين هذه النتائج التوافق الجيد مع تلك التي تم الحصول عليها باستخدام النهج الرقمي الذي تم التحقق من صحته من قبل.

RESUME

Le dernier séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 a mis en évidence, une fois de plus, les lacunes structurales de certains ouvrages de génie civil et spécialement les bâtiments. Les poteaux en béton armé, calculés et dimensionnés selon le RPA88 et le RPA99, ont subits de sévères dégradations. Ces dégâts ont parfois aboutis à l'effondrement total de l'ouvrage. Des études récentes, plus particulièrement au Japon, aux Etats Unis et en nouvelle Zélande ont été menées pour appréhender les divers mécanismes locaux de ruptures et les réponses des poteaux dans le domaine inélastique.

Le but de ce travail consiste à définir une méthodologie claire et efficace pour l'évaluation des performances sismiques (capacité en force, capacité en déplacement, dommages ...) des poteaux en béton armé.

Les paramètres les plus influents sur le comportement sismique des poteaux ont été identifiés et étudiés à travers une base de données de 16 spécimens, en utilisant les boucles hystérésis expérimentales et numériques. La simulation numérique menée avec le logiciel Seismo-struct et les hypothèses de calcul adoptées ont été validées compte tenu de la bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

Un test en poussée progressive sur un portique en béton armé a été effectué au sein du nouveau laboratoire du CGS, ce qui a permit de cumuler les résultats d'essai qui reflètent la réalité du comportement sismique des poteaux en béton armé tels que réalisés dans les chantiers algériens. Ces résultats concordent assez bien avec ceux obtenus à l'aide de l'approche numérique validé précédemment.

ABSTRACT

The Last earthquake which strikes the region of Boumerdes on 21 May 2003 highlighted once again the structural deficiencies of some civil structure especially the buildings. The reinforced concrete columns calculated and designed according to the RPA88 and RPA99, have suffered severe damage. This damage sometimes leads to the total collapse of the structure. Recent studies, particularly in Japan, US and New Zealand have been conducted to understand the various local mechanisms failure and responses of the columns in the inelastic range.

The aim of this work is to define a clear and efficient methodology to assess the seismic performance (capacity in strength, capacity displacement, damage ...) of reinforced concrete columns.

The most influent parameters affecting the seismic behavior of the columns was identified and studied through a database of 16 specimens of reinforced concrete columns using the experimental and numerical hysteresis loops. The numerical simulation conducted using Seismo-struct software and calculation assumptions adopted were validated by matching experimental results.

Monotonic lateral test on reinforced concrete frame was carried out in the new CGS laboratory, in order to investigate the actual behavior of reinforced concrete columns as practiced in the Algerian construction sites. The results were in good agreement with those obtained using the numerical approach that has been validated previously.

REMERCIEMENTS

En tout premier lieu, je tiens à remercier mon Directeur de thèse le Pr. Nouredine BOURAHLA et le Dr. Hakim BECHTOULA, mon Co-directeur de thèse, Directeur de Recherche et chef du département technique au CGS, qui ont encadrés et dirigés les travaux de ma thèse avec attention et disponibilité. Leurs connaissances scientifiques m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours. Je leur en suis profondément reconnaissant et je leur garde tout mon estime et mon respect.

Il m'est particulièrement agréable d'adresser mes vifs remerciements aux membres du jury pour leur disponibilité à examiner cette thèse. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon profond respect.

Je remercie vivement mes collègues Dr. Fouad KEHILA, Dr. Mustapha REMKI et Melle. Hiba MEDAH qui ont toujours répondu à mes sollicitations et m'ont sans relâche accordé leur aide ; je leur en suis très reconnaissant.

Mes sincères remerciements à mes collègues et amis, en particulier, Mme. Hammama BELARBI, Dr. Nacim YOUSFI et Dr. Mehdi BOUKRI pour leur soutien et leurs encouragements.

Je remercie aussi le Dr. Mohamed BELAZOUGUI, Directeur du CGS, pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.

Un dernier remerciement s'adresse à toutes les autres personnes que j'ai oublié d'énumérer, qui, à un titre ou à un autre, ont contribué à mon travail.

Dédicace

*Je dédie ce travail à mes chers parents, à ma femme, à ma princesse
Melissa, à mes frères Adel et Samir ainsi qu'à sa femme et mes
adorables nièces Roumaïssa et Anais,
à tous mes oncles, mes tantes, mes cousins, et à tous ceux qui
m'aiment.
Ainsi qu'à la mémoire de ma chère et tendre grand-mère (**Na -Zaina**).*

Mounir.

TABLE DES MATIERES

الملخص	2
RESUME	3
ABSTRACT	4
REMERCIEMENTS	5
DEDICACE	6
TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	11
INTRODUCTION GENERALE	17
CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	21
1.1. Introduction	21
1.2. Recherches expérimentales antérieures sur le comportement sismique des poteaux	22
1.2.1. Investigation d'Ang et al. (1989)	22
1.2.2. Investigation de Wong et al. (1993)	25
1.2.3. Investigation de Lim et al. (1991)	28
1.2.4. Investigation de Priestley et al. (1991)	30
1.2.5. Investigation de Chai et al. (1991)	33
1.2.6. Investigation de Lynn et al. (1996)	36
1.2.7. Investigation de Coffman et al. (1993)	38
1.2.8. Investigation de Xiao et al. (1998)	41
1.2.9. Investigation de Thomsen et al. (1994)	45
1.2.10. Investigation de Priestley et al. (1987)	49
1.3. Principes de base concernant le rôle du confinement	53
1.4. Recommandations des codes (confinement dans les codes modernes)	56
1.4.1. Recommandations du code ACI du bâtiment	56
1.4.2. Recommandations du code CEB	58
1.4.3. Recommandations du code Néo-Zélandais	61
1.4.4. Recommandations du code Algérien RPA 99	64
1.5. Comparaison des dispositions des codes	66

1.6. Modélisation numérique du comportement non-linéaire des poteaux en béton armé	68
1.6.1. Choix d'une échelle de discrétisation	69
1.6.2. Modèles macroscopiques (ou modèles globaux)	70
1.6.2.1. Modèle à deux éléments linéiques	70
1.6.2.2. Modèle à un seul élément linéique	71
1.6.2.3. Modèle a ressorts multiaxiaux	72
1.6.3. Modèles microscopiques	73
1.6.3.1. Modèles locaux par la méthode des éléments finis	73
1.6.3.2. Modèles semi-locaux	74
1.6.3.3. Les modèles à fibre	74
1.6.3.4. Les modèles multicouches	75
1.7. Comportement mécanique et modélisation numérique des matériaux	76
1.7.1. Comportement mécanique de l'acier	76
1.7.1.1. Traction – compression	76
1.7.1.2. Chargement cyclique de traction – compression	77
1.7.2. Modélisation numérique du comportement de l'acier	78
1.7.2.1. Modèle élasto – plastique simplifié	78
1.7.2.2. Modèle de Menegotto-Pinto	78
1.7.2.3. Modèle de Monti-Nuti	79
1.7.2.4. Autres modèles	79
1.7.3. Comportement mécanique du béton	80
1.7.3.1. Comportement du béton en compression uni-axiale	80
1.7.3.2. Comportement du béton en traction uni-axiale	81
1.7.4. Modélisation numérique du comportement du béton	82
1.7.4.1. Modèle hystérétique de Yassine	83
1.7.4.2. Modèle hystérétique de Chang et Mander	83
1.7.4.3. Modèle hystérétique de Mander	84
1.7.4.4. Modèle hystérétique de Madas et Elnashai	84
1.8. Conclusion	84

CHAPITRE 2: ANALYSE ET INTERPRETATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX	87
2.1. Introduction	87
2.2. Configuration des essais	88
2.3. Description des spécimens	88
2.3.1. Propriétés des matériaux	89
2.3.2. Géométrie des Spécimens	89
2.3.3. Configuration du confinement	89
2.4. Analyse des résultats expérimentaux	91
2.4.1. Courbes force latérale-déplacement	92
2.4.2. Paramètres de ductilité	93
2.4.2.1. La ductilité structurelle	94
2.4.2.2. La ductilité sectionnelle	94
2.5. Capacité de dissipation de l'énergie	95
2.6. Effet du niveau de la charge axiale	95
2.7. Effet du taux d'armatures transversales	99
2.8. Effet de la charge axiale sur la courbe hystérésis	102
2.9. Effet du mode de chargement sur la relation force-déplacement relatif	102
2.10. Effet de l'intensité de la charge axiale sur la relation déformation axiale-courbure normalisé	103
2.11. La distribution des déformations dans les armatures longitudinales et transversales	105
2.12. Influence de l'Effet d'échelle sur le comportement sismique des poteaux	107
2.13. Proposition d'une Équation pour la région confinée d'un poteau (zone nodale)	110
2.14. Conclusion	113
 CHAPITRE 3: ANALYSE NUMERIQUE ET INTERPRETATION DES RESULTATS	 115
3.1. Introduction	115
3.2. La modélisation numérique	116
3.2.1. La non-linéarité géométrique	116
3.2.2. Inélasticité des matériaux	116
3.2.3. Modèles des matériaux	118
3.2.3.1. Modèle Pinto-Menegotto pour l'acier	118

3.2.3.2. Modèle Mander et autres pour le béton	118
3.2.4. Chargement (Analyse quasi-statique)	119
3.2.4.1. Application du chargement	119
3.3. Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques	120
3.3.1. Effet du niveau de la charge axiale	120
3.3.2. Effet du taux d'armatures transversales	123
3.4. Evaluation de l'indice de dommages	125
3.4.1. Effet du taux d'armatures transversales	127
3.4.2. Effet du niveau de la charge axiale	128
3.5. Conclusion	130

CHAPITRE 4 : ANALYSE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PORTIQUE EN BETON ARME

4.1. Introduction	131
4.2. Programme expérimental	132
4.2.1. Description du portique étudié	132
4.2.2. Caractéristiques des matériaux	133
4.2.3. Ferrailage des sections	134
4.2.4. Etapes de construction du spécimen	134
4.2.5. Montage expérimental	136
4.2.6. Instrumentation	138
4.2.6.1. Jauges	138
4.2.6.2. Capteurs des déplacements	140
4.3. Résultats expérimentaux	140
4.3.1. Courbe force-déplacement	141
4.3.2. Composantes du déplacement latéral	142
4.3.3. La fissuration du béton	143
4.3.4. Sollicitation de l'armature longitudinale	146
4.3.5. Sollicitation de l'armature transversale	147
4.4. Simulation numérique	148
4.4.1. Analyse pushover (poussée progressive)	148
4.4.2. Analyse sous un chargement cyclique	149
4.4.3. Comparaison des résultats de l'analyse numérique (pushover-cyclique)	151

4.5. Comparaison des résultats expérimentaux avec la prédiction	152
4.6. Conclusion	153
CONCLUSION GENERALE	154
APPENDICE A : LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	158
APPENDICE B : COURBES HYSTERESIS	161
REFERENCES	180

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 :	Résistance en cisaillement comparée aux codes.	23
Figure 1.2 :	Résistance en cisaillement comparée à l'équation proposée.	24
Figure 1.3 :	Influence du confinement sur la résistance en cisaillement sans effort normal.	24
Figure 1.4 :	Dégradation de la résistance en cisaillement avec la ductilité.	24
Figure 1.5 :	Différents modes de chargement en déplacement	27
Figure 1.6 :	Courbes d'hystérésis pour des spécimens identiques avec différents modes de chargement.	27
Figure 1.7 :	Les composantes de la résistance en cisaillement à différents niveaux de ductilité.	27
Figure 1.8 :	Détails au niveau des rotules plastiques	28
Figure 1.9 :	Courbes hystérésis moment-ductilité en déplacement pour les spécimens à échelle 1/5.	29
Figure 1.10 :	Courbes hystérésis moment-ductilité en déplacement pour les spécimens à échelle 1/20.	29
Figure 1.11 :	Renforcement des poteaux	30
Figure 1.12 :	Réponse en force-déplacement	31
Figure 1.13 :	Etat des allongements à la fin du test	31
Figure 1.14 :	Relation force de cisaillement- ductilité en déplacement	31
Figure 1.15 :	Détail du renforcement des poteaux	33
Figure 1.16 :	Courbes hystérésis des poteaux avec des barres d'amorces.	33
Figure 1.17 :	Courbes hystérésis des poteaux avec des barres continues	34
Figure 1.18 :	Longueur de la rotule plastique équivalente	34
Figure 1.19 :	Section typique avec cadre ordinaire ou cadre diamant	36
Figure 1.20 :	Désignation des abréviations	36
Figure 1.21 :	Force-déplacement du spécimen 3SLH18	37

Figure 1.22 :	Profile du moment du spécimen 3SLH18	37
Figure 1.23 :	Profile des déformations du spécimen 3SLH18	37
Figure 1.24 :	Renforcement des poteaux avec des cadres extérieurs précontraints: (a) Poteau 2, (b) Poteau 3 et (c) Poteau 4.	39
Figure 1.25:	Relation force-déplacement (gauche: Poteau 1, droite: Poteau 4).	40
Figure 1.26:	Allongement dans les cadres extérieurs (renforcement) et les cadres internes: (a) Poteau 1, (b) Poteau 2 et (c) Poteau 4.	40
Figure 1.27 :	Energie dissipée pendant les cycles	41
Figure 1.28 :	Détails des poteaux	42
Figure 1.29 :	Courbes hystérésis force-déplacement pour les poteaux conçus avec le code.	43
Figure 1.30 :	Courbes hystérésis force-déplacement pour les poteaux avec 50% de la demande en ferrailage transversale.	43
Figure 1.31 :	Effet du ferrailage longitudinal (diamètre des barres)	44
Figure 1.32 :	Variation des composantes de la capacité portante en cisaillement en fonction de l'effort normal.	44
Figure 1.33 :	Configuration des spécimens	46
Figure 1.34 :	Courbes contraintes-allongements des armatures	46
Figure 1.35 :	Force-déplacement pour le groupe B	47
Figure 1.36 :	Force-déplacement pour les poteaux en BHP	47
Figure 1.37 :	Configuration des poteaux testés	50
Figure 1.38 :	Ductilité en déplacement disponible	51
Figure 1.39 :	Poteaux courts, gauche $P / f_c A_g = 0.23$ et droite $P / f_c A_g = 0.70$	51
Figure 1.40 :	Courbes hystérésis des poteaux carrés évidés, gauche confinement total et droite partiellement confiné.	51
Figure 1.41 :	Relation entre la ductilité et le pourcentage de confinement	52
Figure 1.42 :	Comparaison des codes sur les quantités d'armatures de confinement.	67
Figure 1.43 :	Différentes échelles de discrétisation	69

Figure 1.44 :	Description d'une modélisation avec des poutres multifibres.	74
Figure 1.45 :	Modèle élément fini multicouches	76
Figure 1.46 :	Comportement de l'acier en traction simple	77
Figure 1.47 :	Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger.	77
Figure 1.48 :	Modèle élasto - plastique simplifié : Comportement de l'acier sous chargement monotone.	78
Figure 1.49 :	Loi Pinto - Menegotto	79
Figure 1.50 :	Comportement uni-axial du béton non armé en compression simple.	80
Figure 1.51 :	Comportement cyclique du béton non armé en compression simple.	81
Figure 1.52 :	Comportement uni-axial du béton non armé en traction simple.	81
Figure 1.53 :	Comportement cyclique du béton en traction simple	82
Figure 2.1 :	Configuration des essais	88
Figure 2.2 :	Configurations du confinement	90
Figure 2.3 :	Correction de l'effet P- Δ	93
Figure 2.4 :	Courbes enveloppes	94
Figure 2.5 :	Courbes force latérale-déformation (Effet du niveau de la charge axiale).	96
Figure 2.6 :	Courbes de dissipation d'énergie -déformation (Effet du niveau de la charge axiale).	97
Figure 2.7 :	Courbes de L'amortissement visqueux équivalent déformation (Effet du niveau de la charge axiale).	98
Figure 2.8 :	Courbes force latérale-déformation (Effet du taux d'armatures transversales).	99
Figure 2.9 :	Courbes de dissipation d'énergie -déformation (Effet du taux d'armatures transversales).	100
Figure 2.10 :	Courbes de L'amortissement visqueux équivalent-déformation (Effet du taux d'armatures transversales).	101

Figure 2.11:	Comparaison des courbes hystérésis des spécimens 12 et 13	102
Figure 2.12:	Effet du mode de chargement sur la relation force-déplacement relatif	103
Figure 2.13:	Courbe de la relation déformation axiale- courbure normalisé sous un chargement horizontal unidirectionnel.	104
Figure 2.14:	Courbe de la relation déformation axiale- courbure normalisé sous un chargement horizontal bidirectionnel.	104
Figure 2.15:	Distribution des déformations dans le renforcement transversal	105
Figure 2.16:	Position des gauges de déformation	106
Figure 2.17:	Les zones de la progression des dommages	106
Figure 2.18:	La distribution des déformations dans le renforcement longitudinal.	107
Figure 2.19	Les dommages sur spécimens sous une charge axiale constante et un chargement horizontal unidirectionnel.	108
Figure 2.20	Expansion des renforts transversaux, flambement des armatures longitudinales et rupture du béton.	108
Figure 2.21	La progression des dommages pour le spécimen 16	109
Figure 2.22	Effet d'échelle	110
Figure 2.23	Prédiction de la longueur de confinement et résultats des tests	112
Figure 3.1 :	Système local de nœud d'éléments poteau-poutre	116
Figure 3.2 :	Discrétisation d'une section transversale d'un béton confiné	117
Figure 3.3 :	Comparaison numérique-expérimentale des courbes enveloppes (force latérale-déformation).	120
Figure 3.4 :	Comparaison numérique-expérimentale entre les courbes d'énergies dissipées.	121
Figure 3.5 :	Comparaison numérique-expérimentale entre les courbes de L'amortissement visqueux équivalent.	121
Figure 3.6 :	Comparaison numérique-expérimentale des courbes enveloppes (force latérale-déformation).	124
Figure 3.7 :	Comparaison numérique-expérimentale entre les courbes d'énergies dissipées.	124

Figure 3.8 :	Comparaisons numérique-expérimentale entre les courbes de L'amortissement visqueux équivalent.	124
Figure 3.9 :	Progression de l'indice de dommage	128
Figure 3.10 :	Progression de l'indice de dommage	129
Figure 4.1 :	Spécimen testé	132
Figure 4.2 :	Caractéristiques géométriques du portique	133
Figure 4.3 :	Le ferrailage des sections	134
Figure 4.4 :	Construction du Spécimen	135
Figure 4.5 :	Montage Expérimental	136
Figure 4.6 :	Emplacement des vérins latéraux	136
Figure 4.7 :	Socle en béton	137
Figure 4.8 :	Emplacement des vérins verticaux	137
Figure 4.9 :	Fixation des vérins verticaux sur le portique de chargement	138
Figure 4.10 :	Positionnement des jauges	139
Figure 4.11 :	Positionnement des capteurs LVDT	140
Figure 4.12 :	Courbe de capacité expérimentale du spécimen1	141
Figure 4.13 :	Contribution au déplacement latéral total	142
Figure 4.14 :	Ouvertures au niveau des connections	143
Figure 4.15 :	Position des fissures A et B (Poteau Est)	144
Figure 4.16 :	Position des fissures 1 et 2 (Poteau Ouest)	144
Figure 4.17 :	Ouverture maximum des fissures (Poteau Est)	145
Figure 4.18 :	Ouverture maximum des fissures (Poteau Ouest)	146
Figure 4.19 :	Sollicitation de l'armature longitudinale	146
Figure 4.20 :	Sollicitation de l'armature transversale	147
Figure 4.21 :	Modèle numérique (logiciel Seismo-Structure)	148
Figure 4.22 :	Courbe de capacité numérique	149

Figure 4.23 :	Le chargement cyclique appliqué	150
Figure 4.24 :	Courbe hystérésis force-déplacement	151
Figure 4.25 :	Comparaison entre la courbe hystérésis (chargement cyclique) et la courbe capacité (pushover).	152
Figure 4.26 :	Courbe force-déplacement numérique-expérimentale	152
Figure B.1 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 1)	160
Figure B.2 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 2)	160
Figure B.3 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 3)	161
Figure B.4 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 4)	161
Figure B.5 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 5)	162
Figure B.6 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 6)	162
Figure B.7 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 7)	163
Figure B.8 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 8)	163
Figure B.9 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 9)	164
Figure B.10 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 10)	164
Figure B.11 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 11)	165
Figure B.12 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 12)	165
Figure B.13 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 13)	166
Figure B.14 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 14 –Direction NS)	166
Figure B.15 :	Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 15–Direction NS)	167
Figure B.16 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 1)	167
Figure B.17 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 2)	168
Figure B.18 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 3)	168
Figure B.19 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 4)	169
Figure B.20 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 5)	169

Figure B.21 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 6)	170
Figure B.22 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 7)	170
Figure B.23 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 8)	171
Figure B.24 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 9)	171
Figure B.25 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 10)	172
Figure B.26 :	Courbe hystérésis numérique (Spécimen 11)	172
Figure B.27 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 1).	173
Figure B.28 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 2).	173
Figure B.29 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 3).	174
Figure B.30 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 4).	174
Figure B.31 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 5).	175
Figure B.32 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 6).	175
Figure B.33 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 7).	176
Figure B.34 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 8).	176
Figure B.35 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 9).	177
Figure B.36 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 10).	177
Figure B.37 :	Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 11)	178
Tableau 1.1 :	Paramètres des tests	45
Tableau 1.2 :	Les valeurs de λ_1 et λ_2 en fonction de la charge axiale	60

Tableau 2.1 :	Configuration du confinement	89
Tableau 2.2 :	Caractéristiques géométriques et chargement axial des spécimens testés.	90
Tableau 2.3 :	Renforcement longitudinal et transversal des spécimens testés	91
Tableau 2.4 :	Longueurs de flambement pour le spécimen 16	110
Tableau 3.1 :	Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux - effet de la charge axiale.	121
Tableau 3.2 :	Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux - effet du taux d'armatures transversales.	125
Tableau 3.3 :	Estimation du degré de dommage proposé par Park and Ang (1985).	126
Tableau 3.4 :	L'indice de dommage (résultats numériques) et les dommages observés (résultats expérimentaux).	127
Tableau 4.1 :	Caractéristiques des aciers	133
Tableau 4.2 :	Caractéristiques du béton	133
Tableau 4.3 :	Ouverture maximum des fissures	145

INTRODUCTION GENERALE

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps, qui induit dans la structure des forces d'inertie. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène de l'interaction sol- structure, une autre partie est dissipée par amortissement. Le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et en énergie de déformation élastiques et inélastiques des éléments structuraux.

Cependant l'analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces d'inertie dépassent le seuil de la résistance élastique. Cette différence est implicitement reprise par des incursions importantes des éléments de la structure dans le domaine inélastique.

Ce comportement peut être attribué à la capacité importante de déformation plastique avant rupture des matériaux ductiles. Il est important de s'assurer, dans l'étape extrême d'une structure chargée jusqu'à la rupture, qu'elle va se comporter d'une manière ductile. Autrement dit s'assurer que la structure ne se rompra pas d'une façon brutale, sans avertissement, mais sera capable de manifester de grandes déformations au-delà de la capacité maximum de chargement. Ces déformations donnent l'avertissement suffisant, et ce en maintenant la capacité de chargement, ainsi une rupture totale peut être prévenue et des vies humaines préservées. En outre, le comportement ductile des éléments permet l'usage dans la conception des moments fléchissant qui prend en compte la redistribution possible des moments de flexion.

Dans les zones fortement sollicitées par l'action sismique, la ductilité devient une considération extrêmement importante. D'ailleurs la philosophie actuelle des codes est basée sur une conception sismique stipulant que les structures ne doivent subir que des dommages limités en cas de séisme modéré; et d'éviter la ruine dans le cas d'un séisme majeur.

Par conséquent, les recommandations parasismiques ne sont justifiées que si la structure a l'aptitude de développer suffisamment de ductilité pour absorber et

dissiper l'énergie par déformations post-élastiques sous l'action d'un chargement cyclique.

La redistribution possible des moments de flexion qui peuvent être employés dans la conception des structures en béton armé hyperstatiques dépend de la ductilité des éléments dans les sections critiques (rotules plastiques), puisque les codes de bâtiment permettent quelques redistributions des moments de flexion de ceux obtenus en utilisant l'analyse structurale élastique linéaire.

Par conséquent, la ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception des poteaux et des poutres n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect. Pour assurer un comportement ductile, une attention particulière devrait être donnée à l'impact de la prise en compte du confinement sur le comportement sismique des éléments de structure notamment les poteaux.

Problématique et objectifs

Le retour d'expérience des séismes qui ont touchés l'Algérie, nous impose une bonne procédure d'approche (numérique-expérimentale) pour l'évaluation de la performance sismique des structures en béton armé.

Pour ce faire, les objectifs à atteindre suivants ont été fixés :

- Mettre en évidence l'influence des rapports variables de la charge axiale et du taux d'armatures transversales sur la performance sismique des poteaux en béton armé (analyses expérimentale et numérique).
- Proposer une équation relative à la région confinée des poteaux en béton armé à partir des résultats expérimentaux (comparaison RPA99/Watson).
- Apporter un début de réponse sur la réalité du comportement sismique des structures en béton armé tels que réalisés sur les chantiers algériens, à travers l'analyse des résultats d'un test push-over effectué au sein du laboratoire du CGS sur un portique en béton armé.

Organisation du mémoire

Au premier chapitre est menée une revue bibliographique de :

- quelques études connexes à l'investigation du comportement sismique des poteaux en béton armé.
- un état des lieux des normes actuelles concernant les dispositions pour la quantité et la distribution des armatures de confinement dans les poteaux afin d'assurer une ductilité adéquate.
- quelques modèles analytiques existants dans le but de mieux comprendre le phénomène et sa prise en compte dans les différents modèles.
- différents modèles numériques proposés dans la littérature pour l'analyse des éléments en béton armé, et un état de l'art sur les avancées et les défis impliqués pour la modélisation des éléments en béton armé.

Dans le deuxième chapitre, une analyse des résultats de plusieurs essais expérimentaux a été menée afin de mettre en évidence l'influence des deux paramètres les plus influents sur la ductilité des éléments structuraux (poteaux) : taux d'armatures transversales et niveau de la charge axiale.

De plus, sur la base des données obtenues à partir des essais expérimentaux, l'équation relative à la région confinée pour un poteau en béton armé soumis à un chargement axial a été proposée et comparée aux spécifications du code parasismique Algérien RPA99 / V2003. Les résultats indiquent que la longueur de confinement pour un poteau sous une charge axiale élevée est sous-estimée par le code sismique algérien actuel.

Dans le chapitre trois, des éléments finis poutre multifibres ont été adoptés pour la construction d'un modèle numérique capable de reproduire le plus fidèlement possible le comportement non linéaire des essais sur les poteaux en béton armé soumis à des chargements cycliques. Le modèle a été développé et validé par comparaison des résultats numériques et expérimentaux.

Dans le quatrième et dernier chapitre, on a procédé à une analyse expérimentale et numérique du comportement sismique d'un portique en béton armé. Un essai expérimental pushover a été effectué au niveau du laboratoire du CGS et

les résultats obtenus sont ensuite comparés à ceux de l'analyse numérique réalisée avec le modèle déjà vérifié dans le chapitre 3.

Finalement, on termine le mémoire avec une conclusion générale.

CHAPITRE 1: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction

Plusieurs pays incorporent dans leurs règlements parasismiques des recommandations concernant le confinement des éléments porteurs des structures. Ces recommandations sont en termes d'équations, limitation des espacements et longueur de l'élément à confiner pour s'assurer que la demande en ductilité soit atteinte. La ductilité adéquate, pour les structures en béton armé, peut être obtenue, en disposant suffisamment d'armatures longitudinales et transversales dans la région de la rotule plastique des éléments structuraux là où l'énergie sera dissipée. Ces recommandations se basent principalement sur les résultats de tests expérimentaux menés aux laboratoires. Les spécimens testés reflètent les conditions (système de construction, détails, matériaux, main d'œuvre...etc.) du pays considéré. Dans ce qui suit, on résume l'essentiel des tests expérimentaux réalisés à l'échelle mondiale dans le domaine du génie parasismique et spécialement le confinement des poteaux des structures en béton armé.

La conception rationnelle des structures antisismiques est basée sur le concept de demande en ductilité, globale- locale, et leur corrélation. Le comportement local est intimement lié aux lois contrainte-déformation des matériaux constitutifs, en l'occurrence le comportement du béton confiné à l'intérieur du noyau. La connaissance de ces lois, permet au concepteur de mieux apprécier la capacité des éléments structuraux, notamment les poteaux en béton armé, et mieux utiliser les réserves intrinsèques de la structure. Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés dans les codes modernes de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Dans ce chapitre, nous exposons un bref examen des dispositions de différents codes concernant le renfort de confinement des poteaux, ainsi qu'une discussion et une comparaison des dispositions du code algérien RPA à ces derniers.

La modélisation numérique non-linéaire des éléments en béton armé a commencé par la proposition du premier macro-modèle non-linéaire [01], et par la proposition de la première application de la méthode des éléments finis pour l'analyse non-linéaire des éléments en béton armé [02]. Depuis lors, des progrès considérables ont été réalisés dans le domaine de la modélisation des éléments en béton armé. Dans ce chapitre sont présentés les différents modèles numériques proposés dans la littérature pour l'analyse des éléments en béton armé, et est présenté un état de l'art sur les avancées et les défis impliqués pour la modélisation des éléments en béton armé. La modélisation numérique n'est pas seulement liée au cas des constructions nouvelles, mais elle est également étendue aux problèmes liés à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Dans ce dernier cas, il est important de construire un modèle représentatif fiable qui sera capable d'évaluer la réponse attendue d'un élément structurel existant sous charge latérale incertaine, et de prévoir son mode de rupture afin d'être en mesure de choisir la technique de confortement la plus appropriée.

1.2. Recherches expérimentales antérieures sur le comportement sismique des poteaux

1.2.1. Investigation d'Ang et al. (1989) [03]

Ces travaux ont montrés que l'effort de cisaillement diminue lorsque la ductilité augmente au delà de 2. Les résultats du programme de recherche expérimentale réalisé sur 25 poteaux circulaires à une échelle de 1/3, montrent que la formule existante dans le code Américain ACI 318 est conservative. La détermination de la capacité en cisaillement d'un poteau lors d'un séisme est un problème réel. Jusqu'à présent, les règles conservatives des détails pour la ductilité, donne un ferrailage plus important que celui trouvé pour le cisaillement.

Récemment, avec des équations moins conservative pour le confinement des poteaux ductiles, le problème du cisaillement devient critique et mérite des révisions. Les auteurs, ont discutés les principes de la méthode capacitaire pour établir une procédure de calcul en cisaillement pour les poteaux circulaires. L'influence de plusieurs paramètres tels que l'effet du chargement vertical, ductilité en flexion, taux d'armature transversal, ainsi que l'élançement du poteau sur la capacité en cisaillement ont été étudiés.

A l'exception d'un poteau, tous les autres spécimens ont une capacité en cisaillement inférieure à celle de la flexion qui ne satisfait pas les conditions de la méthode capacitaire. Par conséquent, la ruine par cisaillement été le mode probable pour presque l'ensemble des spécimens. Une comparaison entre les courbes hystérésis, montre que la capacité en flexion augmente avec le niveau de l'effort normal. On remarque aussi que les courbes montrent moins de pincement lorsque l'effort normal augmente, mais la dégradation en capacité et plus importante après l'initiation du mode de ruine en cisaillement.

Les résultats du test montrent que l'effort tranchant (à l'apparition de la fissure diagonale) augmente lorsque l'effort normal augmente et le rapport de l'élançement diminue. Comme illustré à la

Figure 1.1, on remarque une augmentation linéaire en effort tranchant avec l'élançement, avec une grande différence pour les spécimens ayant un élançement de 1.5 et 2.0. Cette différence n'est pas aussi importante pour les spécimens ayant un élançement de 2.0 et 2.5. La

Figure 1.2 montre les résultats du test avec les équations proposées pour l'évaluation de l'effort tranchant correspondant à l'apparition de la première fissure ainsi que l'effort tranchant maximum. La contribution du béton armé a été estimée en supposant de diagonales à 45 degrés avec l'écoulement de tous les cadres transversaux.

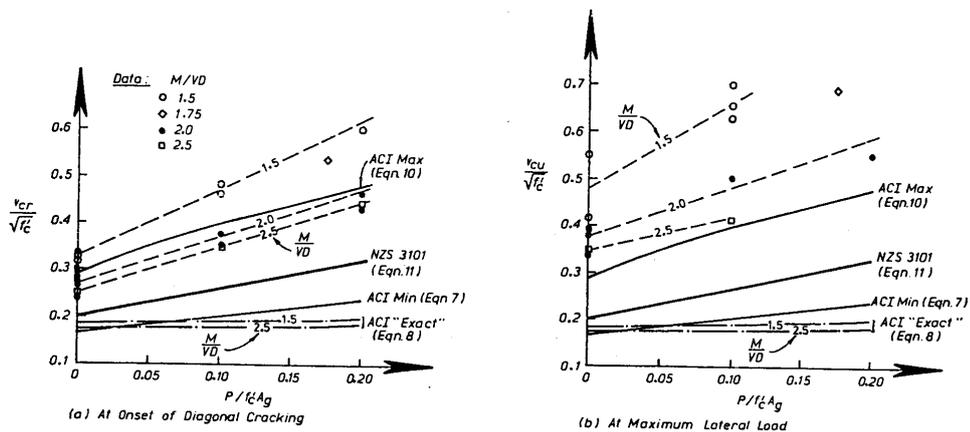


Figure 1.1 : Résistance en cisaillement comparée aux codes [03].

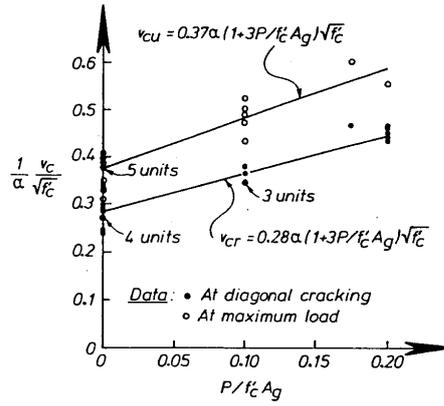


Figure 1.2: Résistance en cisaillement comparée à l'équation proposée [03].

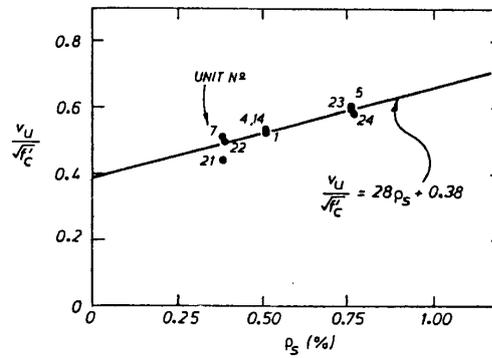


Figure 1.3 : Influence du confinement sur la résistance en cisaillement sans effort normal [03].

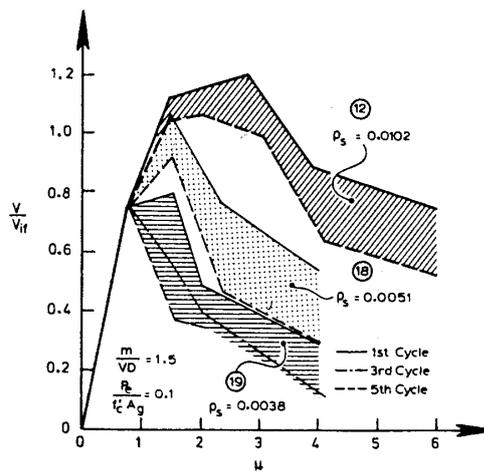


Figure 1.4 : Dégradation de la résistance en cisaillement avec la ductilité [03].

La Figure 1. montre la variation de l'effort tranchant normalisé de neuf spécimens sans effort normal ayant un élancement de 2.0 en fonction du pourcentage de renforcement transversal, confinement. Tous les poteaux ont périés en cisaillement avec une ductilité négligeable. Les résultats montrent une variation linéaire de l'effort tranchant avec le taux de confinement.

La

Figure 1. compare les courbes enveloppes de l'effort tranchant normalisé en fonction de la ductilité des poteaux avec un élancement de 1.5 et un effort normal réduit de 0.1. Les courbes enveloppes sont ceux du premier et du cinquième cycle sauf pour le spécimen 19, là où la courbe enveloppe du cinquième cycle a été remplacée par celle du troisième cycle puisque celui-ci a cédé juste après le troisième cycle. On remarque que le maximum de l'effort tranchant a été transféré vers les hautes ductilités lorsque le confinement augmente. De même, l'écart entre la courbe enveloppe du premier et du cinquième cycle diminue lorsque le taux du confinement augmente. Pour le spécimen 12, la réduction de l'effort tranchant après le pic été graduelle.

1.2.2. Investigation de Wong et al. (1993) [04]

En 1993, seize spécimens de poteaux circulaires en béton armé ont été testés, ayant des ratios de rapport entre la longueur et le diamètre de 2.0 avec différents ferraillements transversaux en spirale pour évaluer l'influence de ces deux paramètres sur la résistance, la rigidité, le mécanisme de résistance en cisaillement pour différents déplacements horizontaux et différents niveaux des charges axiales verticales. Quatre différents cas de chargement ont été effectués comme indiqué dans la

Figure 1.. Le spécimen sous chargement vertical important ayant rompu en flexion sous excitation horizontal unidirectionnelle a montré un éclatement de l'enrobage sur la longueur totale de la rotule plastique approximativement égale au diamètre du spécimen étudié. Les auteurs ont observé que les spécimens sous charges axiales verticales faibles ont montré une diminution du déplacement limite élastique lorsque la quantité d'aciers transversaux en spirale augmente, dû à la réduction du déplacement en cisaillement suite à l'apparition de fissures diagonales.

La mesure des différentes composantes contribuant au déplacement élastique maximum a montré que l'effort axial vertical retarde le développement des fissures diagonales et réduit ainsi les déformations de cisaillement. Les résultats ont montré que la contribution des déformations en cisaillement sont de l'ordre de 33% du déplacement élastique maximum pour un spécimen sans effort axial vertical, et diminue jusqu'à 11% en moyenne pour un spécimen sous chargement axial verticale de l'ordre de : $p = 0.39f_c A_g$.

La

Figure 1. montre une comparaison des courbes hystérésis de trois spécimen sous un même chargement axial vertical, $p = 0.19f_c A_g$, ayant la même quantité d'aciers transversaux en spirales de diamètre D6 mm et un espacement de 30 mm. La différence entre les trois spécimens été le type de chargement en déplacement. Le chargement en bidirectionnel réduit la capacité en ductilité, comme illustré à la

Figure 1., et l'effort tranchant V_s , supporté par l'acier transversal, a été évalué par la sommation des forces au niveau des spirales traversant la fissure diagonale dans le sens de l'application de la force V . La différence entre V et V_s est prise comme égale à la force supportée par le béton, V_c . Les auteurs ont montré que l'effort tranchant équilibré par l'acier transversal, V_s , peut être surestimé pour les grandes ductilités des spécimens sous effort axial vertical important en compression, et delà sous-estimé l'effort de cisaillement équilibré par le béton.

La Figure 1. montre la variation des composantes de l'effort tranchant, V_s et V_c , en fonction de la ductilité, μ , de trois spécimens ayant des différents niveaux en chargement axial vertical. En général, l'effort équilibré par les spirales été négligeable avant la formation de la fissure diagonale. Dans tous les cas, la plastification des spirales a pris place avant que l'effort tranchant maximum ait été atteint comme indiqué par un petit carré sur la courbe de la variation de l'effort tranchant total à la Figure 1.. L'angle moyen observé de l'inclinaison de la fissure, θ , a la tendance de diminuer lorsque la ductilité augmente. De même, il a été observé que l'effort tranchant équilibré par le béton, à l'apparition de la première fissure, augmente lorsque le chargement axial vertical augmente avec

l'augmentation de la demande en ductilité, l'effort tranchant équilibré par le béton V_c diminue.

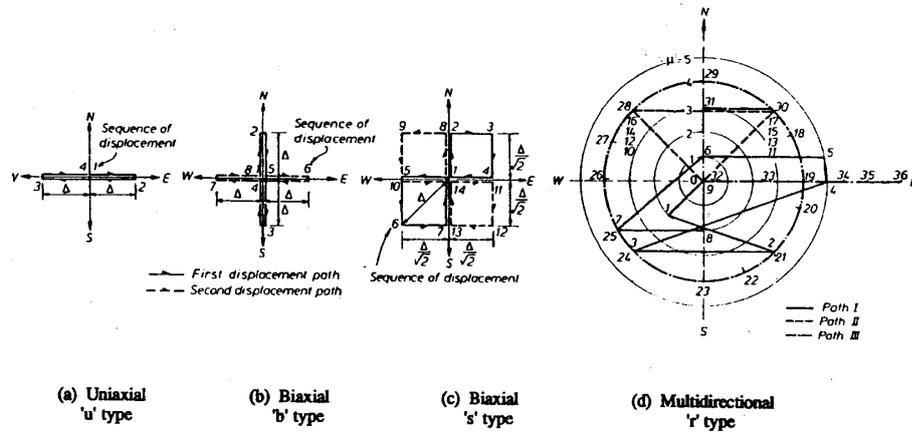


Figure 1.5 : Différents modes de chargement en déplacement [04].

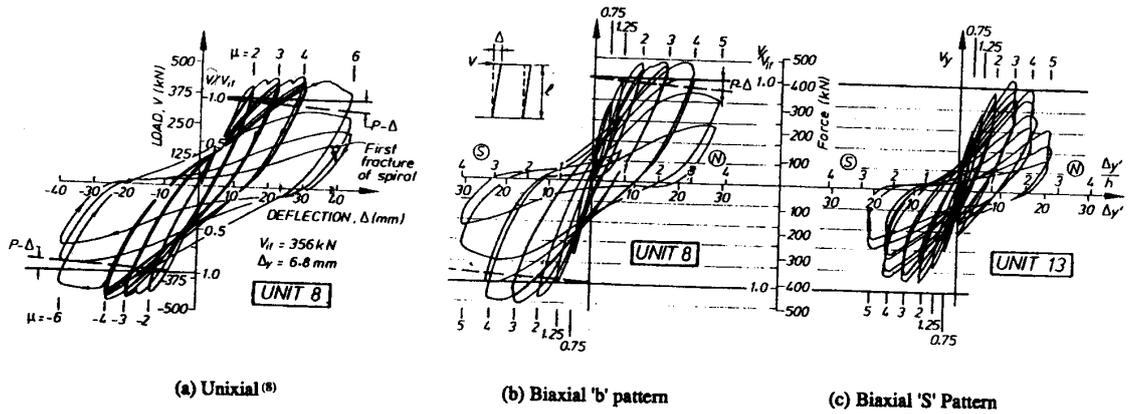
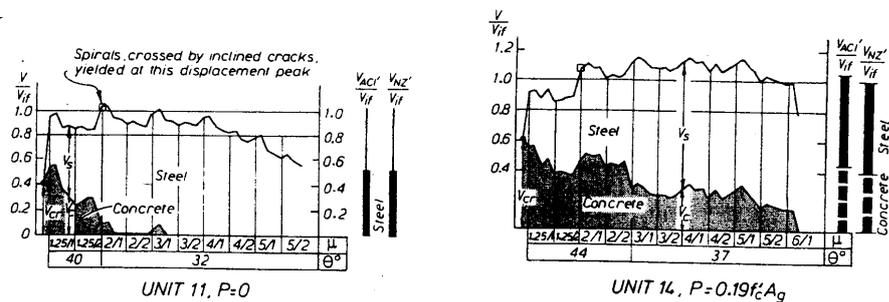


Figure 1.6 : Courbes d'hystérésis pour des spécimens identiques avec différents modes de chargement [04].



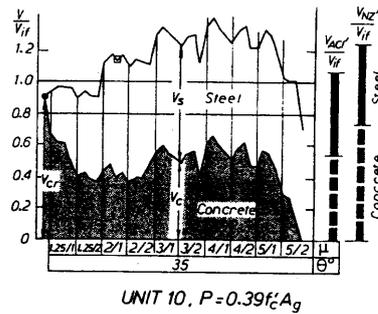


Figure 1.7 : Les composantes de la résistance en cisaillement à différents niveaux de ductilité [04].

Sans effort axial vertical, V_c disparaît même avant une dégradation importante de l'effort tranchant global et le taux de dégradation de l'effort tranchant V_c est plus important quand le chargement en déplacement est plus sévère.

Sous le chargement en déplacement bi-axial, la contribution du béton V_c développée pendant le deuxième cycle est inférieure à celle développée pendant le premier cycle pour le même déplacement.

1.2.3. Investigation de Lim et al. (1991) [05]

La performance sismique de piles de pont avec des détails au niveau de la rotule plastique pour la réduction du moment fléchissant illustrée dans la

Figure 1., a été étudiée. Le programme expérimental englobait plus de 50 spécimens en béton armé à échelle réduite de 1/20 et 9 spécimens à échelle 1/5. Ces spécimens ont été chargés avec un effort axial vertical constant et un chargement latéral cyclique non linéaire en déplacement.

Le concept de base introduit, été la réduction de la capacité en moment fléchissant au niveau des rotules plastiques. Ceci s'est fait en introduisant une couche de matière compressive à la base des poteaux, ce qui produit une discontinuité partielle entre le poteau et la fondation. Les spécimens à échelle 1/20 ont été réalisés pour prédire les caractéristiques globaux et les modes de ruines observés pendant le test des spécimens à échelle 1/5.

Les spécimens avec détails pour réduire le moment fléchissant ont montrés une formation de rotules plastiques stables, même sous un chargement en déplacement répété large.

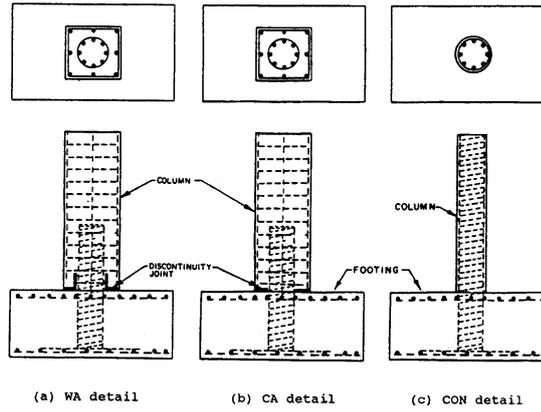
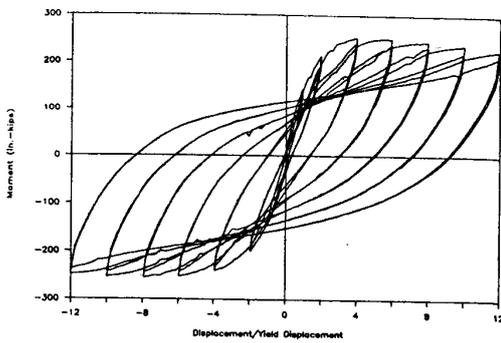
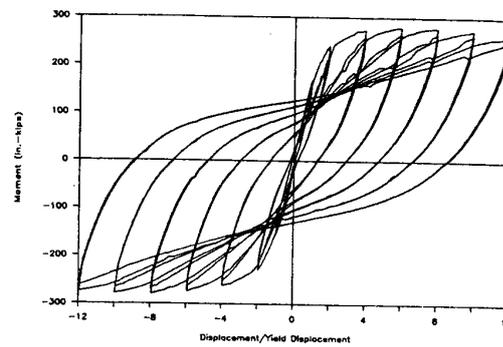


Figure 1.8 : Détails au niveau des rotules plastiques [05].

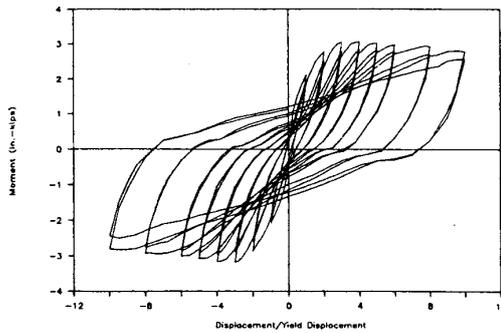


(a) Détail WA –spécimen WA2-

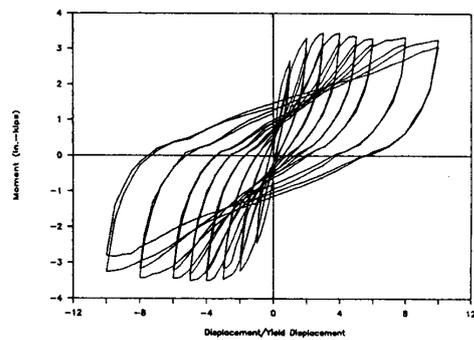


(b) Détail CA –spécimen CA2-

Figure 1.9 : Courbes hystérésis moment-ductilité en déplacement pour les spécimens à échelle 1/5 [05].



(a) Détail WA -spécimen 3Wc-



(b) Détail CA -spécimen 3Cc-

Figure 1.10 Courbes hystérésis moment-ductilité en déplacement pour les spécimens à échelle 1/20 [05].

Une comparaison entre la

Figure 1. et la

Figure 1. montre que les courbes hystérésis des spécimens à échelle 1/20 et 1/5 sont presque identiques. Pour la même échelle, la capacité portante des

spécimens avec le détail de type WA été 10% inférieure à celle des spécimens avec le détail de type CA. De plus, les courbes hystérésis des spécimens avec le détail CA présentaient un pincement plus important que ceux de type WA. Les auteurs ont observé que pour de faibles facteurs de ductilités en déplacement, la réponse des spécimens avec les deux types de détails étaient presque identiques. Néanmoins, pour de grands facteurs de ductilités en déplacement, l'énergie dissipée était plus importante pour les spécimens avec le détail WA.

1.2.4. Investigation de Priestley et al. (1991) [06]

Priestley et al ont testé deux poteaux circulaires à grandes échelles, comme il est illustré dans la Figure 1., avec un taux d'armatures longitudinales faible sous chargement cyclique.

Le premier spécimen avait un pourcentage d'armatures de 0.5, la moitié de celui préconisé par le règlement américain ACI, dans le but de voir le comportement ductile des poteaux à faible pourcentage d'armatures.

Le deuxième spécimen, avait un pourcentage d'armatures égal à 1. Celui-ci a été conçu pour voir l'effet du pourcentage d'armatures longitudinales sur la capacité en cisaillement.

La

Figure 1.(a) montre la réponse du premier poteau, indiquant une stabilité de la courbe jusqu'au deuxième cycle pour une valeur de ductilité en déplacement égale à 10, avec une capacité de résistance excédant la résistance idéale en flexion comme conséquence de l'effet de l'écroutissage des armatures longitudinales.

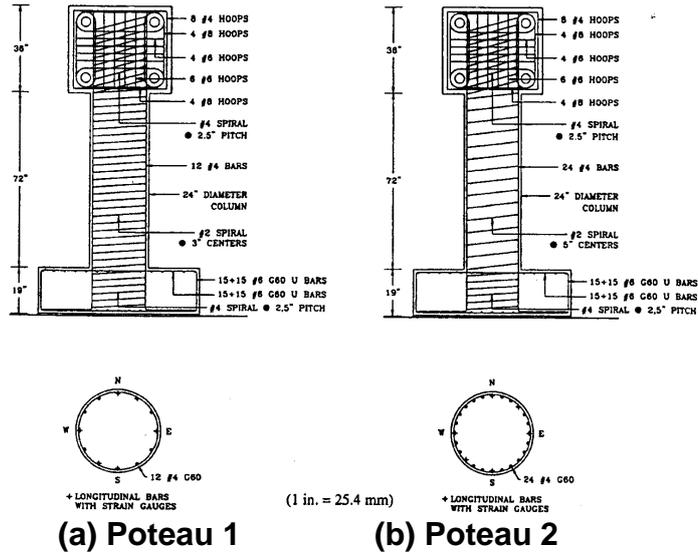


Figure 1.11 : Renforcement des poteaux [06]

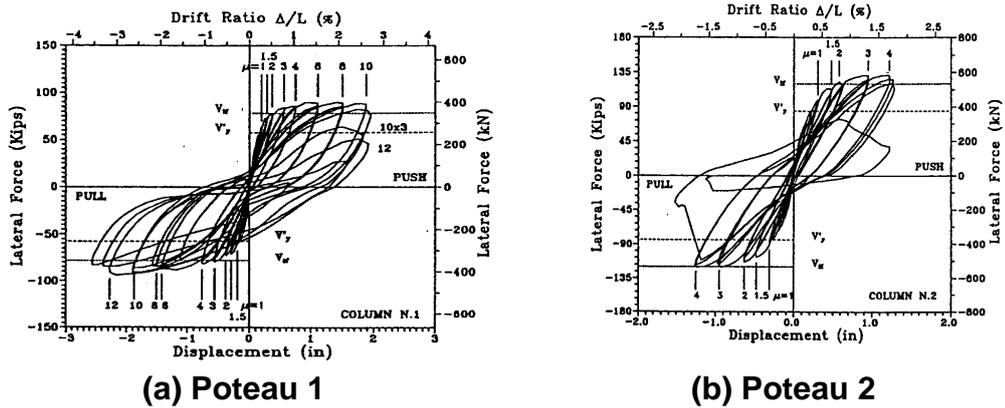


Figure 1.12: Réponse en force-déplacement [06]

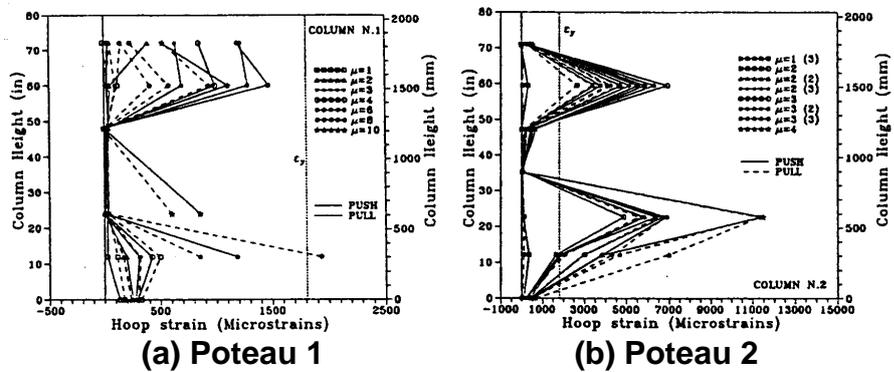


Figure 1.2 : Etat des allongements à la fin du test [06]

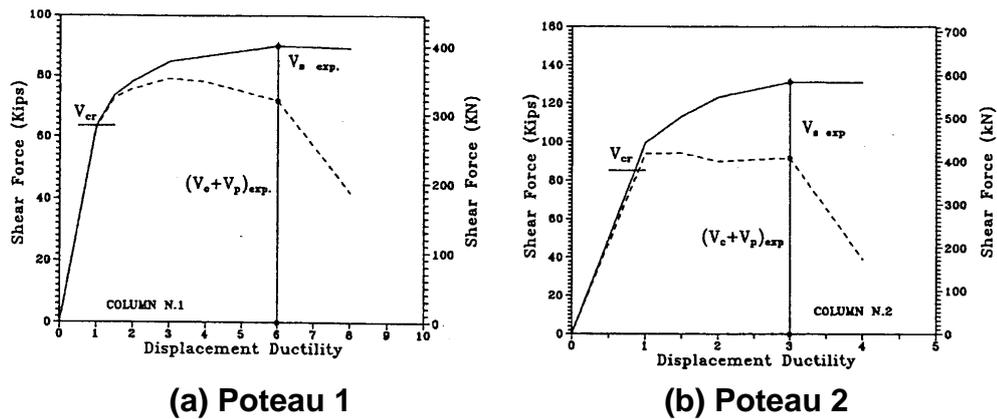


Figure 1.3: Relation force de cisaillement- ductilité en déplacement [06]

La force latérale maximum a dépassé de 14.5% celle de la résistance idéale. Avant la rupture, les boucles hystérésis ont montré un pincement considérable à des niveaux de forces faibles. Ceci est le résultat au faible pourcentage des armatures longitudinales, qui a conduit à la plastification des armatures sous chargement axial de compression, ainsi la réduction du déplacement résiduel. La courbe force-déplacement du deuxième spécimen est montrée dans la

Figure 1.(b), indiquant une stabilité de la réponse en flexion jusqu'au troisième cycle pour une valeur de ductilité de 4, avec une force latérale maximum dépassant la résistance théorique de flexion. La dégradation de la résistance après la rupture en cisaillement était importante malgré le faible niveau de l'effort axial vertical appliqué. La comparaison des courbes hystérésis avec le premier spécimen a montré que le pincement était moins important. Cela peut être attribué à la quantité importante d'acier du spécimen 2, qui a un ratio entre la force élastique limite des armatures longitudinales à celle de l'effort normal appliqué de $A_{st} f_y / P = 2.85$, comparativement à 1.42 du spécimen 1.

La

Figure 1.2 compare la distribution des déformations des aciers transversaux, spirales, des deux spécimens. Pour le spécimen 2, il y a une tendance à ce que les déformations soit plus importantes sur les hauteurs supérieures à 305mm de la section critique. Alors que, pour le spécimen 1, la déformation maximum s'est développée à 305mm de la base, qui correspond au plan de cisaillement à la fin du test. L'allongement à cette hauteur a dépassé l'allongement élastique pour une valeur de ductilité de 8. Pour le spécimen 2, l'allongement des spirales avait

dépassé l'allongement élastique pour la première fois pour une valeur de ductilité de 2, qui a augmenté rapidement pour des ductilités supérieures. Avant rupture en cisaillement au troisième cycle de la valeur de ductilité de 4, un allongement de spirales de plus de 1% a été enregistré. La Figure 1.3 montre la variation de la résistance en cisaillement en fonction de la ductilité des deux spécimens. L'effort tranchant équilibré par le béton, V_c , a été calculé en diminuant l'effort tranchant totale de la valeur de l'effort tranchant équilibré par les armatures transversales, V_s . De la Figure 1.3, on peut remarquer que la valeur de V_c a commencé à diminuer pour une valeur de ductilité de 3 pour les deux spécimens. Delà, les auteurs ont jugé que la valeur minimale limite des armatures longitudinales peut être réduite en toute sécurité de 1% à 0.5% pour des poteaux circulaires.

1.2.5. Investigation de Chai et al. (1991) [07]

Chai *et al.* (1991) ont lancé un programme de recherche dans le but d'augmenter la capacité insuffisante de flexion et de la ductilité des piles de ponts construits avant 1971. Les auteurs ont construit et testé 6 spécimens, poteaux circulaires, à une échelle de 2/5 réduite dont 4 ont été renforcés avec un chemisage en acier. Tous les spécimens ont été chargé verticalement par un effort normal axial de 1779 KN, soit un effort normal réduit de $P / f_c A_g = 0.18$. La Figure 1.4 montre les dimensions et le détail du ferrailage pour les spécimens. Quelques poteaux ont un ferrailage longitudinal continu entre la fondation et le poteau, et d'autres ont un recouvrement à la base du poteau.

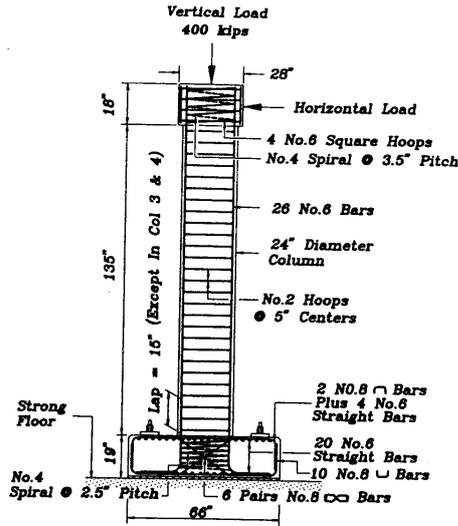
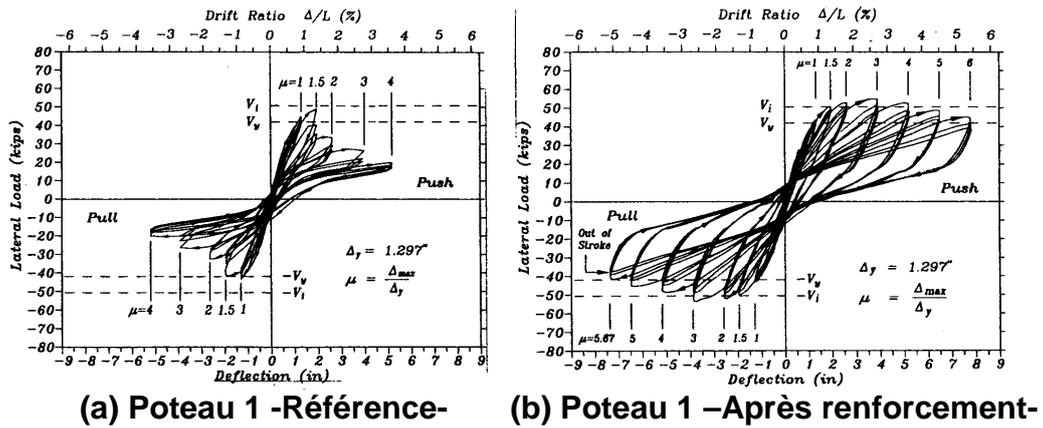
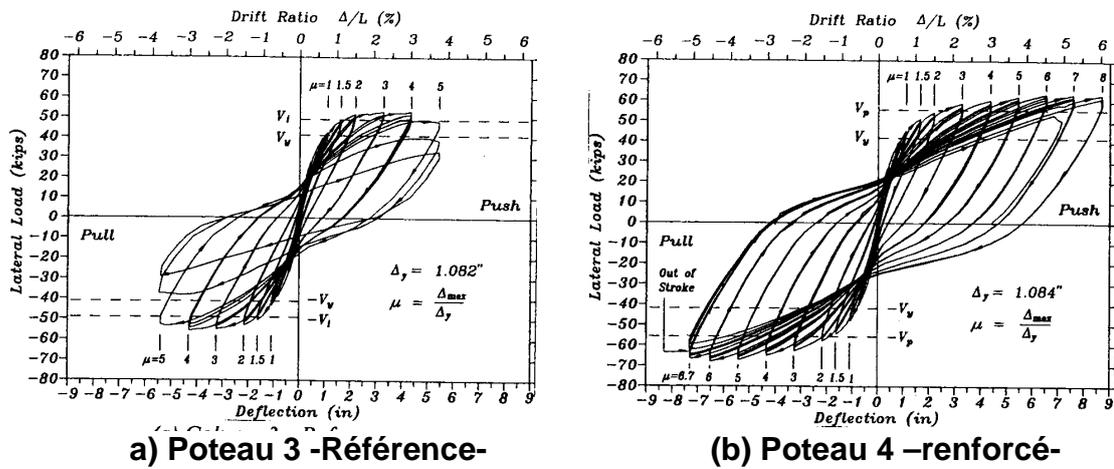


Figure 1.4 : Détail du renforcement des poteaux [07].



(a) Poteau 1 -Référence- (b) Poteau 1 -Après renforcement-

Figure 1.5: Courbes hystérésis des poteaux avec des barres d'amorces [07].



a) Poteau 3 -Référence- (b) Poteau 4 -renforcé-

Figure 1.6: Courbes hystérésis des poteaux avec des barres continues [07].

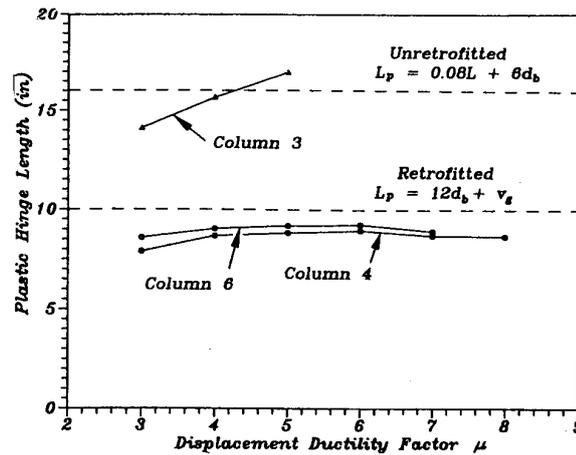


Figure 1.7: Longueur de la rotule plastique équivalente [07].

L'épaisseur des fissures, pour les poteaux avec recouvrement, été plus importante en dehors de la région de recouvrement et qui progressais plus rapidement lorsque le chargement horizontal augmente.

La Figure 1.5 montre la relation force-déplacement du poteau 1 avec recouvrement de barres. La courbe hystérésis se dégrade rapidement après le premier cycle d'une valeur de ductilité de 1.5, voir Figure 1.5(a). Ce poteau a été chemisé avec des plaques d'acier, et la Figure 1.5(b) montre la relation force-déplacement du poteau 1 après renforcement. Une nette amélioration du comportement peut être constatée comparativement au comportement initial. La capacité théorique en flexion a été dépassée pour une valeur de ductilité de 3, et s'est dégradée progressivement pour des valeurs en déplacements importantes.

La Figure 1.6 montre la relation force-déplacement pour le poteau 3 et le poteau 4 sans recouvrement de barres. La performance du poteau 3 été nettement meilleure que celle observée pour le poteau 1. La courbe d'hystérésis, du poteau 3, a été stable jusqu'à une ductilité de 4 montrant ainsi une bonne dissipation d'énergie. La Figure 1.6(b) illustre le comportement du poteau 4 renforcé, chemisage en acier. La rupture de ce spécimen a eu lieu après deux cycles d'une valeur de ductilité de 8, qui correspond à un rapport déplacement/hauteur d'étage de 6%.

La Figure 1.7 montre la relation entre la longueur de la rotule plastique et la ductilité des spécimens référence et spécimens renforcés. La longueur de la rotule plastique a été déterminée en utilisant les mesures de la courbure à la base des

poteaux. Les auteurs ont proposés que pour les poteaux de référence, la longueur de la rotule plastique, L_p , peut être estimée avec la formule suivante:

$$L_p = 0.08L + 6d_b \quad (1.1)$$

Avec : L et d_b sont la hauteur du poteau et le diamètre des barres longitudinales, respectivement.

Une autre formule a été proposée pour l'estimation de la longueur de la rotule plastique pour les poteaux renforcés ayant la forme:

$$L_p = 12d_b + V_g \quad (1.2)$$

Avec : V_g est l'espacement entre la face supérieure de la fondation et le bout de la plaque d'acier utilisé pour le renforcement.

Les formules proposées, pour l'estimation de la rotule plastique, ont été comparées aux résultats expérimentaux et illustrés dans la Figure 1.7. A la fin, les auteurs ont conclu que le chemisage en acier est une méthode efficace pour l'amélioration de la capacité en flexion et de la ductilité pour des poteaux ayant soufferts des dommages (éclatement de l'enrobage, détérioration de l'adhésion béton-acier..) au niveau de la rotule plastique.

1.2.6. Investigation de Lynn et al. (1996) [08]

En 1996, Lynn *et al* ont entamés une recherche sur la résistance verticale et horizontale des poteaux en béton armé conçus avant 1970. Huit poteaux à échelle réelle ont été conçus et chargés avec un effort normal axial constant et un chargement horizontal progressif jusqu'à rupture. Le but de ce test est l'identification des facteurs de vulnérabilité de ce type de poteaux. La Figure 1.8 montre la section transversale des poteaux testés. La distance entre les cadres transversaux été importante. Les cadres avaient des crochets à 90 degré comme ceux utilisés pendant les années 70. Chaque poteau été identifié par une étiquette commençant par un chiffre suivi par trois lettres d'alphabet et à la fin par un chiffre comme indiqué dans la Figure 1.. Quatre de ces spécimens ont été chargé avec

un effort normal axial de $0.12f_cA_g$, quant au reste, ils ont été chargé jusqu'à une intensité de $0.35f_cA_g$.

Une dégradation rapide de la résistance latérale a été observée pour le poteau 3SLH18 après avoir atteint le pic, avec une perte totale de sa capacité portante verticale à un déplacement de 3.6 pouces, 9.14 cm, comme illustré dans la Figure 1.. Une apparition importante de fissures au niveau de la région du recouvrement des barres a été mentionnée par les auteurs.

La variation du moment de flexion durant le chargement, voir

Figure 1., a été calculée des efforts mesurés extérieurement (forces appliquées par les vérins hydrauliques) y compris l'effort normal axial dû à l'application de chargement horizontal.

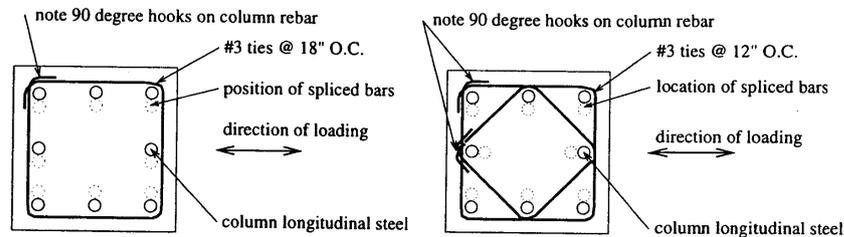


Figure 1.8: Section typique avec cadre ordinaire ou cadre diamant [08].

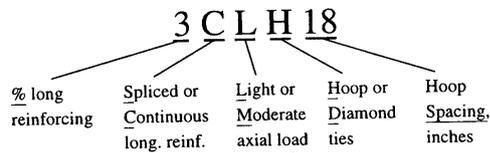


Figure 1.20: Désignation des abréviations [08].

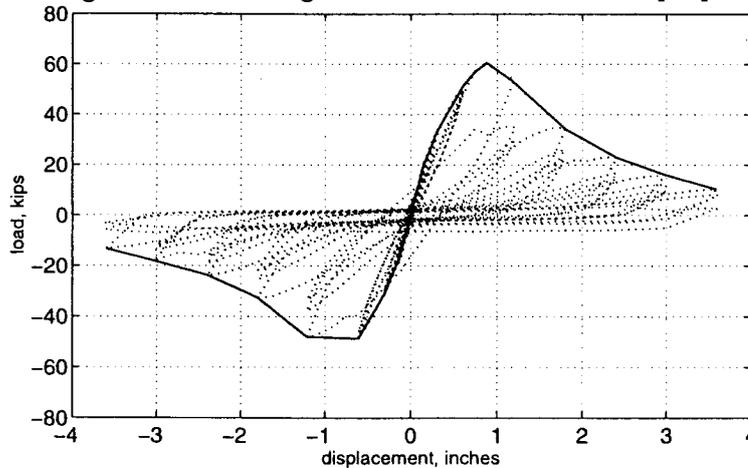


Figure 1.21: Force-déplacement du spécimen 3SLH18 [08].

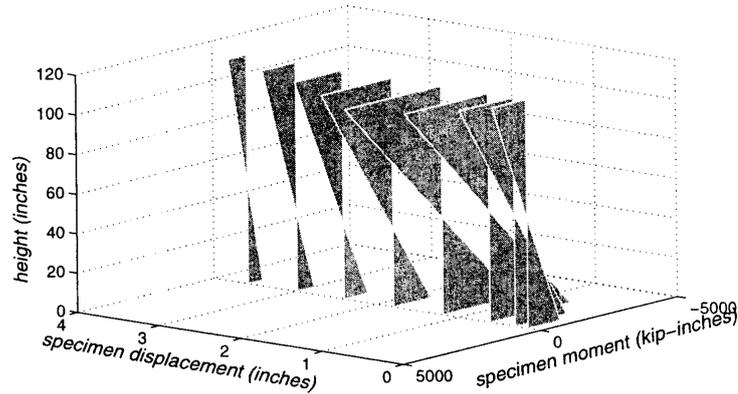


Figure 1.22: Profile du moment du spécimen 3SLH18 [08].

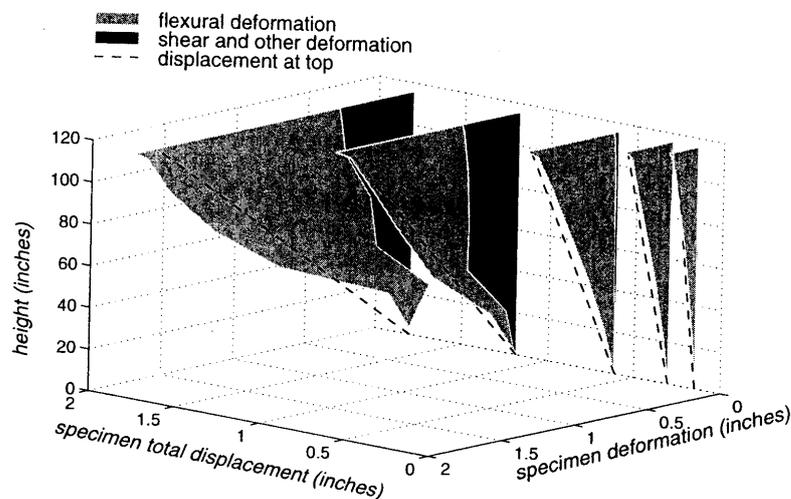


Figure 1.9: Profile des déformations du spécimen 3SLH18 [08].

A un déplacement de 1.2 pouces, 3.05 cm, le point de contre flexion, là où le moment est nul, commençait à se déplacer vers la base du poteau, indiquant la dégradation de la résistance en flexion à la base du poteau au droit du recouvrement des barres. Les déformations en cisaillement ont contribué significativement au déplacement total du poteau comme illustré à la Figure 1.9. Malgré les larges déformations en cisaillement, les déformations dans les cadres du poteau étaient élastiques le long du test. La rupture s'est faite au niveau, ou à côté, de la région de recouvrement pour tous les poteaux avec des barres non continues. La dégradation de la résistance en cisaillement est crédible vu l'épaisseur importante des fissures, plastification des armatures, et l'importance de des déformations en zone comprimée. Les auteurs ont rajouté que la perte de résistance portante de la charge verticale est atteinte lorsque le spécimen perd la

totalité ou une partie importante de sa résistance latérale. Quant le mode de ruine est dominé par le cisaillement, la perte de la résistance portante verticale prend place juste après la perte de la résistance latérale. Quant la réponse est gouvernée par la détérioration de la région du recouvrement des barres, et que l'intensité de l'effort normal axial appliquée est faible, la résistance à la charge verticale est maintenue jusqu'à la rupture en cisaillement. Et lorsque la réponse est dominée par la flexion, la résistance à la charge verticale est maintenue jusqu'à de grands déplacements.

1.2.7. Investigation de Coffman et al. (1993) [09]

Coffman et al ont examinés la performance sismique de 4 poteaux, dont 3 renforcés, en béton armé à section circulaire et à échelle 1/2. Les armatures longitudinales présentaient une zone de recouvrement à la base du poteau. Le renforcement s'est fait avec des cerces circulaires externes précontraintes. Ces cerces ont été réalisées pour confiner le noyau, l'enrobage et les armatures longitudinales comme indiqué dans la

Figure 1.10. Le pourcentage volumétrique de ces cerces été respectivement 1.52, 0.083 et 0.062 % pour les poteaux 2, 3 et 4. L'effort normal axial été de $p = 0.20 f_c A_g$ pour tous les poteaux représentant la charge permanente. Les auteurs ont pris le nombre cycles nécessaire pour une dégradation importante de la capacité comme indice de mesure de la durabilité du poteau. Tous les spécimens ont été chargés avec un cycle à $\mu = 0.75$, 2 cycles $\mu = 1.0$ à, 2 cycles à $\mu = 2.0$, ensuite des cycles à $\mu = 4.0$ jusqu'à rupture. Pour les poteaux renforcés, le niveau de la force de précontrainte au niveau de la cerce été de 350MPa.

Le coté gauche de la

Figure 1.11 montre la relation force-déplacement du poteau 1. A une ductilité égale à 2, l'épaisseur des fissures devenait très importante avec écrasement de l'enrobage à la base du poteau. Le poteau 1 n'a soutenu que 3 cycles pour une valeur de ductilité de 4. Le nombre de cycles soutenu par les poteaux 2, 3 et 4 étés respectivement de 12, 14 et 16. A titre d'exemple, le coté droit de la

Figure 1.11 montre le bon comportement du poteau renforcé 4 en terme de force-déplacement.

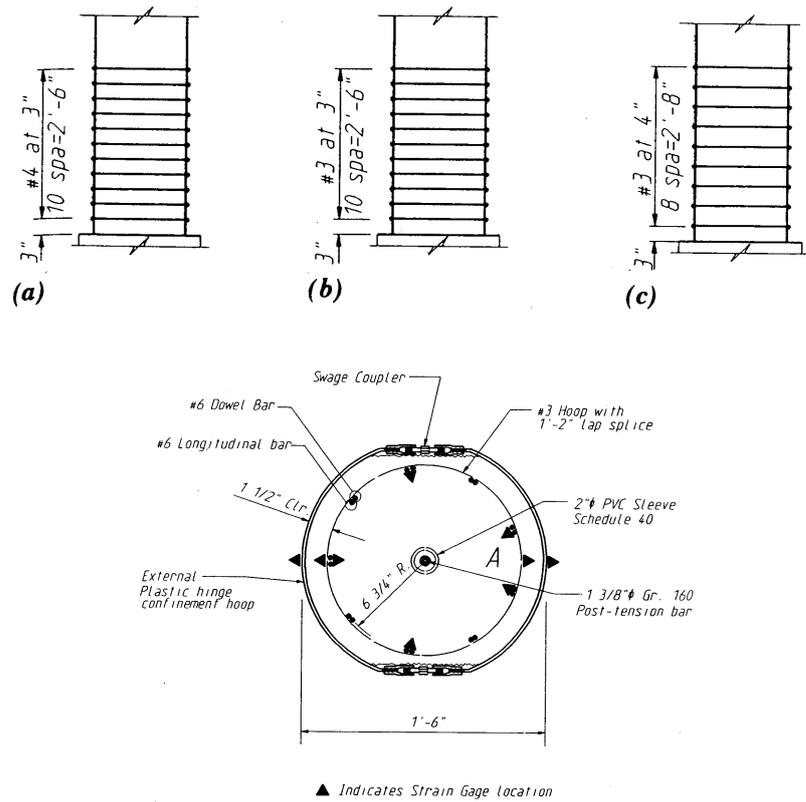


Figure 1.10: Renforcement des poteaux avec des cadres extérieurs précontraints: (a) Poteau 2, (b) Poteau 3 et (c) Poteau 4 [09].

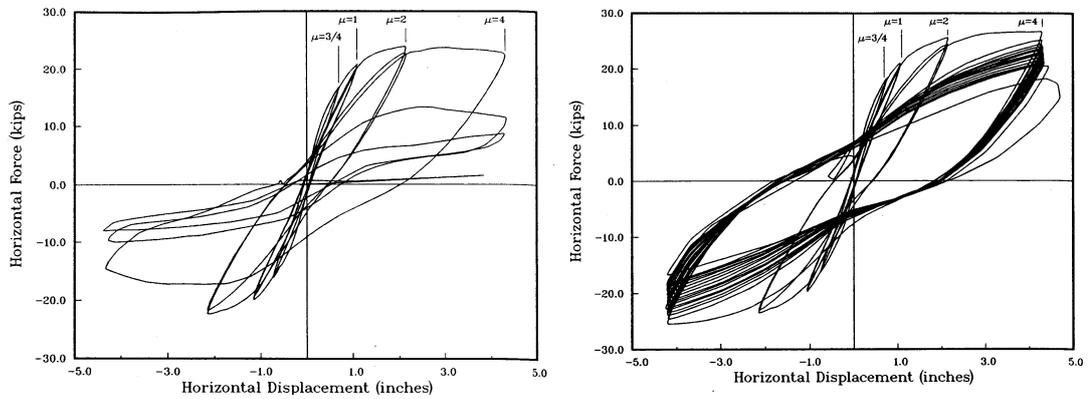


Figure 1.11: Relation force-déplacement (gauche: Poteau 1, droite: Poteau 4) [09].

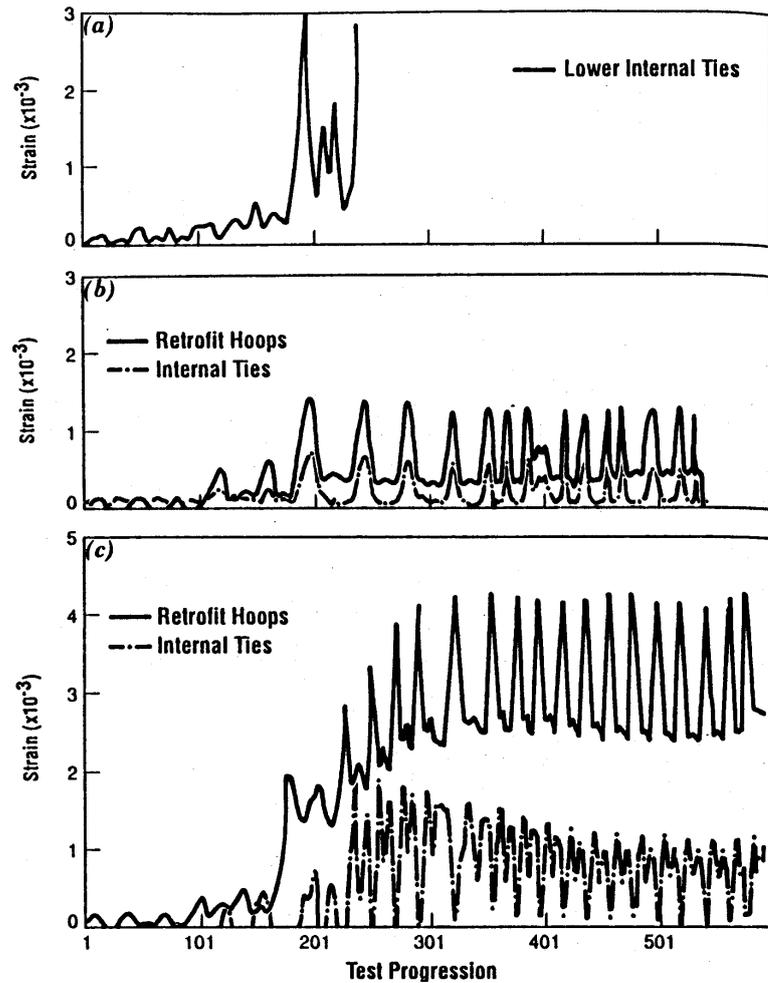


Figure 1.12: Allongement dans les cadres extérieurs (renforcement) et les cadres internes: (a) Poteau 1, (b) Poteau 2 et (c) Poteau 4 [09].

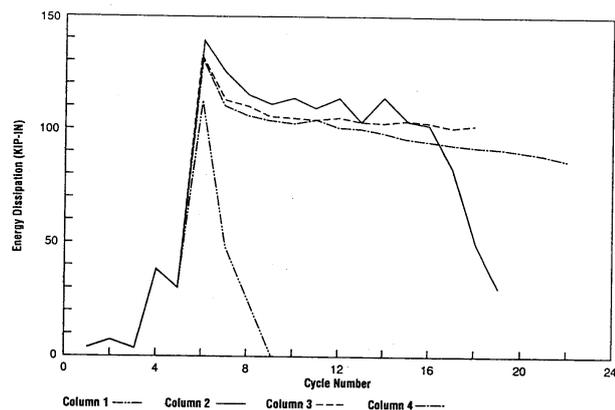


Figure 1.13: Energie dissipée pendant les cycles [09].

Comme illustré dans la

Figure 1.12(a) pour le poteau 1, la mesure par la jauge de déformation placée à 76 mm au dessus de la base du poteau a montrée qu'une large

déformation en traction s'est produite au début du test. Cette grande déformation s'est arrêtée après la rupture de l'enrobage. Pour les poteaux 2 et 4, la déformation au niveau de la première cerce interne et de la cerce utilisée pour le renforcement a été plus importante au niveau de la zone de recouvrement. Les cerces du renforcement au dessus de la zone du recouvrement ont été faiblement affectés par le chargement cyclique. La

Figure 1.13 montre la dissipation d'énergie des 4 poteaux en fonction du nombre de cycle. Pour une ductilité égale ou inférieure à 2, tous les poteaux se sont comportés de la même manière. Quantitativement, les poteaux renforcés ont dissipés 20% d'énergie de plus au premier cycle d'une ductilité égale à 4. L'effet du renforcement a été aussi reflété par l'énergie totale dissipée. L'énergie normalisée été définie par les auteurs comme l'énergie dissipée par le poteau renforcé divisé par l'énergie du poteau original, poteau 1, sans renforcement. Les ratios de cette énergie normalisée étaient, respectivement, 5.41, 5.81 et 6.84 pour les poteaux 2, 3 et 4.

1.2.8. Investigation de Xiao et al. (1998) [10]

Xiao et al ont testés 6 poteaux en béton à haute performance. Les paramètres de test sont: la résistance du béton, intensité de l'effort normal axial, le pourcentage des armatures longitudinales et le pourcentage des armatures transversales. L'échelle des spécimens a été de 1/3 à 2/3 des poteaux prototypes dans un portique auto-stable d'une structure en béton armé.

La

Figure 1.14, montre le détail des spécimens. Comme exemple la désignation suivante a été adoptée, HC4-8L19-T10-0.1P signifie béton à haute performance avec un rapport hauteur/coté du poteau de 4, renforcé avec 8 barres d'acier d'un diamètre de 19mm longitudinalement, et des armatures transversales d'un diamètre de 10mm, avec un effort normal axial réduit appliqué de 0.1.

Les 06 spécimens ont développés une réponse stable jusqu'à un niveau de ductilité en déplacement compris entre 4 et 8, comme illustré dans les

Figure 1.15 et 1.30. Les poteaux conçus avec le règlement, Building code de 1995, ont montrés un comportement excellent avec des courbes hystérésis très stable, une dissipation d'énergie importante et une ductilité en déplacement qui a atteint 8.0.

Pour les poteaux réalisés avec uniquement 50% de la demande en ferrailage transversale exigé par le code, une réponse satisfaisante a été enregistrée pour le spécimen HC4-8L16-T6-0.1P jusqu'au premier cycle pour une demande en ductilité de 6.0. Malgré que la courbe hystérésis présente un léger pincement, la forme générale montre une bonne dissipation d'énergie. Le poteau HC4-8L16-T6-0.2P a développé un comportement en flexion avec une capacité en ductilité limitée. Une ruine par cisaillement avec une rupture du ferrailage transversale et un flambement des armatures longitudinales se sont produits à une demande en ductilité en déplacement de 4.0.

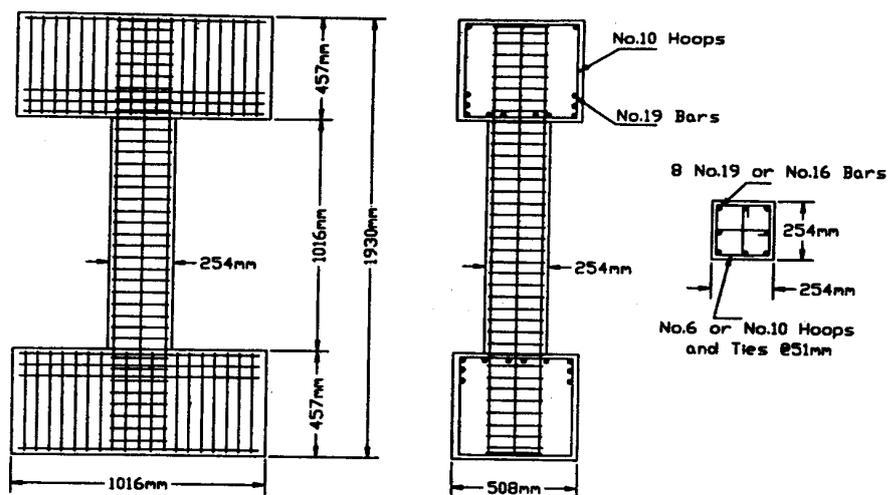


Figure 1.14: Détails des poteaux [10].

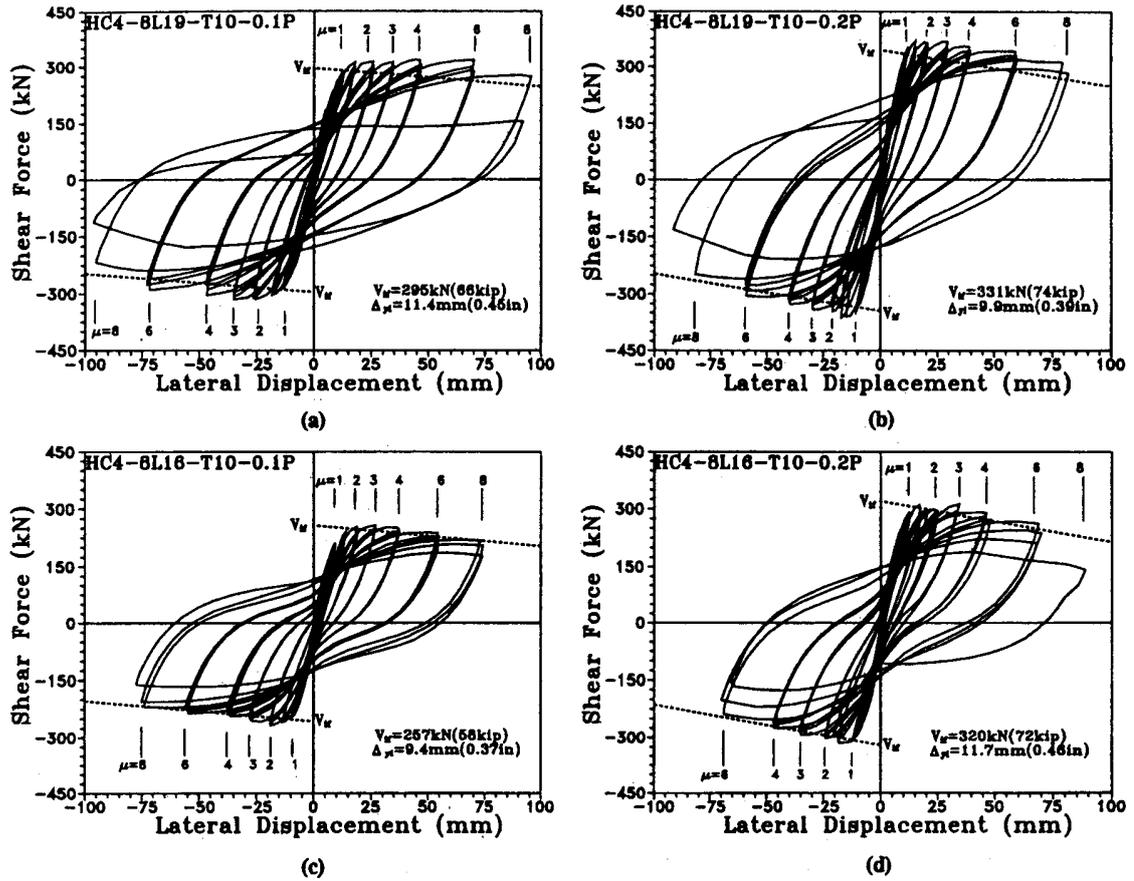


Figure 1.15: Courbes hystérésis force-déplacement pour les poteaux conçus avec le code [10].

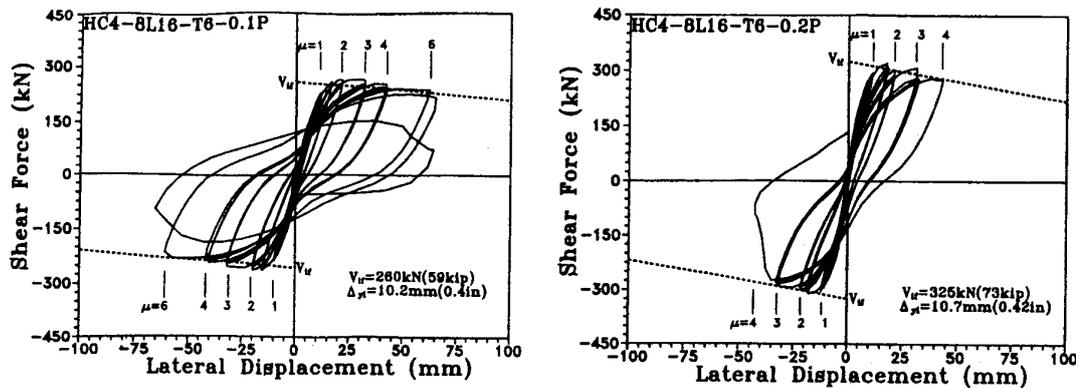


Figure 1.30: Courbes hystérésis force-déplacement pour les poteaux avec 50% de la demande en ferrailage transversale [10].

Une comparaison des courbes enveloppe de deux spécimens sous la même charge normale axiale, avec un effort normal réduit égale à 0.2, et un pourcentage d'armatures longitudinales différent est illustrée dans la

Figure 1.. En plus de l'augmentation de la capacité en cisaillement du poteau avec des barres longitudinales d'un diamètre de 19mm, on remarque aussi une

amélioration de la ductilité comparativement au poteau avec des barres longitudinales d'un diamètre de 16mm. Cette amélioration est attribuée, par les auteurs, à l'augmentation de la résistance en flambement des armatures longitudinales avec un diamètre important.

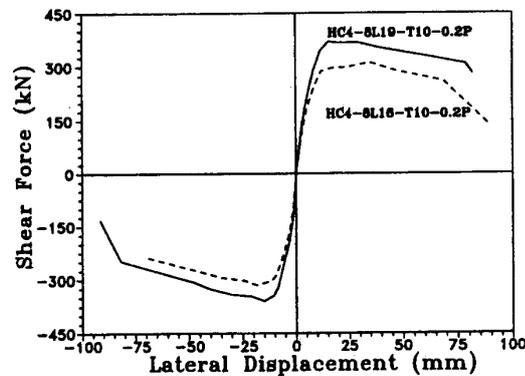


Figure 1.31: Effet du ferrailage longitudinal (diamètre des barres) [10].

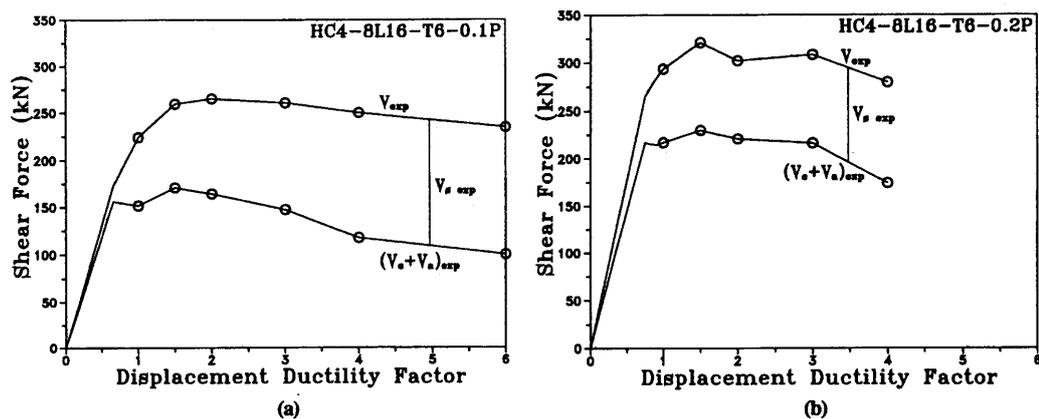


Figure 1.32: Variation des composantes de la capacité portante en cisaillement en fonction de l'effort normal [10].

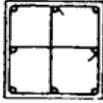
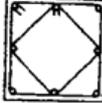
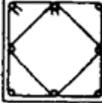
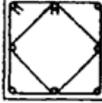
La

Figure 1. montre la variation de l'effort tranchant global et ses composantes, l'effort tranchant équilibré par l'acier $(V_s)_{exp}$, et l'effort tranchant équilibré par le béton et l'effort normal axial $(V_c + V_a)_{exp}$. Il est clair de la figure que l'augmentation de l'effort normal axial, augmentera la composante équilibré par le béton et l'effort normal axial.

1.2.9. Investigation de Thomsen et al. (1994) [11]

Un programme de recherche expérimentale et analytique a été réalisé par Thomsen *et al.* Les auteurs ont testés 12 poteaux en béton armé de haute performance à échelle de 1/4 sous chargement cyclique. Les objectifs de cette recherche été de vérifier le comportement et l'efficacité des structures ductiles en portique en béton armé à haute performance dans des zones de moyennes et fortes sismicités. Les paramètres de test étaient: l'espacement des armatures transversales, la configuration, le début de l'écoulement des armatures transversales et le niveau de l'effort normal axial. Le Tableau 1 résume les paramètres de test et la Figure 1.16 illustre la configuration des spécimens. La relation contrainte-déformation des armatures longitudinales et transversales est illustrée dans la Figure 1.17.

Tableau 1.1: Paramètres des tests [11].

Groupe	A	B	C	D
section				
$P/A_g f_c$	0.0 (A1) 0.1 (A2) 0.2 (A3)	0.0 (B1) 0.1 (B2) 0.2 (B3)	0.0 (C1) 0.1 (C2) 0.2 (C3)	0.2 (D1) 0.2 (D2) 0.2 (D3)
Espacement du Renforcement Transversal, (in.)	1.0 (A1) 1.0 (A2) 1.0 (A3)	1.0 (B1) 1.0 (B2) 1.0 (B3)	1.0 (C1) 1.0 (C2) 1.0 (C3)	1.25 (D1) 1.50 (D2) 1.75 (D3)
f_{yt} , ksi*	115	115	185	185
ϵ_{yt} *	0.005	0.005	0.009	0.009

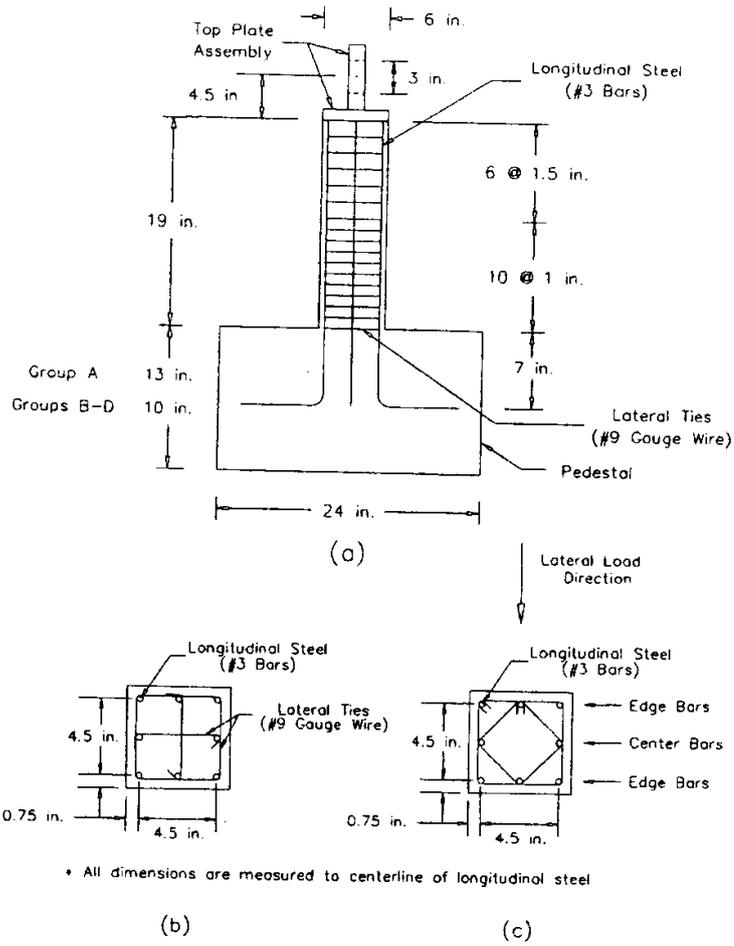


Figure 1.16: Configuration des spécimens [11].

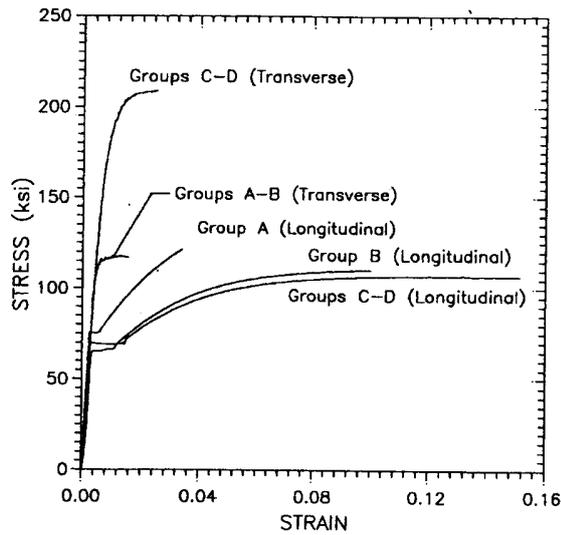


Figure 1.17: Courbes contraintes-allongements des armatures [11].

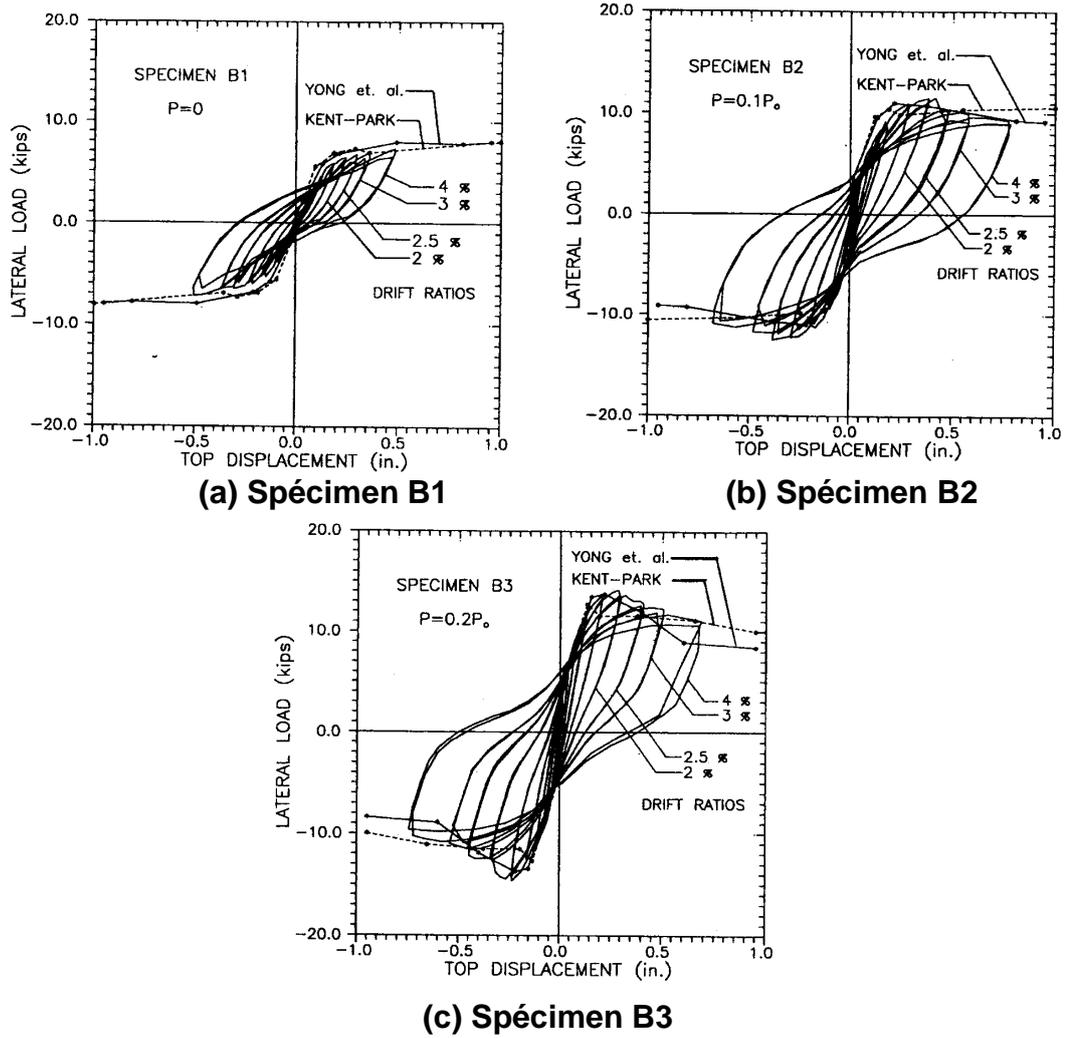


Figure 1.18: Force-déplacement pour le groupe B [11].

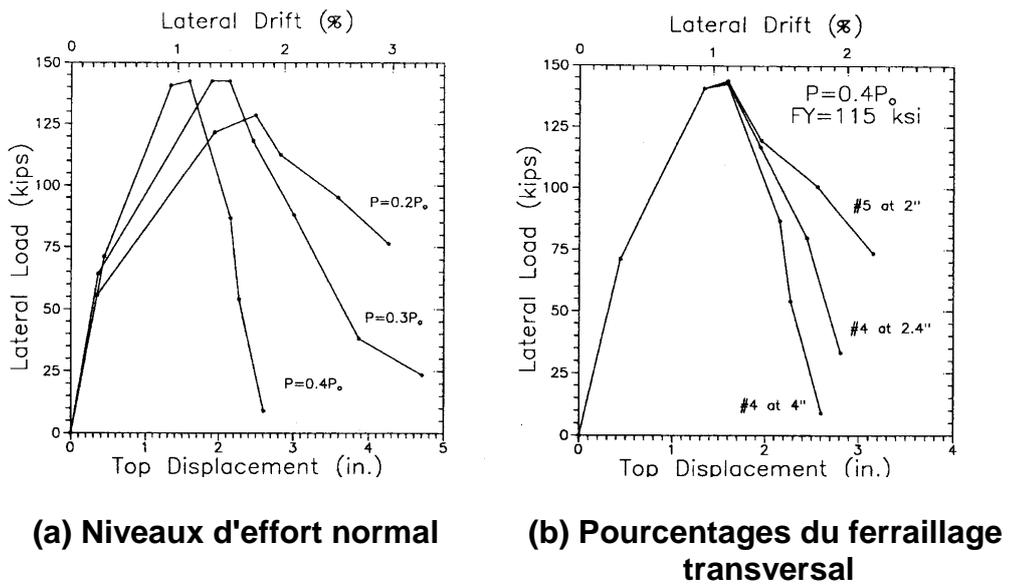


Figure 1.19: Force-déplacement pour les poteaux en BHP [11].

Les relations force-déplacement pour les spécimens B1, B2 et B3 sont illustrées dans la Figure 1.18. Deux méthodes numériques ont été utilisées pour prédire la courbe enveloppe de la relation force-déplacement puis comparée à celle du test sur la même figure. La première courbe enveloppe est basée sur la relation contrainte-déformation de Park, Priestley et Gill pour le béton à résistance modéré. La seconde courbe enveloppe est basée sur la relation proposée par Young, Nour, et Nawy pour le béton à haute performance.

L'allure des fissures a été dominée par des fissures de flexion, néanmoins, des fissures diagonales de tractions ont été aussi observées. Tous les spécimens chargés axialement ont subis des éclatements de l'enrobage, alors que cet éclatement n'a pas été observé pour les spécimens sans effort normal axial. Un flambement des barres longitudinales a été observé pour les spécimens sous une charge normal axial de $:0.2f_cA_g$, néanmoins ce flambement s'est produit à un drift (rapport déplacement/hauteur du spécimen) de 4%. La prédiction de la courbe enveloppe de la relation force-déplacement en utilisant les deux modèles a donnée presque les mêmes résultats pour les spécimens sans effort normal comme illustré la Figure 1.18 (a). Toutefois, une différence importante a été observée pour les poteaux sous un chargement vertical axial de $:0.2f_cA_g$, comme illustré à la Figure 1.18 (c) pour le spécimen B3. On peut clairement voir que le model basé sur la loi contrainte-déformation pour le béton à haute performance a prédis avec une marge d'erreur acceptable le pic et la branche après le pic comparativement au model basé sur la loi du béton à résistance modéré. Ces deux modèles ont donnés des rigidités plus importantes que celles de l'expérimentale aux alentours du pic. Les auteurs ont notés que l'utilisation des aciers transversaux à haute performance, avec un niveau de contrainte élastique important sans plateau de plasticité, améliore le comportement des spécimens.

Basé sur la théorie du module d'élasticité tangent, l'équation d'Euler modifiée, un ratio moyen d'espacement des cadres transversaux sur le diamètre des barres, s/d_b doit être de 5.6 pour éviter le flambement des barres longitudinales.

Les auteurs ont aussi testés des poteaux à haute performance à échelle réelle. Les 03 premiers spécimens ont été testés pour voir le comportement des poteaux sous un effort normal axial supérieure à $0.2f_cA_g$, quant aux 03 autres

spécimens, ils ont servis pour déterminer l'effet du ferrailage transversale. Les résultats en termes de force-déplacement de ce test sont montrés dans la Figure 1.19. Quant l'intensité de effort normal axial augmente au delà de $:0.2f_cA_g$, une diminution importance de la ductilité est observée. La Figure 1.19 (b) montre qu'un effort normal axial important de l'ordre de $0.4f_cA_g$, cause une réduction importante du déplacement, donc de la ductilité, même si le ratio en armatures transversales, $\rho_t f_{yt} / f_c$ est supérieur à 0.1.

1.2.10. Investigation de Priestley et al. (1987) [12]

Un programme de recherche au laboratoire a été lancé par Priestley *et al.* (1987) sur des poteaux en béton armé chargés axialement avec des déplacements cycliques latéraux inélastiques. Plusieurs formes de section ont été choisies comme illustré dans la

Figure 1.20. Les paramètres du test étaient le niveau de l'effort normal axial, la quantité et le niveau de contrainte élastique des armatures transversales ainsi que le ratio hauteur du spécimen sur la dimension de la section. Le facteur de ductilité en déplacement a été défini par les auteurs comme:

$$\mu = 1 + \frac{3}{c} \left(\frac{\Phi_{\max}}{\Phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (1.3)$$

Avec $:\Delta_y = C\Delta_s$, C est un coefficient positif et Δ_s est le déplacement à la première plastification dû à la flexion uniquement.

L'équation (1.3) donne la relation générale entre la ductilité en courbure et la ductilité en déplacement. Les relations entre C , L_p/L , et μ sont illustrées dans la Figure 1.21 pour $\Phi_{\max}/\Phi_y = 10$ et $\Phi_{\max}/\Phi_y = 30$. Les résultats expérimentaux ont indiqués qu'une valeur raisonnable pour la longueur de la rotule plastique peut être prise égale à $L_p = 0.5h$ avec h étant la dimension de la section du spécimen. La tendance apparente à la Figure 1.21 est très claire. La ductilité en déplacement des poteaux est réduite quant l'élançement augmente, le coefficient de flexibilité C augmente, et la ductilité en courbure diminue.

La

Figure 1.22 montre quelques résultats en termes de force-déplacement sous un effort normal axial faible et important pour des poteaux courts. Ces résultats indiquent une augmentation importante de la résistance, spécialement pour le

poteau avec un effort normal axial élevé. A titre d'exemple le poteau avec une section octogonale, coté droit de la

Figure 1.22, a atteint un moment maximum 126% supérieur à celui pré dicté par la méthode théorique de résistance en flexion conventionnelle. Ceci était dû principalement à:

- Le niveau faible des déformations du béton pris lors de la prédiction.
- Augmentation due à l'écroutissage.
- L'importance du confinement dans l'augmentation des déformations en compression du béton armé à l'intérieur du corps du spécimen, noyau.

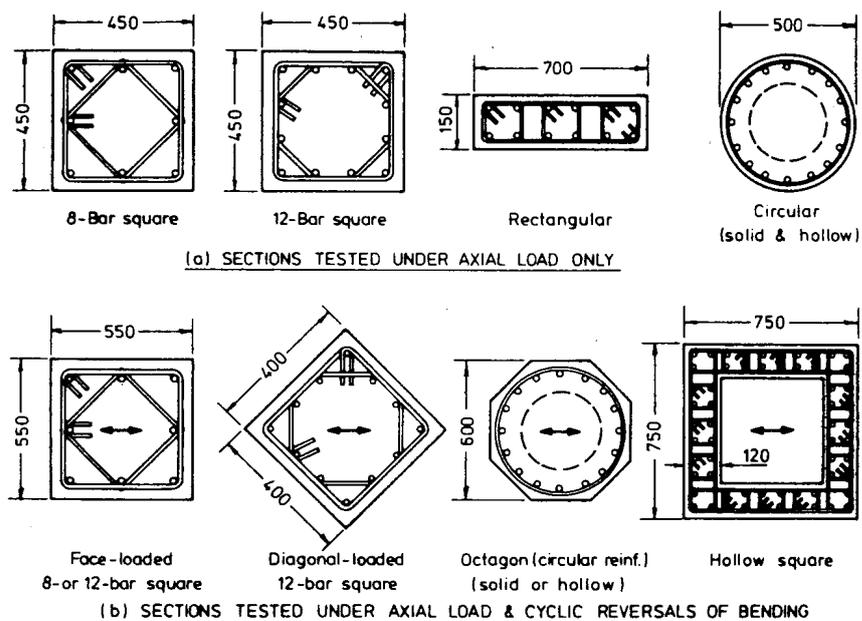


Figure 1.20: Configuration des poteaux testés [12].

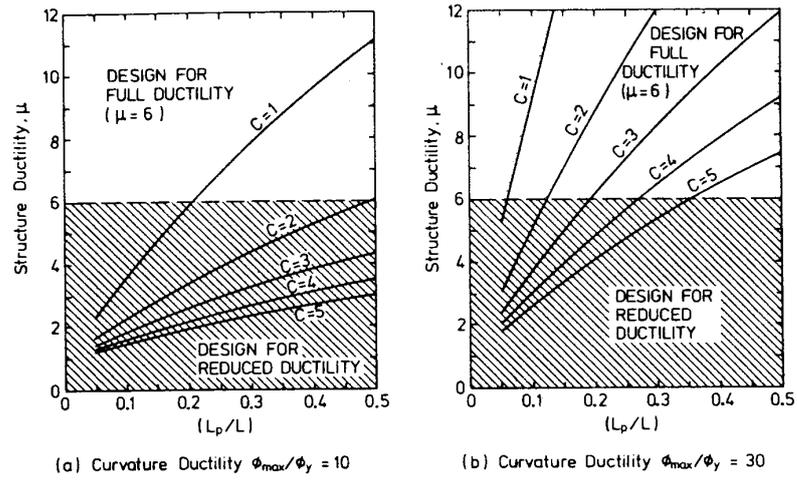


Figure 1.21: Ductilité en déplacement disponible [12].

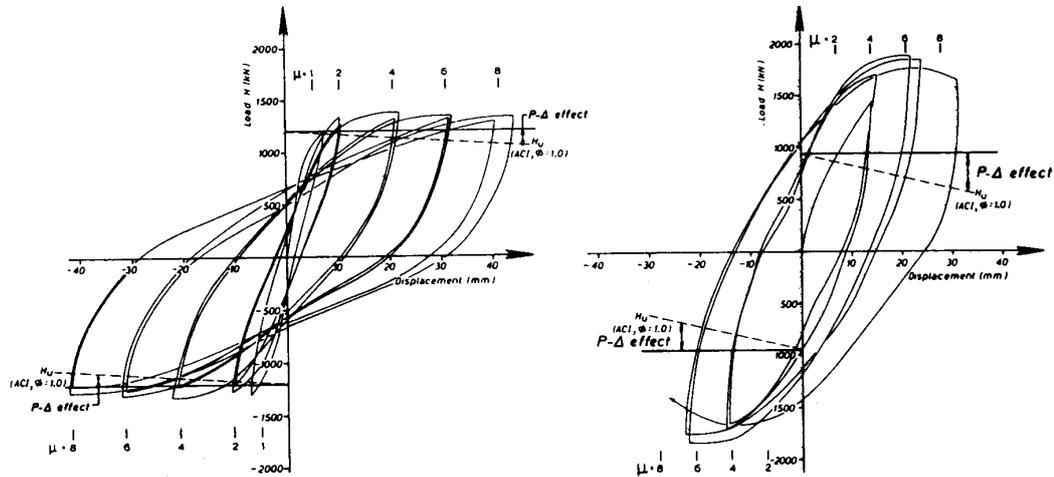


Figure 1.22: Poteaux courts, gauche $P / f_c A_g = 0.23$ et droite $P / f_c A_g = 0.70$ [12].

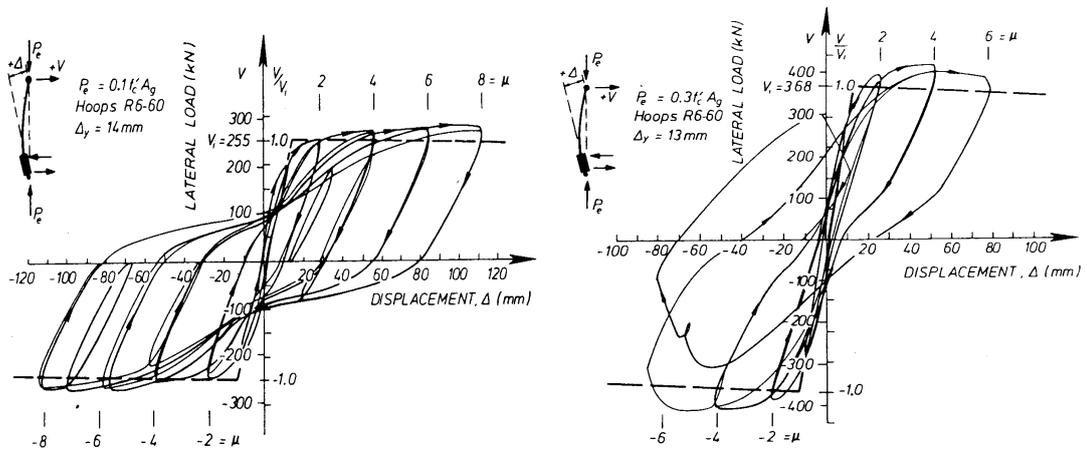


Figure 1.23: Courbes hystérésis des poteaux carrés évidés, gauche confinement total et droite partiellement confiné [12].

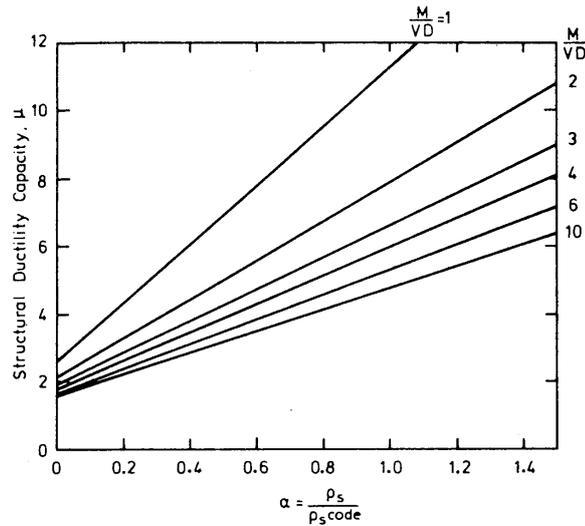


Figure 1.41: Relation entre la ductilité et le pourcentage de confinement [12].

Le côté gauche de la

Figure 1.23 montre la courbe hystérésis force-déplacement pour une section carrée évidée avec un effort normal axial réduit de $P / f_c A_g = 0.10$ et un ferrailage transversale dense. La courbe indique un comportement stable avec une augmentation mineure en résistance. La figure de droite illustre la relation force-déplacement pour le même spécimen mais cette fois-ci fortement chargé, $P / f_c A_g = 0.30$, avec un pourcentage en armatures transversales faible. Le poteau s'est bien comporté jusqu'à une ductilité de 4. Néanmoins, dû au faible confinement, la rupture s'est produite à une ductilité en déplacement de 6 causée par la fracture de quelques cadres transversaux suivie par le flambement des barres longitudinales.

Les auteurs ont proposés une nouvelle formule pour l'estimation de la ductilité:

$$\mu = 1 + 3(1 + 5.4\alpha) \frac{L_p}{L} \left(2 - \frac{L_p}{L} \right) \quad (1.4)$$

Avec : α comme rapport du ratio volumétrique des aciers de confinement mis en place et le ratio volumétrique exigé par le code.

L'équation a été déterminée et calibrée en se basant sur les résultats des tests des spécimens avec un rapport hauteur sur dimension de la section de 4. L'équation proposée, (1.4) est montrée dans la

Figure 1.41 pour des poteaux avec différentes valeurs du rapport hauteur sur dimension de la section, en supposant une valeur de la rotule plastique égale à $L_p = 0.08L + 6d_b$. Pendant l'établissement de l'équation (1.4) les auteurs ont supposés qu'aucune valeur additionnelle de la capacité en flexion du poteau ne provient de la fondation.

1.3. Principes de base concernant le rôle du confinement

Au début de l'investigation sur le comportement des éléments en béton armé en 1928 [13], Richard et *al.* ont trouvés que la résistance et la ductilité du béton armé augmente lors d'un chargement triaxial en compression comparativement à un béton chargé uni axialement. Cela est dû au faite que la pression exercée joue le rôle d'un confinement du béton et réduit la tendance de l'apparition des fissures et d'augmentation de volume avant la rupture. Dans la pratique, le béton est confiné avec des armatures transversales sous la forme de cerces ou cadres. Richard *et al.* (1929) [14] ont trouvés que l'augmentation de la résistance et de la ductilité du béton confiné avec la pression d'un fluide, est similaire à celle observé pour un béton confiné par des armatures transversales.

Le comité de l'Institut Américain du Béton, ACI committee. (1933) [15], a reporté que la résistance ultime d'un poteau en béton armé axialement chargé confiné avec des cerces peut être exprimée par la formule suivante:

$$\frac{P}{A_c} = C f_c (1 - \rho_{cc}) + f_y \rho_t + k f_{yh} \rho_s \quad (1.5)$$

Avec : P = charge normale ultime sur le poteau, A_c = section du poteau, C = une constante prise égale à 0.85, f_c = contrainte de compression du béton, ρ_{cc} = pourcentage des armatures longitudinales, f_y et f_{yh} sont, respectivement, la contrainte élastique des armatures longitudinales et transversales, k = constante variant entre 1.5 et 2.5, ρ_t et ρ_s sont les pourcentages volumétriques des armatures longitudinales et transversales, respectivement.

D'après l'équation ci-dessus, l'efficacité du renforcement transversal est 2 fois plus importante que celle des armatures longitudinales quant à l'augmentation de la résistance portante de poteau.

Pour obtenir une augmentation considérable de la résistance du poteau, une quantité suffisante d'armatures transversales doit être mise en place.

L'augmentation de la résistance d'un poteau concentriquement chargé dû au confinement doit dépasser la résistance de la couche d'enrobage. Cette exigence est basée sur l'hypothèse que la résistance du béton confiné, après séparation de l'enrobage, doit être au moins égale à la résistance du béton non confiné, dans le but d'éviter une perte soudaine de la capacité portante. Si la résistance de la couche d'enrobage est supposée égale à $0.85f_c$, le pourcentage minimum exigé des armatures transversales est donnée par:

$$2f_{yh}\rho_s A_c = 0.85f_c(A_g - A_c)$$

$$\rho_s = \frac{0.43f_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (1.6)$$

Dans les années 80, les Japonais ont lancé un projet nommé "The New RC Project" pour établir le code de la conception et réalisation des bâtiments à grandes hauteurs allant jusqu'à 200 m. Pour les poteaux situés à la partie inférieure des bâtiments à grandes hauteurs, l'utilisation des bétons à hautes performances, BHP, est obligée. Malheureusement, les BHP se rompent d'une manière brutale qui se traduit par une capacité de ductilité limitée. Néanmoins, le "New RC Project" a donné l'opportunité de reconnaître une fois de plus l'importance du confinement latéral du béton.

Un test au laboratoire a été réalisé sur 14 poteaux en béton armé, confinés latéralement sans renforcements longitudinaux dans le but de voir l'effet du confinement sur le comportement des poteaux réalisés en BHP [16]. Ce programme de test a été le premier réalisé au Japon sur les BHP. Les poteaux étaient de section carrée de 140x140 mm. La contrainte du béton varie de 34.2 à 87.5 MPa, et le pourcentage volumétrique des armatures transversales varie entre 2.13 à 4.26 %. Les auteurs ont proposés une loi contrainte-déformation, courbe, pour le béton seul et avec confinement composé d'une parabole et d'une ligne droite.

En (1993), un test sous charges verticales sur 48 poteaux circulaires confinés latéralement avec un ferrailage longitudinal [17]. Le diamètre des poteaux été de 305mm. La contrainte du béton varie de 31.7 à 132 MPa et la contrainte élastique des armatures transversales, cerces, été de 1107 MPa. Le pourcentage volumétrique des armatures transversales varie entre 0.91 à 2.74 %. Les résultats du test ont montrés que la ductilité des BHP peut être améliorée par un confinement latéral adéquat. Néanmoins, pour les bétons de très haute performance, 132 MPa, un pourcentage volumétrique des armatures transversales de 2.74 % est nécessaire pour compenser la perte de la résistance portante dû au décollement de l'enrobage.

Un deuxième programme de recherche été lancé sur 36 poteaux carrés sous chargement normal axial avec un ferrailage longitudinal et transversal. La section des poteaux été de 335x335 mm. La contrainte du béton varie de 24 à 128 MPa et la contrainte élastique des armatures transversales été de 1107 MPa. Le pourcentage volumétrique des armatures transversales varie entre 1.37 à 4.44 %. Les résultats du test ont montrés que la ductilité des BHP peut être améliorée par un confinement latéral. Un pourcentage volumétrique des armatures transversales de 4.44 % est nécessaire pour les bétons de très haute performance, 128 MPa, pour compenser la perte de la résistance portante dû au décollement de l'enrobage [18].

Quatorze, 14, poteaux de section carrée chargés axialement ont été testés [19]. Les poteaux étaient ferrillés longitudinalement et transversalement. Tous les poteaux étaient identiques ayant une section de 250x250 mm. La contrainte moyenne du béton été de 111 MPa. Le pourcentage volumétrique des armatures transversales varie entre 1.79 à 4.06 % et la contrainte élastique des armatures transversales variée entre 813 à 840 MPa. Ce test a montré que:

- Pour éviter une rupture fragile des BHP, des armatures transversales avec une contrainte élastique de 800 MPa et un pourcentage volumétrique supérieur à 4% est nécessaire.
- La perte de l'enrobage n'affecte pas la loi contrainte-déformation du béton confiné.
- Pour les poteaux avec des armatures de haute résistance, les auteurs ont remarqués qu'en premier lieu, les cadres interne se plastifient aux alentours

du pic quant aux cadres périphérique ils demeurent dans le domaine élastique.

1.4. Recommandations des codes (confinement dans les codes modernes)

1.4.1. Recommandations du code ACI du bâtiment

Le comité ACI 103 en 1933 a reporté que la résistance ultime des poteaux en béton armé confinés concentriquement par spirales peuvent être exprimées par les formules suivantes :

$$\frac{P}{A_c} = C f_c (1 - \rho_{cc}) + f_y \rho_t + k f_{yh} \rho_s \quad (1.7)$$

P : La charge concentrique ultime sur poteau,

A_c : La section du noyau de béton,

A_g : La section brute de béton,

C : Constance qui se trouve à 0.85,

f_c : Résistance à la compression des cylindres de béton,

ρ_{cc} : Ratio de la surface des armatures longitudinales à A_c ,

f_y et f_{yh} : Résistances élastiques du renforcement longitudinal et transversal,

k : Constante entre 1.5 et 2.5 avec une moyenne de deux,

ρ_s : Ratio volumétrique du renforcement spiral au noyau du béton.

Pour atteindre une amélioration considérable de la résistance des poteaux, des quantités suffisantes d'armatures transversales doivent être fournies. L'augmentation de la résistance des poteaux chargés axialement due au confinement devraient dépasser la résistance du béton d'enrobage. Cette condition est basée sur l'hypothèse que la résistance des poteaux confinés après éclatement du béton doit être au moins égale à la résistance des poteaux non confinés avant l'éclatement du béton. Cela est fait afin d'éviter une perte soudaine de la capacité portante (load bearing capacity). Si la résistance du béton d'enrobage est supposé être $0.85 f_c$, Le renforcement spiral minimum requis est donné par :

$$2\rho_s f_y h A_c = 0.85 f_c (A_g - A_c) \quad (1.8)$$

Où

$$\rho_s = 0.43 f_c (A_g/A_c - 1) / f_y h \quad (1.9)$$

Basé sur le principe ci-dessus pour le maintien de la résistance des poteaux chargés concentriquement, (The American Concrete Institute Building Code) ACI 318-71 [20] recommande l'équation suivante pour le renforcement transversal dans les régions à fort potentiel de rotules plastiques des poteaux dans la conception sismique :

Pour les poteaux avec $P_e > 0.4P_b$

$$\rho_s = 0.45 f_c (A_g/A_c - 1) / f_y h \quad (1.10)$$

$$\rho_s \geq 0.12 f_c / f_y$$

P_e : La charge de compression sur le poteau due à la charge gravitaire et chargement sismique.

P_b : Charge axiale au point de rupture de l'équilibre.

Les essais ont montrés que des ductilités considérables sont atteintes en utilisant la relation (1.10). La borne inférieure donnée par cette relation a été appliquée à des poteaux avec une faible épaisseur d'enrobage. Pour les poteaux avec $P_e < 0.4P_b$, ils ont été conçus comme des éléments de flexion.

Ces exigences ont été maintenues dans ACI 318-77 [21] et ACI 318-83 [22]. Sauf que la limitation de la charge axiale de $0.4 P_b$ a été remplacée par $0.1f_c A_g$ dans ACI 318-83.

Les exigences pour le renforcement de confinement en formes de cadres rectangulaires ou épingles ont également été précisées. Ceux-ci peuvent être choisis à partir de la plus grande des valeurs suivantes :

$$A_{sh} = 0.3s_h h'' f_c (A_g/A_c - 1)/f_{yh} \quad (1.11)$$

$$A_{sh} = 0.12s_h h'' f_c / f_{yh} \quad (1.12)$$

h'' : Dimension du noyau du béton,

s_h : Entre axe de spiral ou cadres.

Aussi depuis 1971, les exigences de l'ACI 317-71-77-83 pour le confinement des longueurs de la zone potentielle de rotules plastiques sont plus élevées :

- h = La dimension de la section la plus grande pour les poteaux rectangulaires et le diamètre pour les poteaux circulaires.
- 1/6 de la hauteur libre du poteau.
- 457mm.

En plus des exigences relatives à l'espacement ne dépassant pas 102 mm, l'ACI 318-83 a également précisé que l'espacement des armatures transversales ne dépasse pas 1/4 de la dimension minimale ($b/4$). Ces exigences ont été maintenues dans le ACI 318-95.

Les exigences de l'ACI 318 sont devenues la base des dispositions de la conception parasismique des zones critiques du poteau dans de nombreux pays, dont la Nouvelle-Zélande et l'Europe.

1.4.2. Recommandations du code CEB [23]

Le bulletin d'information N°165 de 1985 : « Comité International Européen du Béton (CEB) », précise les dispositions de la conception parasismique qui est connue comme étant le Code type sur la conception parasismique des structures en béton armé. Selon le bulletin, les systèmes structurels peuvent avoir différents niveaux de ductilité :

- **Niveau 1 de ductilité (DL1)** : Ce niveau est associé aux forces latérales de conception relativement large, de sorte que seule une petite réponse inélastique se produit même pendant les plus grands tremblements de

terre. Les structures avec *DL1* peuvent être considérées comme ayant une réponse élastique.

- **Niveau 2 de ductilité (DL2)** : Ce niveau de ductilité permet à la structure d'entrer dans le domaine inélastique sous charge répétée, sans rupture prématurée de type fragile. Les structures avec *DL2* peuvent être considérées comme des structures de ductilité limitée.
- **Niveau 3 de ductilité (DL3)** : Pour ce niveau de ductilité, des procédures spéciales pour l'évaluation des actions de conception, pour le dimensionnement et les détails des éléments structuraux, doivent être adoptées pour assurer le développement des mécanismes sélectionnés avec des capacités de dissipation d'énergie élevée. Les structures avec *DL3* peuvent être considérées comme des structures ductiles.

Pour les poteaux des structures avec *DL2* et *DL3*, le bulletin spécifie les points suivants :

$P_e = 0.1f_c A_g$, le poteau est considéré comme élément de flexion,

et

$P_e > 0.1f_c A_g$, où les exigences suivantes sont appliquées :

a-Zones critiques des poteaux

Les zones critiques d'un poteau sont les zones à chaque extrémité de ce dernier au-dessus et au-dessous des connexions sur une longueur pas moins de :

- La plus grande dimension de la section transversale dans le cas d'un poteau rectangulaire ou le diamètre de la section dans le cas du poteau circulaire.
- Un sixième de la hauteur libre du poteau.
- 450 mm.

b-Quantités des armatures de confinement

Pour les structures avec DL2, un diamètre d'au moins 8 mm du renfort transversal en spirales ou en cadres, doit être fourni. L'espacement maximum est le plus petits de :

- Huit fois le diamètre minimal des barres longitudinales,
- La moitié de la dimension minimale de la section transversale,
- 200mm.

Ces quantités doivent être étendues tout le long de l'articulation poteau-poutre. Pour les structures avec DL3, le rapport volumétrique des armatures transversales (spirales ou cadres) ne doit pas être inférieur à :

$$\rho_s = \lambda_1 f_c / f_{yh} \quad (1.13)$$

$$\rho_s = \lambda_2 \left((A_g / A_c) - 1 \right) f_c / f_{yh} \quad (1.14)$$

Les valeurs de λ_1 et λ_2 sont données en fonction du niveau de la charge axiale :

Tableau 1.2 : Les valeurs de λ_1 et λ_2 en fonction de la charge axiale [23].

$P_e / f_c A_g$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
λ_1	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
λ_2	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34

Pour la section rectangulaire le rapport volumétrique est défini comme suit :

$$\rho_s = A_{sh} / S_h h_c \quad (1.15)$$

h_c : La dimension du noyau de béton mesurée à la ligne centrale du cadre périphérique.

L'espacement maximum ne doit pas dépasser :

- Six fois le diamètre minimal des barres longitudinales,

- Un quart de la plus petite dimension de la section transversale,
- 150mm.
- Avec un diamètre minimal des spirales ou des cadres de 8mm.

1.4.3. Recommandations du code Néo-Zélandais

Dans le premier projet de code, DZ3101. (1978) [24], la longueur de la zone potentielle de rotules plastiques confinée a été spécifiée comme dans ACI 318-77. Cependant, basé sur les études moments-courbures menées par Park *et al.* (1972) [25], pour les poteaux rectangulaires, et en utilisant le modèle de contrainte-déformation du béton confiné dérivé par Kent et Park. (1971) [26] et Park *et al.* (1977) [27], pour les poteaux circulaires. Les quantités des armatures de confinement dans les zones de rotules plastiques potentielles ont été modifiées pour prendre en compte l'effet de la charge de compression axiale dans le poteau.

Pour les poteaux circulaires, il est requis :

$$\rho_s = q f_c / f_{yh} (0.375 + 1.25 P_e / f_c A_g) \quad (1.16)$$

Avec :

$$q = \left[0.12 \text{ ou } 0.45 \left((A_g / A_c) - 1 \right) \right]$$

$$P_e = 0.1 f_c A_g \text{ et } \rho_s = 4 A_b / s_h d_s$$

A_b = La surface des barres d'armatures,

d_s = Diamètre du noyau de béton confiné de la section du poteau circulaire, mesurées à l'extérieur de la spirale ou du cadre circulaire.

s_h = espacement de spirales ou des cadres circulaires. Le diamètre minimum des spirales ou des cadres doit être de 10mm.

L'espacement maximum ne doit pas excéder :

- Six fois le diamètre minimal des barres longitudinales,
- Un cinquième du diamètre du poteau,
- 125 mm.

Pour les poteaux rectangulaires, il est requis :

$$\rho_s = q f_c / f_{yh} (0.33 + 1.67 P_e / f_c A_g) \quad (1.17)$$

Avec :

$$q = [0.12 \text{ ou } 0.30 ((A_g / A_c) - 1)]$$

$$P_e = 0.1 f_c A_g \text{ et } \rho_s = A_{sh} / S_h h''$$

A_{sh} : Surface des armatures de confinement dans la direction principale de la section du poteau,

h'' : Dimension du noyau de béton de la section mesurée à l'extérieur du cadre périphérique. Le diamètre minimum des spirales ou des cadres doit être de 10 mm.

L'espacement maximum ne doit pas excéder :

- Six fois le diamètre minimal des barres longitudinales,
- Un cinquième du diamètre du poteau,
- 150 mm.

En comparant les relations (1.16) et (1.17), il est évident que dans les poteaux rectangulaires, la quantité nécessaire des armatures de confinement est plus dépendante du niveau de la charge axiale qu'un poteau circulaire. En raison de leur forme, les spirales et cadres circulaires sont capable de fournir une pression de confinement uniforme au béton. Pour les cadres rectangulaires ou épingles en raison de leur forme, la pression de confinement ne peut s'appliquer qu'à proximité des coins des cadres et les extrémités des épingles, par conséquent le béton n'est confiné efficacement qu'en ces zones. Cela se traduit par moins de résistance et de ductilité de ces poteaux, et par conséquent de grandes quantités d'armatures de confinement sont nécessaires pour les poteaux

rectangulaires. En conséquence en se basant sur les résultats des essais expérimentaux Park *et al.* (1982) [28] et Priestley *et al.* (1981) [29], les exigences pour les quantités d'armatures de confinement ont été modifiées pour leurs procurer le même niveau de dépendance à la compression axiale pour les deux poteaux rectangulaires et circulaires.

Egalement, la longueur des zones de rotules plastiques potentielles, a été modifiée en fonction des niveaux de la charge axiale. C'est parce que les fissures pourraient éventuellement se produire en dehors de la zone confinée quand le niveau de la charge axiale augmente, à moins que la zone de confinement soit assez longue.

Le ratio volumétrique pour les spirales ou les cadres circulaires, et les cadres rectangulaires, dans la zone potentielle de rotules plastiques a été ensuite donné dans la nouvelle version du code Néo-Zélandais. (1980) [30]:

$$\rho_s = q f_c / f_{yh} (0.5 + 1.25 P_e / f_c A_g) \quad (1.18)$$

Où :

$$q = [0.12 \text{ ou } 0.30 k ((A_g / A_c) - 1)]$$

$$k = 1.5, \text{ pour les cadres circulaires et } \rho_s = 4 A_b / S_h d_s$$

$$k = 1.0, \text{ pour les cadres rectangulaires et } \rho_s = A_{sh} / S_h h''$$

Il est également requis que pour $P_e < 0.7 f_c A_g$, le diamètre minimum des spirales ou les cadres doit être de 10mm. L'espacement maximal ne doit pas dépasser la plus petite de :

- Six fois le diamètre minimal des barres longitudinales,
- Un cinquième de la plus petite dimension latérale de la section transversale,
- 200 mm.

On s'attend que les poteaux avec les quantités d'armatures transversales comme donnée par l'équation (1.18) soient capables d'atteindre un facteur de

ductilité de courbure φ_u/φ_y d'au moins 20, ce qui devrait permettre aux piles de ponts typiques ou des poteaux d'une construction en un étage d'atteindre un facteur de ductilité d'au moins 8 .

La longueur de la zone de rotules plastiques potentielles est recommandée comme suit :

- Si $P_e = 0.3 f_c A_g$, max entre la dimension de la section de poteau et la distance entre la section où le moment est supérieur à 0.8 fois le moment maximal et la fin de l'élément.
- Si $P_e > 0.3 f_c A_g$, la longueur est augmentée de 50%.

Les recommandations ci-dessus ont été confirmées par des travaux de recherche réalisés par Ang *et al.* (1981) [31]. Dans le nouveau code NZS 3101. (1995) [32], et la zone potentiel de rotules plastiques dans les poteaux et les piles sont considérées comme étant les zones d'extrémités adjacentes aux connections de moment résistant sur une longueur de la surface de connections comme suit :

- Si $N^* \leq 0.25 \phi f_c A_g$, le plus grand de h ou $0.2l$
- Si $0.25 \phi f_c A_g \leq N^* \leq 0.5 \phi f_c A_g$, le plus grand de $2h$ ou $0.3l$
- Si $0.5 \phi f_c A_g \leq N^* \leq 0.25 \phi N_0$, le plus grand de $3h$ ou $0.4l$

N^* : La charge axiale de conception à l'état limite ultime,

ϕ : Facteur de réduction de résistance,

N_0 : Résistance nominale du poteau à la charge concentrique,

l : La longueur du poteau du moment maximal au point d'inflexion.

1.4.4. Recommandations du code Algérien RPA 99 [33]

Le code Algérien RPA 99 version 2003 définit les zones critiques des poteaux et les quantités des armatures de confinement en fonction de l'intensité de la zone sismique. Le pays est divisé en quatre zones : ZN 0 (sismicité négligeable), ZN I (sismicité faible), ZN IIa et IIb (sismicité moyenne), et la ZN III (sismicité élevée).

Pour les poteaux de structures en ZN I, II et III, le code précise :

- Il faut que la relation $P_e \leq 0.3f_cA_g$, soit vérifiée dans tous les cas afin d'éviter la rupture fragile.
- Si $P_e \leq 0.1f_cA_g$, le poteau est considéré comme élément de flexion.
- Si $P_e > 0.1f_cA_g$, le poteau est considéré comme élément comprimé et les conditions suivantes sont appliqués :

Les zones critiques du poteau dans les ZN I, II et III, désignés « zone nodale » dans le RPA, sont considérées comme étant les zones à chaque extrémité d'un poteau au-dessus et en dessous des connections sur une longueur d'au moins :

- La plus grande dimension de la section transversale dans le cas du poteau rectangulaire ou diamètre de la section dans le cas du poteau circulaire,
- Un sixième de la hauteur libre du poteau,
- 600 mm.

Les quantités d'armatures de confinement dans les zones critiques du poteau pour les structures en ZN I et ZN IIa en terme d'espacement maximal est le plus petit de :

- Dix fois le diamètre minimal des barres longitudinales,
- 150 mm.
- Pour les structures en ZN IIb et ZN III, l'espacement maximal doit être inférieur ou égal à 100mm.

Le ratio volumétrique du renfort transversal de cadres doit être calculé par :

$$\rho_s = \rho_a \tau_c / f_{yh} \quad (1.19)$$

Avec :

$\tau_c = V_u / bh$: Contrainte de cisaillement moyenne dans la section transversale,

V_u = Effort tranchant,

ρ_a = Coefficient en fonction de l'élançement géométrique du poteau λ_g ,

$\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / h , b et h : dimensions de la section transversale et l_f : longueur de flambement du poteau, $\rho_a = 2.50$ si $\lambda_g \geq 5$, $\rho_a = 3.75$ si $\lambda_g < 5$.

Cela montre l'effet dans les poteaux courts où la contrainte de cisaillement est plus grande. Alors le ratio volumétrique du renforcement transversal de cadres ne doit pas être inférieur à :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$
- Interpolation dans les autres cas $3 < \lambda_g < 5$.

1.5. Comparaison des dispositions des codes [34]

Les dispositions des codes évoqués ci-dessus ont montrées la nécessité d'armatures de confinement pour fournir une ductilité adéquate dans les poteaux. Ils ont été initiés par le code du bâtiment ACI, et suivis par le code Néo-Zélandais et CEB avec quelques modifications, en particulier en ce qui concerne les effets de la compression axiale sur la ductilité dans les poteaux [35], et récemment le code Algérien (RPA) depuis 1988. Dans les constructions en béton armé conçues pour résister au tremblement de terre, il est courant de placer les armatures transversales rapprochées aux endroits où les efforts de flexion sont censés se développer au cours d'un séisme. Le but est, en partie, de confiner le noyau de béton afin que de grandes déformations à la compression du béton puissent se développer sans perte de la résistance de l'élément. La longueur du poteau sur laquelle les armatures de confinements sont placées doit satisfaire aux deux exigences suivantes :

Pour s'étendre au-delà de la zone de courbures plastiques majeures. Notant que le confinement augmente la résistance à la compression et la ductilité du béton, pour assurer que la résistance à la flexion plus élevée dans la région

confinée du poteau ne conduit pas à la rupture par flexion du poteau dans la région moins confinée adjacente. La figure 1.42 montre la comparaison des quantités d'armatures de confinement requis par les codes pour une section typique de poteaux.

Il est clair que le désaccord entre les codes persiste. La différence fondamentale entre les codes ACI et NZS se pose parce que les dispositions du ACI se basent sur la capacité de charge concentrique des poteaux alors que les dispositions NZS sont basées sur l'atteinte de la capacité de ductilité de courbure adéquate.

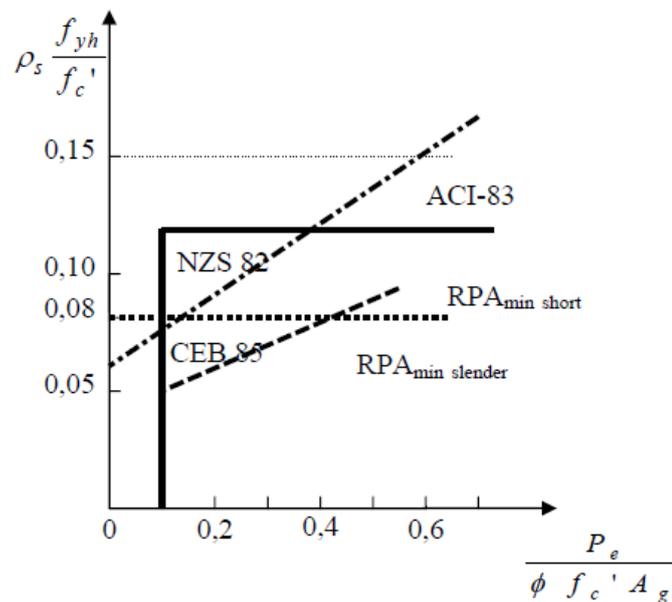


Figure 1.42 : Comparaison des codes sur les quantités d'armatures de confinement. [34]

Le changement radical dans les exigences de ACI qui parvient à $P_e = 0.1f_c A_g$, ne donne pas une quantité rationnelle d'armatures de confinement nécessaire lorsque le rapport de charge axiale est légèrement inférieure à $0.1f_c A_g$. Bien que le code CEB soit allé plus loin en augmentant linéairement les quantités avec le niveau de charge axiale comme dans le code Néo-Zélandais, les quantités sont beaucoup plus inférieures que celles recommandés par les ACI et le code Néo-Zélandais.

Et malgré les dispositions du code Néo-Zélandais recommandant la quantité du renfort de confinement le plus raisonnable, il a été constaté dans les études théoriques [36 et 37], que les dispositions du code NZS doivent tenir compte du niveau de compression axiale dans le poteau si l'exigence d'une ductilité adéquate est maintenue.

Dans les dispositions du code Algérien RPA 99 les quantités des armatures de confinement ne dépendent pas du niveau de compression axiale dans les poteaux mais de la force de cisaillement. Cela indique que les dispositions du code algérien sont basées sur la préservation de la capacité de charge de cisaillement. Les hypothèses de base du confinement sont les relations entre la quantité du renfort transversal, la résistance et la ductilité de courbure. Dans le code RPA, ces relations sont relatives aux quantités du renfort dans la zone sismique (intensité du tremblement de terre).

1.6. Modélisation numérique du comportement non-linéaire des poteaux en béton armé

Les deux principales approches pour la modélisation des éléments en béton armé sont la modélisation macroscopique à l'échelle de l'élément, et la modélisation microscopique à l'échelle des matériaux. La modélisation macro est basée sur la représentation du comportement global de l'élément de structure comme les déformations, la capacité et la ductilité. Le comportement global d'un élément par un macro-modèle doit être calibré par une vérification expérimentale afin d'ajuster les paramètres nécessaires pour le modèle. L'avantage de cette approche est qu'elle est simple et ne nécessite pas un grand effort pour le traitement numérique, ce qui la rend appropriée pour simuler la réponse de structures complètes. En revanche, la modélisation micro telle que l'analyse des fibres ou couches ou bien l'analyse avancée par la méthode des éléments finis par des modèles locaux se base sur la représentation des modèles locaux de comportement des différents matériaux qui composent l'élément en béton armé et l'interaction entre eux. L'élément structural est discrétisé en petits éléments et les principes de l'équilibre sont appliqués. Cette approche est souvent jugée comme complexe et nécessitant un grand effort de traitement numériques, et par conséquent, elle n'est pas pratique pour les grandes structures et elle est souvent

limitée pour la modélisation d'éléments structuraux comme un poteau, une poutre ou un voile.

1.6.1. Choix d'une échelle de discrétisation

Nous pouvons distinguer trois échelles de discrétisation par éléments finis de structures [38]. Une échelle globale « Modélisation macroscopique », une locale et une semi-globale « Modélisation microscopique », (Figure 1.43). Ce sont les résultats escomptés qui fixent le choix de ces échelles.

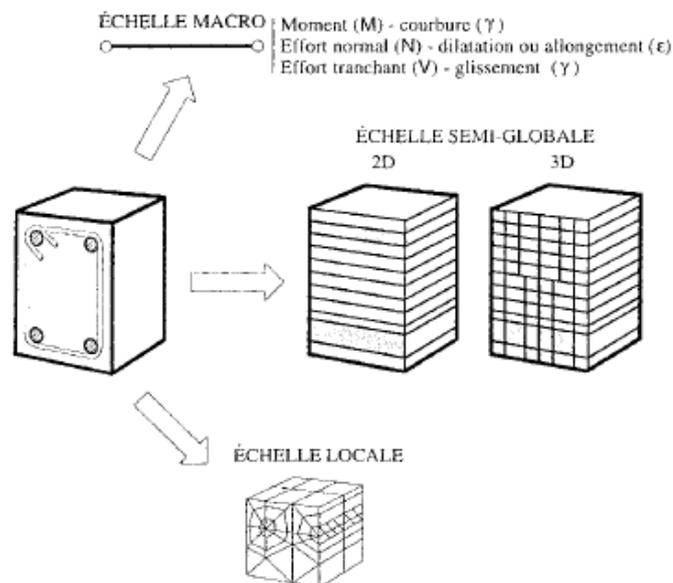


Figure 1.43 : Différentes échelles de discrétisation [39].

A l'échelle globale « Modélisation macroscopique », c'est le comportement inélastique de la section courante, prise dans son ensemble, qui est défini à partir des lois de chaque matériau. Celles-ci sont formulées directement en fonction des contraintes généralisées que sont les efforts résultants sur une section (effort normal, moment fléchissant etc.). Nous distinguons des lois de flexion, de cisaillement et de traction – compression. Nous obtenons des relations de type "moments - courbures" ou "efforts normaux - allongements". Les interactions entre

deux efforts généralisés (poutres travaillant en flexion bi axiale ou murs soumis à un effort normal et à un moment) sont également prises en compte en définissant des surfaces limites dans l'espace des contraintes généralisées et en appliquant la théorie de plasticité. Nous obtenons ainsi des courbes d'interaction ou de couplage "moment - efforts". A ce niveau se situe aussi le concept de macro - élément, où le comportement non linéaire global de l'élément est exprimé en terme de variables globales, identifiées à partir d'analyses locales [40]. Cette approche globale conduit en général à des temps de calculs réduits mais elle ne permet pas de définir précisément les comportements locaux (ex. fissuration). Elle se limite également au cas des structures de type poutre, car sa généralisation aux plaques et aux coques reste très délicate.

A l'échelle locale, le béton est modélisé par des éléments de milieu continu bidimensionnel (2D), ou tridimensionnel (3D). La rhéologie est exprimée en terme de relations de type "contrainte - déformation", et l'analyse est souvent lourde car l'état du matériau est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré. Cette modélisation permet d'obtenir des informations locales concernant l'état de l'endommagement, celui de la plastification etc. Néanmoins, la modélisation nécessite des stockages et des temps de calculs importants.

L'échelle semi-globale constitue une approche intermédiaire par rapport aux deux précédentes. Le champ de déplacements est décrit par les déplacements et les rotations d'un élément poutre, d'un élément plaque ou d'une coque, tandis que toute information concernant le comportement des matériaux est traitée au niveau local. Il s'agit dans la plupart de cas d'utiliser des éléments poutres avec les hypothèses cinématiques habituelles (Bernoulli, Timoshenko). L'intégration du modèle rhéologique peut être réalisée en générale par une intégration numérique classique sur la hauteur, si le problème est plan ou dans les deux directions de la section si le problème est tridimensionnel.

1.6.2. Modèles macroscopiques (ou modèles globaux)

1.6.2.1. Modèle à deux éléments linéiques

Le modèle à deux éléments a été le premier modèle non-linéaire de type poteau-poutre qui était utilisé pour l'analyse des éléments en béton armé [01]. Le modèle développé se compose principalement de deux éléments parallèles, l'un

est entièrement élastique et l'autre est parfaitement plastique. Les deux éléments ainsi assemblés, sont en mesure de représenter le comportement élastique et l'écroutissement. La non-linéarité de ce modèle est supposée uniforme sur toute la longueur de l'élément. Le principal problème de ce modèle est son incapacité à représenter la rigidité ou la dégradation de la capacité sous chargement cyclique. Ce modèle a été amélioré par la suite par Takizawa. (1976) [41], pour simuler le comportement hystérétique des éléments en béton armé en utilisant des lois d'hystérésis appropriées (modèle généralisé à deux éléments).

1.6.2.2. Modèle à un seul élément linéique [42]

Ce modèle, se compose d'un élément élastique linéique avec deux ressorts de rotation à comportement non-linéaires sur les deux extrémités de l'élément. Les déformations non-linéaires sont supposées être concentrées dans ces ressorts de longueur nulle (plasticité concentrée). Pour ce modèle, la déformée est supposée avoir une double courbure avec un point d'inflexion au milieu de l'élément. L'hypothèse des sections planes qui restent planes après déformation était supposée satisfaite. Le modèle à un élément linéique et le modèle généralisé à deux éléments linéiques nécessitent une définition appropriée de leur courbe d'hystérésis force-déformation (ou moment-courbure). Cela nécessite la définition des différentes propriétés des rotules plastiques de l'élément telles que la rigidité, la capacité, la ductilité, les règles du comportement cyclique...etc, qui peut être difficile, à moins que certaines hypothèses soit posées.

La loi bilinéaire élasto-plastique était la première loi hystérétique non-linéaire à être utilisée pour les ressorts. L'inconvénient principal des premières lois d'hystérésis était qu'elles ne considèrent pas les déformations non-linéaires de cisaillement, ce qui a rendu ces modèles non convenables pour analyser les voiles dominées par un comportement en cisaillement. Plusieurs améliorations sur ces modèles ont été faites par la suite afin de mieux simuler les différentes caractéristiques du comportement des éléments en béton armé [43], en proposant la courbe tri-linéaire force-déplacement pour tenir compte de la fissuration, la plastification et l'écroutissement de l'élément. La dégradation de la rigidité en déchargement a été aussi prise en compte dans ce modèle d'hystérésis. Ce

modèle a été utilisé pour évaluer le comportement dynamique d'un oscillateur à un degré de liberté.

Otani. (1974) [44], a modifié ce modèle d'hystérésis pour prendre en compte l'effet du glissement à l'interface acier-béton. Anderson et Townsend. (1977) [45], ont proposé un modèle hystérétique tri-linéaire pour l'analyse des systèmes à plusieurs degrés de liberté. Ils ont comparé plusieurs modèles et ils ont conclu que le modèle tri-linéaire avec dégradation de rigidité était le plus représentatif. Soleimani *et al.* (1979) [46], ont améliorés le modèle à un élément pour avoir une longueur variable des zones non-linéaires aux extrémités de l'élément au lieu des zones non-linéaires de longueurs nulles supposées auparavant. Saatcioglu *et al.* (1980) [47], ont modifié ce modèle pour prendre en compte l'effet de l'interaction entre la flexion et l'effort normal (la flexion composée) en déplaçant la courbe primaire de l'élément avec l'augmentation du niveau de la charge axiale. Ils ont par la suite utilisé ce modèle modifié pour analyser le comportement hystérétique des voiles avec ouvertures centrées (voiles couplés). Takayanagi *et al.* (1979) [48], ont ajouté deux autres ressorts non-linéaires de rotation aux extrémités de l'élément afin de tenir compte des déformations de cisaillement. Le modèle à un seul élément a été utilisé par Tremblay *et al.* (2001) [49] et Panneton *et al.* (2006) [50], pour étudier les effets des modes supérieurs sur le comportement des voiles en béton armé de grande hauteur. Dans ces deux études, le modèle hystérétique modifié de Takeda *et al.* (1970) [43], avec une rigidité dégradante a été utilisé pour modéliser le comportement non-linéaire des ressorts de rotation, tandis que les déformations de cisaillement ont été supposées linéaires.

1.6.2.3. Modèle a ressorts multiaxiaux [51]

Ce modèle a été proposé pour simuler le comportement en flexion composée des poteaux en béton armé. Le modèle proposé consiste en un élément linéique à comportement élastique avec deux ressorts multiaxiaux « Multi Spring element » de longueur nulle aux deux extrémités de l'élément. L'élément multi-ressorts se compose de cinq ressorts modélisant le comportement du béton et 4 ressorts pour l'acier, et sont régis par les lois de comportement hystérétique contrainte-déformation des matériaux simulés (béton ou acier). Les ressorts sont chargés uni axialement et l'entrée principale du modèle sont les lois de comportement des

matériaux acier et béton plutôt que la relation force-déformation globale de l'élément. Des lois de comportement non-linéaires ont été utilisées pour représenter la relation contrainte-déformation ou (force-déformation) pour les ressorts représentant l'acier et le béton, et l'hypothèse des sections planes a été supposée. L'élément multi-ressorts a été simplifié par Jiang et Saiidi. (1990) [52], pour avoir quatre ressorts seulement, chaque ressort représente le comportement combiné des deux matériaux acier et béton par une loi hystérétique non symétrique. En revanche, Li et Otani. (1993) [53], ont modifié le modèle en augmentant le nombre de ressorts de l'élément multi-ressorts à 16 pour le béton et 9 pour l'acier afin de différencier entre le béton d'enrobage et le béton confiné et tenir compte ainsi de l'effet du confinement. Ils ont indiqué que l'augmentation du nombre de ressorts a conduit à une plus grande précision sans avoir un impact significatif sur le temps nécessaire pour le calcul.

Ce modèle a été modifié pour être étendu au cas des voiles en béton armé en augmentant le nombre de ressorts.

Le modèle numérique a été vérifié expérimentalement par des essais sur table vibrante sur des spécimens de voile en béton armé [54,55]. Il permet de tenir compte de l'interaction flexion-force axiale, de la fissuration du béton, et de l'effet du confinement. Les résultats montrent que le modèle avait efficacement représenté les résultats expérimentaux, et a été aussi utilisé pour analyser la réponse des voiles en béton armé soumis à des charges latérales [56].

1.6.3. Modèles microscopiques

1.6.3.1. Modèles locaux par la méthode des éléments finis

La modélisation micro par la méthode des éléments finis est considérée comme la technique la plus générale pour la modélisation du comportement non-linéaire des éléments en béton armé. Ils ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Cette loi de comportement est en général indépendante de la géométrie de la structure. Comme pour les modèles semi-locaux, la rhéologie est exprimée en variables locales : contraintes et déformations. Dans cette méthode, l'élément en béton armé est discrétisé en un nombre d'éléments finis (éléments béton et acier) interconnectés par des points nodaux. Les déformations sont accessibles en tout

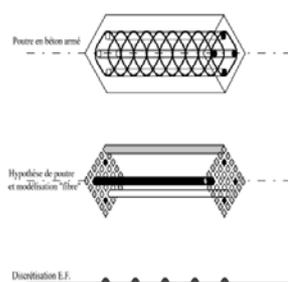
point de la structure en fonction des déplacements nodaux, et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Cette approche qui conduit à un modèle très général rend des résultats très complets, et donne accès notamment à la distribution spatiale de l'état du matériau. L'inconvénient principal de l'approche locale réside dans le volume important de calcul, généré par le grand nombre de degré de liberté utilisé. Cet inconvénient majeur devrait être toutefois relativisé, puisque aujourd'hui les moyens informatiques permettent d'aborder une large gamme de problèmes aussi bien en statique qu'en dynamique.

1.6.3.2. Modèles semi-locaux

Les modèles semi-locaux, tels que ceux à fibres ou à couches, s'appuient sur une cinématique simplifiée de type poutre ou plaque (hypothèse des sections planes) avec des lois de comportement locales. Ces modèles sont particulièrement performants pour des structures sollicitées en flexion ou en flexion couplée au cisaillement, tout en limitant le temps de calcul par rapport aux modèles locaux. Le comportement de chaque fibre ou couche associée à un même matériau est décrit par une loi de comportement appropriée.

1.6.3.3. Les modèles à fibre

Une poutre multifibre est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres. A chaque fibre nous pouvons associer une loi de comportement locale en contraintes - déformations et donc différents matériaux (Figure 1.44) [57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64 et 65]. Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices, tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire de structures composites (par exemple en béton armé).



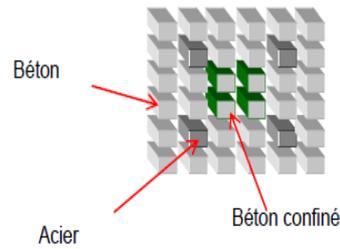
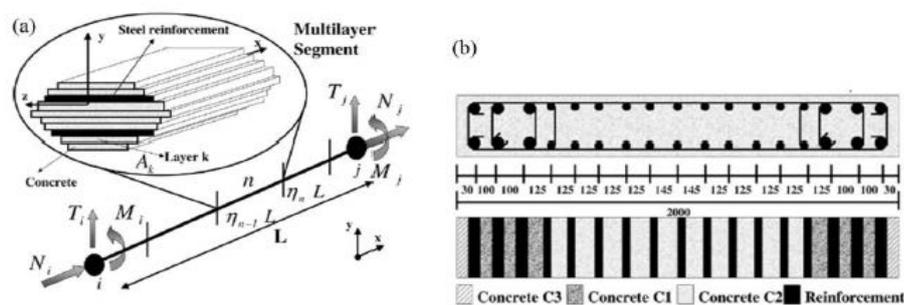


Figure 1.44 : Description d'une modélisation avec des poutres multifibres. [66]

1.6.3.4. Les modèles multicouches

L'élément poutre multicouches est basé sur la théorie des poutres Timoschenko avec de petites déformations [67]. Elle représente la variation de la flexion inélastique et le comportement au cisaillement le long de la longueur de l'élément à travers un certain nombre de segments en série (Figure 1.45). Toutes les sections (ou couches) situées dans un segment donné ont des propriétés géométriques et mécaniques similaires. Cependant, ces propriétés peuvent varier entre les segments. Le nombre et l'emplacement des segments dépendent du choix du régime d'intégration dans la direction longitudinale. En outre, l'élément multicouche représente la propagation de flexion inélastique et le comportement en cisaillement à travers les sections transversales avec des couches en parallèle. Par conséquent, l'état de contrainte-déformation dans le centre d'une couche donnée est représentatif seulement pour cette couche. L'utilisation de la formulation à base de force pour les éléments unidimensionnels est particulièrement intéressante. Les conditions d'équilibre sont toujours satisfaites le long de l'élément, quel que soit le comportement du matériau dans la section. Le moment de flexion de la poutre est linéaire, la charge axiale et la force de cisaillement sont maintenues constantes. Ainsi les fonctions d'interpolation "exactes" de la force peuvent être sélectionnées. La principale utilisation de ce modèle est pour la modélisation des voiles qui a été développée sur la base du modèle à fibres proposé pour l'analyse du comportement des éléments linéaires

de type poteau et poutres sous chargement cyclique [25, 68 et 69]. Ils ont par la suite modifié le modèle à fibres pour représenter le glissement à l'interface acier-béton [70], utilisé pour simuler le comportement des murs de refend RC sous excitations dynamiques et par Belmouben et Lestuzzi. (2007) [67], pour simuler le comportement non-linéaire des voiles en béton armé sous chargement cyclique inversé sur la base des tests effectués [71]. Dans leur modèle, le comportement non linéaire en cisaillement et l'effet de glissement des barres d'acier ont été considérés dans l'analyse.



a. Modèle élément fini multicouches

b. Discrétisation multicouches sur la longueur du voile.

Figure 1.45 : Modèle élément fini multicouches [67].

L'avantage principal de ces types de modèles et que des lois de comportement propres à chaque matériau peuvent être introduites (micro-modèle) au lieu des lois de comportement globales utilisés pour les macro-modèles. Dans ces modèles, les lois de comportement des matériaux béton et acier sont définis, et donc la relation moment-courbure de l'élément peut être calculée pour différents niveaux de charge axiale. Ce modèle tient compte de la répartition de la flexibilité sur la longueur de l'élément et de l'interaction entre moment de flexion et force axiale.

1.7. Comportement mécanique et modélisation numérique des matériaux

1.7.1. Comportement mécanique de l'acier

1.7.1.1. Traction – compression

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la Figure 1.46 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [72].

Tant que nous restons au dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique, c'est à dire que la courbe de décharge est confondue avec la courbe de charge (quand le chargement redevient nul, l'éprouvette retrouve sa forme initiale). Quand le chargement dépasse la limite élastique et qu'ensuite nous enlevons la charge, des déformations permanentes apparaissent. Contrairement au béton, le module de décharge est pratiquement le même avec le module de Young initial.

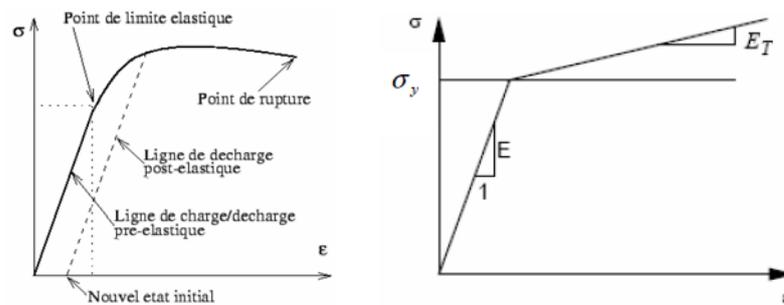


Figure 1.46 : Comportement de l'acier en traction simple

1.7.1.2. Chargement cyclique de traction – compression

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsque nous soumettons une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable écouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure 1.47 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression $|f_{eb}| < |f_e|$. L'effet Bauschinger est présent quel que soit l'amplitude de déformation imposée [72].

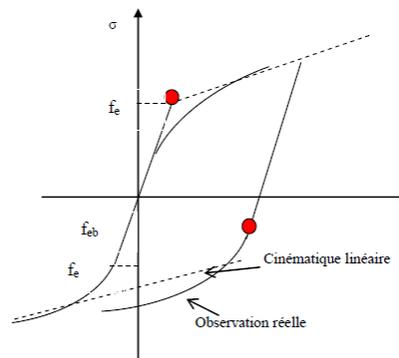


Figure 1.47 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger [72].

1.7.2. Modélisation numérique du comportement de l'acier

1.7.2.1. Modèle élasto – plastique simplifié

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uni axial élasto - plastique avec écrouissage cinématique linéaire. La courbe utilisée dans ce modèle est représentée par la Figure 1.48 (σ_y est la limite d'élasticité, E est le module d'Young et E_T la pente de la courbe en cours d'écrouissage).

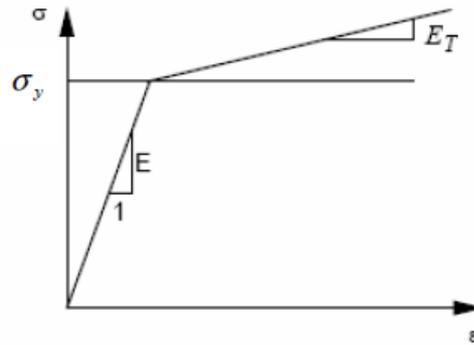


Figure 1.48 : Modèle élasto - plastique simplifié : Comportement de l'acier sous chargement monotone.

1.7.2.2. Modèle de Menegotto-Pinto

Ce modèle est utilisé couramment pour représenter le comportement uni axial des armatures du béton armé sous chargement cyclique [73]. Il traduit la non linéarité de l'écroûissage des barres et prend en compte l'effet Bauschinger. Dans une version récente il permet en plus de simuler le flambement des armatures [74].

Le modèle est composé de deux parties distinctes : le chargement monotone et le chargement cyclique. La courbe de chargement en traction monotone est décrite par trois zones successives : élasticité linéaire, palier plastique et écroûissage (Figure 1.49). Dans le cas où l'acier subit une décharge consécutive, la réponse dépend du point de décharge. Celle-ci reste élastique si la position de départ se situe dans la zone élastique. Par contre, quand la position de départ se situe dans la zone plastique, la réponse est d'abord élastique, puis, pour une certaine valeur de déformation, la décharge devient non linéaire (courbe de Giuffré).

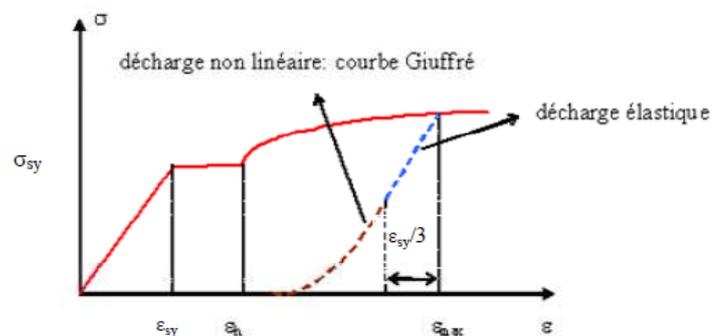


Figure 1.49 : Loi Pinto - Menegotto [73].

1.7.2.3. Modèle de Monti-Nuti

C'est un modèle uni-axial qui est en mesure de décrire le comportement de flambement post-élastique des barres d'armatures en compression. Il utilise la relation contrainte –déformation [73], les règles de durcissements isotropes [75], et de flambement [74]. En plus, de celles proposées par Fragiadakis et al. (2008) [76], est aussi introduite, pour la stabilité/précision numérique élevée sous chargement sismique transitoire. Son emploi devra se limiter à la modélisation des éléments en béton armé où le flambage du renfort pourrait se produire (Par exemple des poteaux sous fortes charges sismiques). En outre, avec un calibrage correct, ce modèle, initialement développé avec des barres de renforts nervurés, peuvent également être utilisés pour la modélisation des armatures lisses, qu'on retrouve souvent dans les structures existantes [77].

1.7.2.4. Autres modèles

Plusieurs chercheurs ont proposé des modèles de lois de comportement afin de caractériser la réponse de l'acier de renforcement utilisé pour le béton armé. L'un des premiers modèles utilisés était celui Ramberg et Osgood. (1943) [78]. Le modèle Menegotto et al. (1973) [73], est utilisé couramment pour représenter le comportement uni axial des armatures du béton armé sous chargement cyclique. Il traduit la non-linéarité de l'écrouissage des barres et prend en compte l'effet Bauschinger. Ce modèle a connu plusieurs modifications par la suite Ciampi et al. (1982) [79], Filippo et al. (1983) [75], et Monti et Nutti. (1992) [74], ont modifié ce modèle pour permettre de simuler le flambement des armatures.

1.7.3. Comportement mécanique du béton

1.7.3.1. Comportement du béton en compression uni-axiale

L'essai de compression uni axiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la Figure 1.50. Nous observons généralement quatre phases pour les bétons ordinaires. Au premier stade de chargement (entre environ 0 à 30% de la résistance ultime), le comportement peut être considéré comme totalement linéaire, ceci provenant du non évolution des

microfissures préexistantes dans le domaine des petites déformations. Entre environ 30% à 80% de la résistance ultime, la courbe devient de plus en plus non-linéaire à cause des fissures qui se développent progressivement ce qui correspond à une diminution de rigidité. Au-delà de 80% de la résistance ultime et jusqu'à la contrainte ultime de résistance, les fissures se développent nettement et la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic décroissante correspondant à un comportement adoucissant accompagnées d'une expansion volumique et une diminution du module de Young. Cette dégradation du matériau liée donc essentiellement au développement de microfissures s'orientant parallèlement à la direction du chargement.

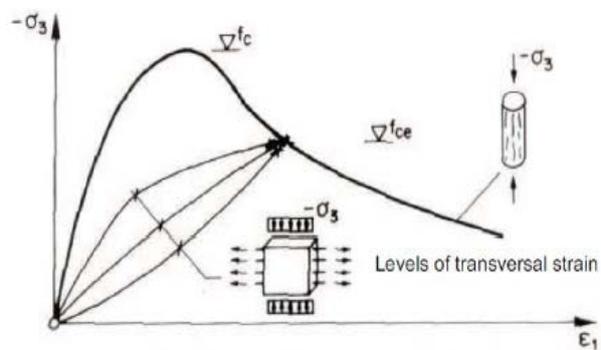


Figure 1.50 : Comportement uni-axial du béton non armé en compression simple.

Le comportement cyclique du béton en compression montre également que les microfissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, il est clairement distingué l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles de chargement-déchargement (Figure 1.51). L'amplitude de ces boucles évolue avec l'endommagement du matériau. Cette dissipation d'énergie s'explique par la présence d'une certaine viscosité et d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment.

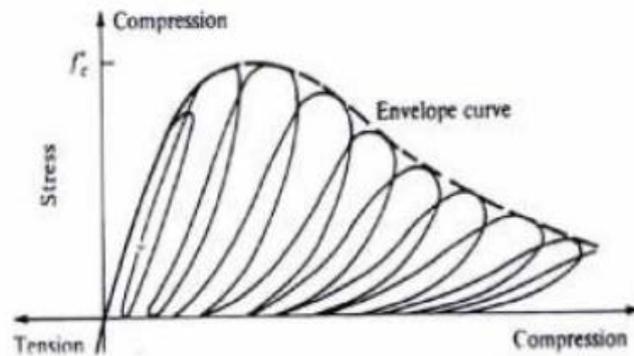


Figure 1.51 : Comportement cyclique du béton non armé en compression simple [80].

1.7.3.2. Comportement du béton en traction uni-axiale

Il est bien connu que le béton est nettement moins résistant en traction qu'en compression. Toutefois la connaissance de ses propriétés en traction est importante. La forme des courbes $\sigma = f(\epsilon)$ peut être décrite comme suit (Figure 1.52) :

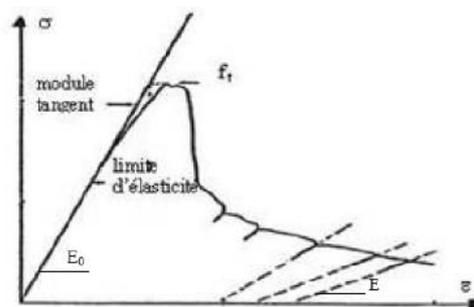


Figure 1.52 : Comportement uni-axial du béton non armé en traction simple.

- Jusqu'à 60% de la résistance de rupture en traction, f_t , le comportement est élastique (peu de développement de la fissuration) ;
- De $(0.6 f_t)$ à f_t , le développement de la fissuration se traduit par une baisse du module ;
- Au-delà de f_t , les fissures se propagent rapidement ce qui rend difficile la caractérisation expérimentale de la courbe $\sigma = f(\epsilon)$.

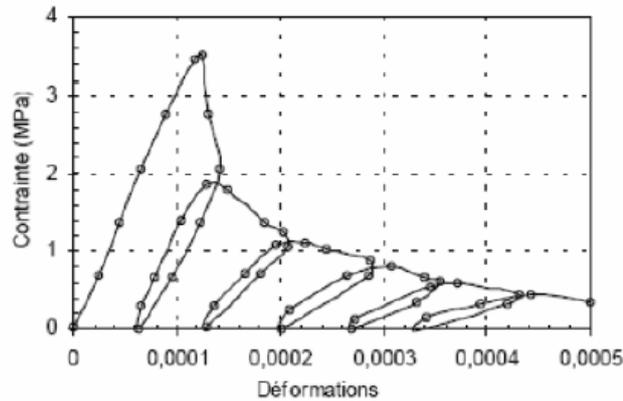


Figure 1.53: Comportement cyclique du béton en traction simple [81].

L'essai de traction cyclique montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles (Figure 1.53). Ceci s'explique par le fait que le frottement entre les lèvres des microfissures est moins important qu'en compression. Il est aussi constaté une chute importante de la rigidité en fin d'essai.

1.7.4. Modélisation numérique du comportement du béton

Face à la complexité de comportement du béton, plusieurs modèles numériques ont été proposés. Cette partie est consacrée à la présentation de quelques familles de modèles existants. Le traitement du comportement dissymétrique du béton est pris en compte de la façon suivante : En traction, le modèle de fissuration élastique est souvent adopté avec les critères de fissuration de Rankine [82 et 83]. En compression, l'approche élasto-plastique est adoptée. Pour une prédiction précise et fiable de la réponse à la flexion, un modèle de comportement hystérétique efficace et robuste pour le béton est nécessaire. Le modèle aborde des questions importantes telles que le comportement hystérétique à la fois de la compression et de la traction cycliques, la dégradation progressive de la rigidité des courbes déchargements et rechargements pour des valeurs croissantes de déformations, effets du confinement, raidissement de traction et la fermeture des fissures. Ci-dessous quelques modèles hystérétiques les plus utilisés :

1.7.4.1. Modèle hystérétique de Yassine

Les études sur les relations contrainte-déformation du béton sous chargement cyclique ont été beaucoup moins nombreuses que ceux sous chargement monotone. Sinha *et al.* (1964) [84] et Karsan et Jirsa. (1969) [80] ont étudié le comportement du béton ordinaire soumis à des répétitions de contraintes de compression. Il a été constaté dans ces études que l'enveloppe du chargement cyclique coïncide avec la courbe contrainte déformation du chargement monotone. Un modèle hystérétique uni axial a été proposé par Yassine. (1994) [85], sur la base de ces études. Le modèle prend en compte les dommages hystérésis du béton, tout en conservant l'efficacité de calcul. La courbe monotone enveloppe du modèle hystérétique pour le béton en compression suit le modèle de relations monotoniques contrainte-déformation de Kent et Park. (1971) [26] tel que prorogé par Scott, Park et Priestley. (1982) [86].

1.7.4.2. Modèle hystérétique de Chang et Mander

Comme pour le modèle de Yassine. (1994) [85], dans le modèle de Chang et Mander, la courbe monotone forme l'enveloppe pour la relation contrainte-déformation hystérétique. Ceci a été démontré être une hypothèse raisonnable sur la base de résultats expérimentaux présentés par Sinha *et al.* (1964) [84] et Karsan et Jirsa. (1969) [80] et modélisé par Mander *et al.* (1988a) [87], pour béton non confiné en compression cyclique. Mander *et al.* (1988b) [88], ont également effectué des tests pour béton confiné et ont validé leur modèle. Des expériences menées par Gopalaratnman et Shah. (1985) [81] et Yankilevsky et Reinhardt. (1987) [89], ont montré que cela est également le cas pour béton en traction cyclique. Ainsi, le modèle de Chang et Mander. (1994) [90], le béton en traction est modélisé avec un comportement cyclique similaire à celle de compression. Les enveloppes du modèle de compression et traction ont le contrôle sur la pente du comportement contrainte-déformation à l'origine, et la forme à la fois des deux branches ascendante et descendante du comportement contrainte déformation. La forme des enveloppes peut être modifiée tout en conservant les valeurs du pic de contrainte et déformation au pic de contrainte, constantes, permettant un calibrage raffiné de la modélisation. Afin de définir les enveloppes de compression et de traction, le modèle de Chang et Mander. (1994) [90], utilise l'équation de Tsai. (1988) [91], qui est basé sur l'équation de Popovics. (1973) [92], une

équation qui s'est avérée très utile pour décrire la courbe contrainte-déformation de compression monotonique du béton.

1.7.4.3. Modèle hystérétique de Mander

C'est un modèle de confinement constant non-linéaire et uni-axiale, initialement programmé par Madas. (1993) [93], qui suit la relation constitutive proposée par Mander *et al.* (1988a et 1988b) [87,88] et les règles cycliques proposées par Martinez-Rueda et Elnashai. (1997) [94]. Les effets de confinement fournis par le renforcement transversal sont incorporés dans les règles proposés par Mander *et al.* (1988a et 1988b) [87,88].

1.7.4.4. Modèle hystérétique de Madas et Elnashai

C'est un modèle de béton non-linéaire uniaxial, initialement programmé par Madas. (1993) [93], qui suit la relation constitutive proposée par Mander *et al.* (1988a et 1988b) [87,88], les règles cycliques proposées par Martinez-Rueda et Elnashai. (1997) [94] et l'algorithme de confinement variable proposé par Madas et Elnashai. (1992) [40]. Selon ce dernier, la contrainte transversale de confinement est calculée à chaque étape de l'analyse, en fonction du niveau de déformation des armatures transversales (modélisé au moyen d'une relation constitutive bilinéaire), à son tour une fonction de l'expansion latérale du béton comme induite par la charge axiale de l'élément.

1.8. Conclusion

Des études récentes, ont été menées pour appréhender les divers mécanismes locaux de ruptures et les réponses des poteaux dans le domaine inélastique. Pour palier au manque de ductilité de ces poteaux, des procédures et des principes ont été élaborés pour évaluer la résistance des poteaux existants et prévoir différentes techniques de renforcement. L'objectif du renforcement consiste à favoriser la formation de la rotule plastique en se prémunissant contre tout autre mode de rupture non ductile.

Les différentes techniques de modélisation utilisées par les chercheurs pour la modélisation des poteaux en béton armé ont été présentées. Ces techniques

varient du macro-modèle à plasticité concentrée jusqu'aux modèles en fibres et en éléments finis.

Dans le cadre de ce travail, et pour modéliser le comportement des différents poteaux présentés dans cette étude, nous nous orientons vers une approche semi-locale pour essayer d'accéder à une meilleure compréhension des modes de fonctionnement et de se rapprocher au mieux du mode de ruine observé lors des divers essais. L'avantage principal de ces types de modèles et que des lois de comportement propres à chaque matériau peuvent être introduites (micro-modèle) au lieu des lois de comportement globales utilisés pour les macro-modèles. Dans ces modèles, les lois de comportement des matériaux béton et acier sont définies, et donc la relation moment-courbure de l'élément peut être calculée pour différents niveaux de charge axiale. Ce modèle tient compte de la répartition de la flexibilité sur la longueur de l'élément et de l'interaction entre moment de flexion et force axiale.

Une présentation succincte des aspects du comportement mécanique des matériaux béton et acier ainsi que leurs principes de modélisation numérique, a été exposé.

Globalement pour le béton, le modèle de Mander est la relation constitutive uni axiale d'actualité pour la modélisation du comportement cyclique contrainte-déformation. Il simule l'ouverture progressive de la fissure et la fermeture sous charge cyclique et intègre une définition raffiné et bien établi des propriétés hystérétiques. Le modèle est sous la forme d'une relation contrainte-déformation généralisée, qui peut encore être avancée par une réévaluation des paramètres du modèle, ou de la disponibilité des autres résultats expérimentaux (par exemple, pour la traction cyclique). Il permet le contrôle des paramètres associés aux enveloppes monotones ainsi que les paramètres d'hystérésis pour une calibration raffinée de la relation contrainte-déformation sur la base notamment des résultats expérimentaux, ou de mener des études de sensibilité sur les paramètres du modèle. Le modèle a été vérifié pour la compression cyclique en utilisant une base de données de tests étendus [36,80 et 84], et a montré une bonne précision pour simuler les résultats des tests à la fois pour béton confiné et non confiné.

Pour les aciers, le modèle de Menegotto et Pinto. (1973) [73], est le plus couramment utilisé pour représenter le comportement uni axial des armatures du

béton armé sous chargement cyclique. Il traduit la non-linéarité de l'écroutissement des barres et prend en compte l'effet Bauschinger.

Ce modèle qui a connu plusieurs modifications par la suite Ciampi *et al.* (1982) [79], Filippou *et al.* (1983) [75] et Monti et Nutti. (1992) [74], permet aussi de simuler le flambement des armatures.

Comme constater dans ce chapitre, la longueur du poteau sur laquelle les armatures de confinement sont placées doit satisfaire deux exigences :

- Extension au-delà de la zone de courbures plastiques majeures. Notant que le confinement augmente la résistance à la compression et la ductilité du béton, pour assurer qu'une résistance à la flexion plus élevée dans la région confinée du poteau ne conduit pas à la rupture par flexion du poteau dans la région moins confinée adjacente.
- La longueur de la zone confinée, l_c , est fortement dépendante du niveau de charge de compression axiale [95].

Les exigences actuelles de la longueur de la zone confinée des poteaux concernent les poteaux avec un point d'inflexion à la longueur du poteau. Dans d'autres cas, la longueur de la zone confinée doit être égale à la longueur libre du poteau. Le rapport volumétrique du renfort transversal dans le code algérien à l'effort normal réduit, $\lambda = 0.3$, est moins important que les autres codes [34].

L'équation de conception des armatures de confinement pour poteaux circulaires et polygonales n'est pas donnée dans le RPA. Or il a été constaté que les quantités nécessaires de confinement pour les poteaux circulaires étaient significativement différentes de celles des poteaux carrés et rectangulaires pour les mêmes paramètres [95].

Les investigations analytiques pour déterminer une équation de conception plus adéquate pour les quantités d'armatures de confinement dans la zone potentielle de rotules plastiques ont été effectuées [95]. Ces investigations ont révélé que les équations du code algérien actuel sont conservatrices lorsque le rapport de la charge de compression axiale du poteau est relativement faible, et peuvent s'avérer non conservatrice quand le rapport de charge axiale est élevé.

CHAPITRE 2

ANALYSE ET INTERPRETATION DES ESSAIS EXPERIMENTAUX

2.1. Introduction

Le confinement offre au comportement sismique des éléments structuraux des structures parasismiques, deux avantages très importants et primordiaux afin de résister et de développer les déformations requises pour une tenue sécuritaire et économique sous sollicitations sismiques sévères. Ces deux avantages, la ductilité et l'augmentation de la résistance du béton sont affectées par plusieurs paramètres dont les plus déterminants, le taux et la configuration de l'armature transversale, l'intensité de l'effort normal, la résistance des matériaux, ainsi que le taux et la distribution de l'armature longitudinale.

Nous visons dans ce chapitre à mettre en évidence l'importance de l'effet du niveau de la charge axiale, λ , et le taux d'armatures transversales, ρ_t , sur le confinement et de ce fait, sur le comportement cyclique des poteaux en béton armé.

Pour atteindre cet objectif, seize (16) essais sur poteaux en béton armé soumis à des chargements cyclique ont été sélectionnés à partir d'une base de données composée d'essais expérimentaux réalisés par plusieurs auteurs.

Dans le code algérien les quantités des armatures de confinement ne dépendent pas du niveau de la compression axiale dans les poteaux et les dispositions sont basées sur la préservation de la capacité de charge de cisaillement.

Partant de ce constat, et sur la base des données obtenues à partir des essais expérimentaux, l'équation relative à la région confinée pour un poteau en béton armé soumis à un chargement axial a été proposée et comparée aux spécifications du code parasismique Algérien RPA99 / V2003. Les résultats indiquent que la longueur de la rotule plastique potentielle à confiner pour un poteau sous une charge axiale élevée est sous-estimée par le code sismique algérien actuel.

2.2. Configuration des essais

La configuration des essais et le mode d'application des forces peuvent être réduits au cas d'un poteau en porte à faux (Figure 2.1).

Les configurations utilisées dans ce mémoire sont :

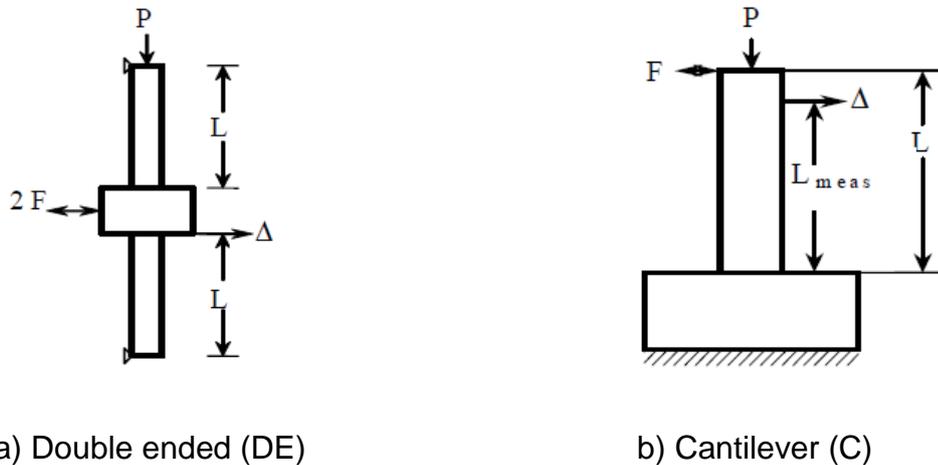


Figure 2.1: Configuration des essais

2.3. Description des spécimens

L'étude de l'effet du niveau de la charge axiale et du taux d'armatures transversales a été menée avec la comparaison des résultats expérimentaux des poteaux en béton armé étant soumis à un chargement cyclique.

Le choix s'est orienté vers des spécimens :

- du même programme de contrôle,
- de caractéristiques géométriques identiques,
- de caractéristiques mécaniques des matériaux identiques.
- de configuration de confinement identique à l'exception du pourcentage des aciers transversaux, ρ_t , et du niveau de la charge axiale, λ , qui font l'objet de notre étude.

2.3.1. Propriétés des matériaux :

Les propriétés des matériaux utilisés sont résumées dans les tableaux 2.2 et 2.3, et les notations employées pour les indiquer sont les suivantes :

f_c : La résistance à la compression du béton (Mpa).

f_{yl} : La limite élastique des armatures longitudinales (Mpa).

f_{yt} : La limite élastique des armatures transversales (Mpa).

2.3.2. Géométrie des Spécimens :

Les notations employées pour indiquer les propriétés géométriques des spécimens et le taux des renforcements longitudinal et transversal sont les suivantes :

H et B : Dimensions de la section du spécimen.

L : Longueur du spécimen.

ρ_l : Taux d'armatures longitudinales.

ρ_t : Taux d'armatures transversales.

\emptyset : Diamètre des aciers.

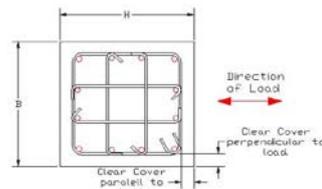
2.3.3. Configuration du confinement

Les configurations de confinement utilisées sont définies dans le tableau 2.1 et illustrées sur la figure 2.2.

Tableau 2.1 : Configuration du confinement

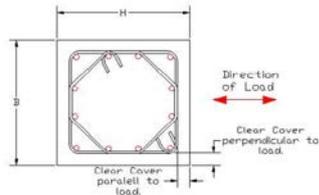
Notation	Description
RO	Cadres rectangulaires et orthogonaux
RI	Cadres rectangulaires et épingles
RJ	Cadres rectangulaires et crochets en J

Confinement Type RJ



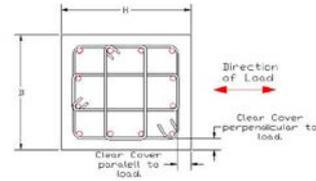
Notes: -Shown For
 -Total No. of Long bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

Confinement Type RO



Notes: -Shown For
 -Total No. of Long bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

Confinement Type RI



Notes: -Shown For
 -Total No. of Long bars = 12
 -No. of Intermediate bars = 2

Figure 2.2 : Configurations du confinement

Tableau 2.2 : Caractéristiques géométriques et chargement axial des spécimens testés [95, 96, 97, 98, 99 et 100].

Spécimen	f_c (MPa)	Charge Axial (kN)	Caractéristiques Géométriques			
			B(mm)	H(mm)	L(mm)	Conf
Effet du taux D'armatures transversales						
01	44	2112	400	400	1600	DE
02	44	2112	400	400	1600	DE
03	41	3280	400	400	1600	DE
04	40	3200	400	400	1600	DE
05	34	1782	350	350	1645	C
06	34	1782	350	350	1645	C
l'effet du niveau de la charge axiale						
03	41	3280	400	400	1600	DE
07	39	4368	400	400	1600	DE
06	34	1782	350	350	1645	C
08	34	831	350	350	1645	C
09	25.3	450	400	400	1400	C
10	27.1	675	400	400	1400	C
11	26.8	900	400	400	1400	C
12	37.6	705	250	250	625	C
13	37.6	1410	250	250	625	C
Chargement Bidirectionnel	14	37.6	705	250	625	C
	15	37.6	1410	250	625	C
16	32.2	6059	560	560	1200	C

Tableau 2.3 : Renforcement longitudinal et transversal des spécimens testés

Spécimen	Renforcement Longitudinal				Renforcement Transversal				
	\emptyset (mm)	Nbr Barres	Ratio ρ_l	f_{yl} (MPa)	\emptyset (mm)	f_{yt} (MPa)	Charg. Axial Ratio	Ratio ρ_t	
01	16	12	0.015	446	8	360	/	0.012	
02	16	12	0.015	446	7	364	/	0.008	
03	16	12	0.015	474	8	372	/	0.007	
04	16	12	0.015	474	6	388	/	0.003	
05	19.5	8	0.019	455.5	9.53	570	/	0.01	
06	19.5	8	0.019	455.5	9.53	570	/	0.02	
l'effet du niveau de la charge axiale									
03	16	12	0.015	474	8	372	0.50	0.007	
07	16	12	0.015	474	8	372	0.70	0.007	
06	19.5	8	0.019	455.5	9.53	570	0.42	0.02	
08	19.5	8	0.019	455.5	9.53	570	0.20	0.02	
09	19	12	0.021	497	6.35	459.5	0.11	/	
10	19	12	0.021	497	6.35	459.5	0.15	/	
11	19	12	0.021	497	6.35	459.5	0.21	/	
12	13	12	0.024	461	4	485	0.30	0.005	
13	13	12	0.024	461	4	485	0.60	0.005	
Chargement Bidirectionnel	14	13	12	0.024	461	4	485	0.30	0.005
	15	13	12	0.024	461	4	485	0.60	0.005
16	25	12	0.019	388	13	524	0.60	0.009	

Les tableaux 2.2 et 2.3 présentent toutes les caractéristiques spécifiques des spécimens. Les spécimens sont divisés en sections, chaque section correspond à une comparaison, et chaque comparaison comprend deux à trois spécimens : trois comparaisons pour l'étude de l'effet du taux d'armatures transversales et les cinq autres pour l'étude de l'effet du niveau de la charge axiale.

2.4. Analyse des résultats expérimentaux

Afin d'étudier l'effet du taux d'armatures transversales et le niveau de la charge axiale sur le comportement des poteaux en béton armé, la capacité de charge latérale et l'énergie totale dissipée dans le spécimen durant l'essai de chargement ont été évaluées.

La variation de l'amortissement visqueux équivalent (H_{eq}) a également été calculée à partir du premier cycle de boucles hystérésis à chaque déformation

imposée [101]. L'amortissement visqueux équivalent a été calculé en utilisant l'expression suivante :

$$H_{eq} = \frac{I}{4\pi} \frac{\Delta W}{W_e} \quad (2.1)$$

Où : ΔW est la zone délimitée par un cycle de boucle d'hystérésis, et W_e est l'énergie potentielle équivalente.

2.4.1. Courbes force latérale-déplacement

La série de courbes est illustrée en utilisant la force mesurée par la cellule de charge du vérin. Cette force ne permet cependant pas de quantifier complètement les efforts de flexion induits dans le poteau puisqu'une partie de ces efforts provient d'une excentricité dans l'application de la charge axiale. Une seconde série de courbes est alors présentée en tenant compte de l'effet $P-\Delta$. Les historiques de chargement fournis par les auteurs des essais ont été modifiés le moins possible. En cas de besoin, les unités ont été converties au KN et mm, et en fonction de la configuration de l'essai un coefficient de 1/2 est introduit dans l'historique de chargement horizontal de sorte à ce que toutes les configurations des essais peuvent être ramenées à la configuration Cantilever. Dans certains cas, les historiques de chargement fournis sont ceux de la force latérale brute, et dans d'autre cas, les auteurs des essais ont modifié l'historique pour prendre en compte l'effet $P-\Delta$. Ces effets peuvent être significatifs, en particulier pour des essais avec des charges axiales élevées et de grands déplacements. A mesure que le déplacement augmente à son point d'application, la contribution de la charge axiale au moment s'amplifie. On constate alors une baisse de la force mesurée au niveau du vérin.

Pour tenir compte de l'effet $P-\Delta$, les forces fournies dans la base de données sont traitées dans leurs composantes verticales et horizontales si nécessaires. La composante verticale peut être approximer à P, la charge axiale fournis dans la base de données. La composante horizontale de la charge axiale doit être additionnée ou soustraite à la force latérale appliquée pour obtenir la force latérale nette (corrigée).

Pour tenir compte des effets $P-\Delta$, on doit tenir compte du type d'historique de chargement illustré sur la figure 2.3.

Type I: Les données de forces-déplacements ont été fournies par les chercheurs sous forme de force horizontale nette, F_H , en fonction du déplacement, Δ , à L_{meas} .

$$F_{Rep} = F_H \quad (2.2)$$

Type II: Les données fournies par les chercheurs représentent le chargement latéral appliqué par le vérin horizontal, mais la composante horizontale de la charge axiale n'a pas été introduite. Dans ce cas, la composante horizontale de la charge axiale doit être rajoutée à la force reportée, F_{rep} , pour obtenir la force horizontale nette, F_H .

$$F_H = F_{rep} + PL_{Top}/\Delta \quad (2.3)$$

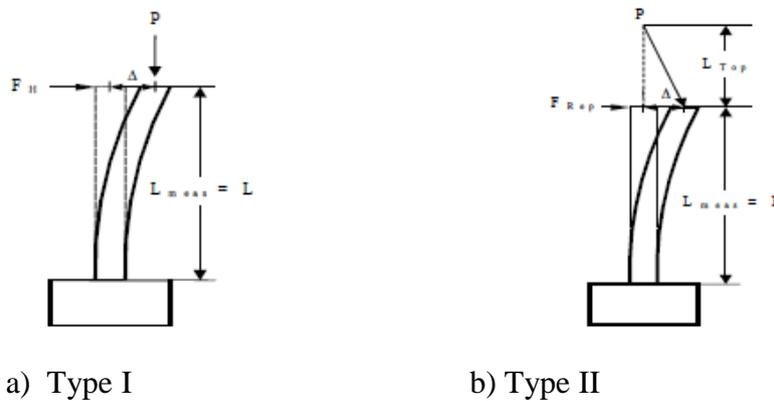


Figure 2.3 : Correction de l'effet P- Δ

2.4.2. Paramètres de ductilité

Le facteur le plus important pour qu'une structure se comporte de façon adéquate lors d'un séisme est sa ductilité. La ductilité est la capacité de la section à subir des déformations inélastiques avant sa rupture. Cette capacité de se déformer de façon inélastique peut être évaluée en calculant la ductilité structurelle ou sectionnelle de la section testée ou en évaluant l'énergie dissipée au cours des cycles de chargement.

Les ductilités sectionnelle et structurelle peuvent être évaluées à partir des termes de la courbe idéalisée [102]. Le passage d'une courbe cyclique à une courbe monotonique se fait en utilisant la courbe enveloppe moyenne montrée à la figure 2.4.

La courbe idéalisée, telle que suggérée par Park, est illustrée à la figure 2.4. La partie ascendante de la courbe est définie par une droite passant par l'origine et le point de la courbe enveloppe à 75 % de la force ou du moment maximal. La déformation ultime est définie sur la courbe enveloppe lorsque le moment ou la force a subi une diminution de 20 % par rapport à la valeur maximale. Si la rupture ou le flambement d'une barre longitudinale se produit avant ce point, la déformation ultime sera définie en fonction de la rupture ou du flambement.

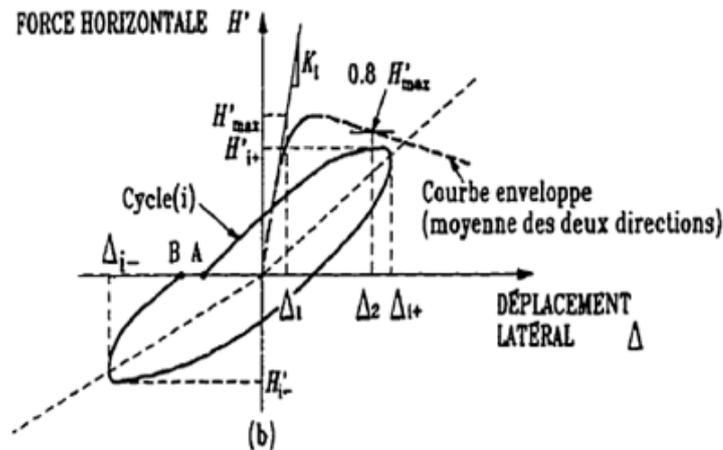


Figure 2.4 : Courbes enveloppes [103].

2.4.2.1. La ductilité structurale

La ductilité structurale des poteaux est définie par :

$$\mu_{\Delta I} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (2.4)$$

Où : Δ_2 est le déplacement selon la courbe idéalisée ultime du sommet du poteau, et Δ_{yI} est le déplacement élastique selon la courbe idéalisée.

2.4.2.2. La ductilité sectionnelle

La ductilité sectionnelle est donnée par :

$$\mu_{\phi I} = \frac{\phi_2}{\phi_{yI}} \quad (2.5)$$

Où : ϕ_2 et ϕ_{yI} sont respectivement les courbures ultime et élastique du poteau dans la zone de formation de la rotule plastique.

2.5. Capacité de dissipation de l'énergie

La capacité de la section à subir des déformations plastiques peut aussi être évaluée en utilisant des paramètres énergétiques. L'énergie hystérétique est définie comme étant l'aire à l'intérieur de la courbe d'hystérésis et correspond à l'énergie dissipée par déformation inélastique dans le poteau. Tous les paramètres énergétiques seront calculés à partir des courbes force corrigée-déplacement. L'énergie hystérétique est donc égale à :

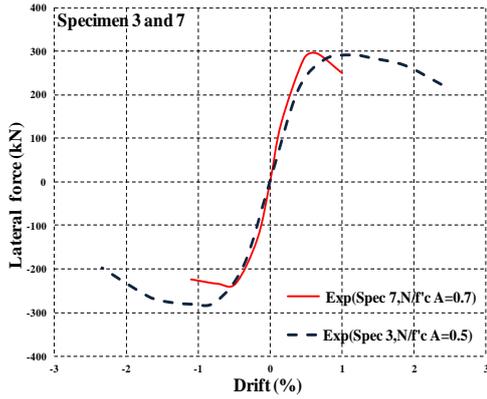
$$E = \oint H' d\Delta \quad (2.6)$$

Où, H' , représente la force latérale incluant l'effet $P - \Delta$ appliquée au sommet du poteau, et Δ le déplacement du sommet du poteau.

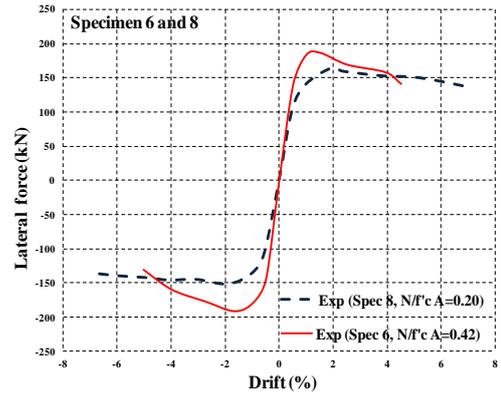
2.6. Effet du niveau de la charge axiale

Sur la base de l'analyse des résultats des tests, représentés sur les figures. 2.5, 2.6 et 2.7, des onze spécimens sous différentes intensités de charge axiale, les observations suivantes peuvent être tirées :

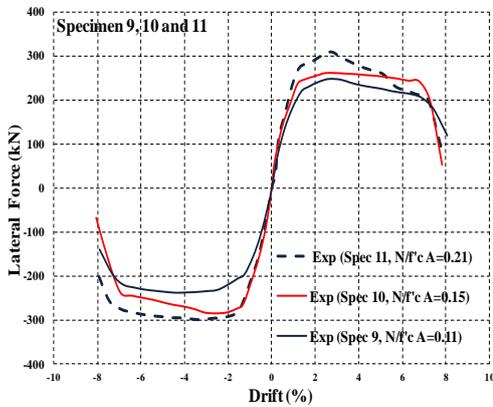
- La déformation élastique reste plus ou moins constante pour les différents taux de charge axiale,
- Le palier post-élastique a diminué de façon significative avec l'augmentation du taux de la charge axiale,
- La capacité de charge latérale des poteaux augmente avec l'augmentation du taux de la charge axiale.



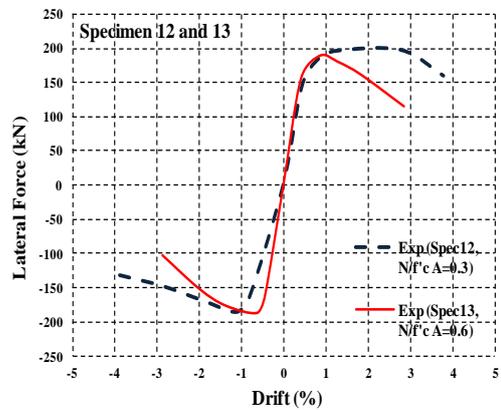
(a) Spécimen 3 et 7



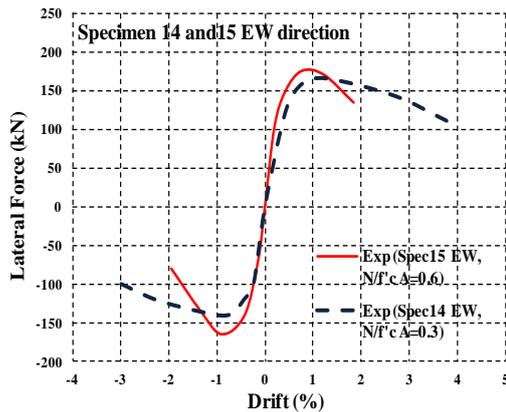
(b) Spécimen 6 et 8



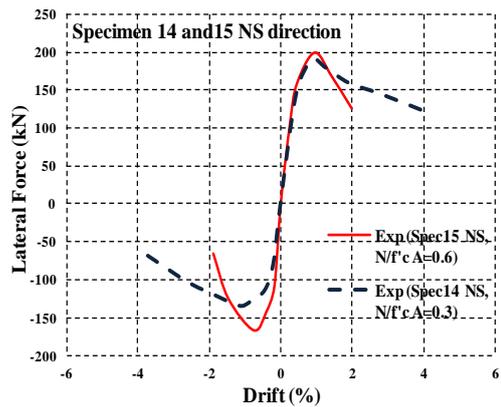
(c) Spécimen 9,10 et 11



(d) Spécimen 12 et 13



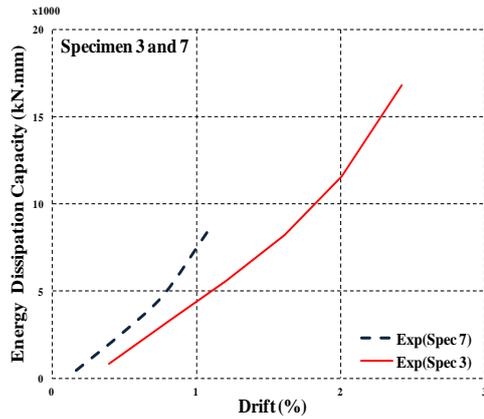
(e) Spécimen 14 et 15 (direction EW)



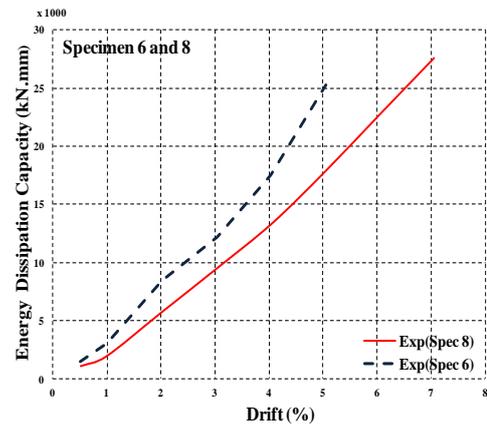
(f) Spécimen 14 et 15 (direction NS)

Figure 2.5 : Courbes force latérale-déformation (Effet du niveau de la charge axiale).

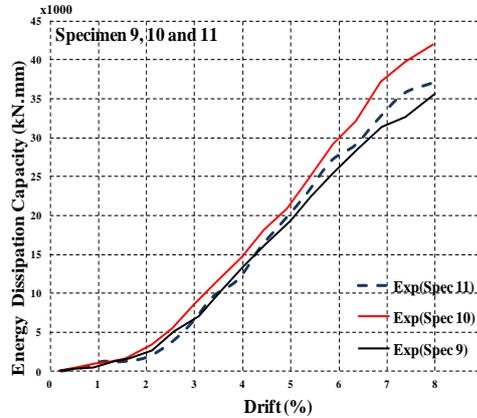
Pour les spécimens sous une charge unidirectionnelle, et au-delà d'une certaine limite, l'augmentation de l'intensité de charge axiale entraîne une diminution rapide de l'énergie dissipée par les poteaux. Ces observations sont également valables pour les spécimens sous une charge bidirectionnelle, comme le montrent les résultats des échantillons 14 et 15 [99 et 100].



(a) Spécimen 3 et 7

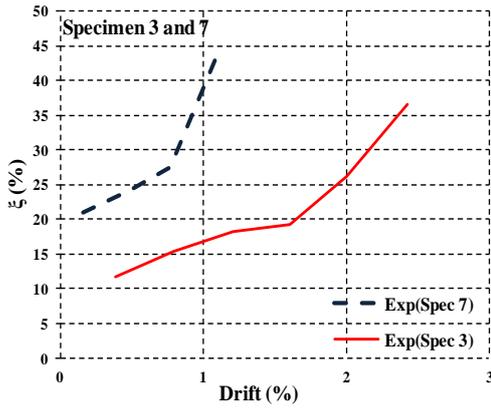


(b) Spécimen 6 et 8

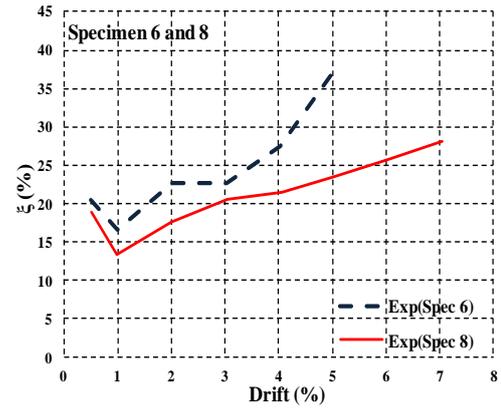


(c) Spécimen 9,10 et 11

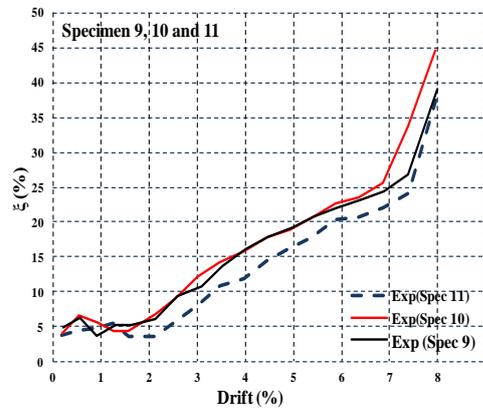
Figure 2.6 : Courbes de dissipation d'énergie -déformation (Effet du niveau de la charge axiale).



(a) Spécimen 3 et 7



(b) Spécimen 6 et 8



(c) Spécimen 9,10 et 11

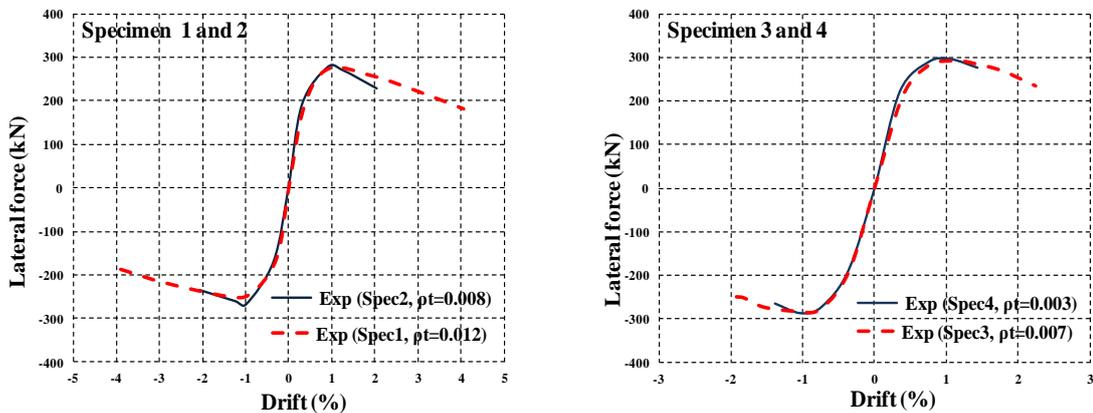
Figure 2.7 : Courbes de L'amortissement visqueux équivalent-déformation (Effet du niveau de la charge axiale).

L'augmentation du niveau de la charge axiale provoque une diminution des niveaux de ductilité comme le montre clairement la Figure 2.5. Cela indique que les poteaux sujets à un niveau de charge axiale important peuvent subir des dommages importants lors d'un séisme.

2.7. Effet du taux d'armatures transversales

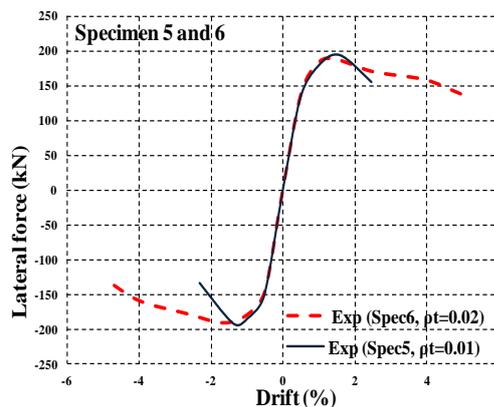
Sur la base de l'analyse des résultats des tests, représentés sur les figures. 2.8, 2.9 et 2.10, des six spécimens sous différents taux d'armatures transversales, les observations suivantes peuvent être tirées :

- Le palier post-élastique augmente de façon significative avec l'augmentation du taux d'armatures transversales (ρ_t),
- La capacité de dissipation d'énergie des poteaux augmente avec l'augmentation du taux d'armatures transversales.
- Pour les spécimens analysés, la quantité des armatures transversales n'a pas d'effet significatif sur la capacité de charge latérale des poteaux ainsi que sur la déformation élastique, (δ_y).



(a) Spécimen 1 et 2

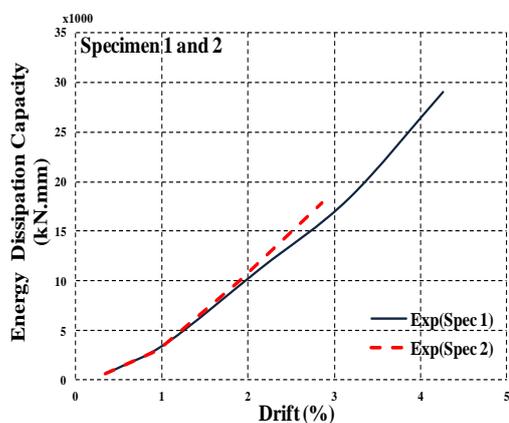
(b) Spécimen 3 et 4



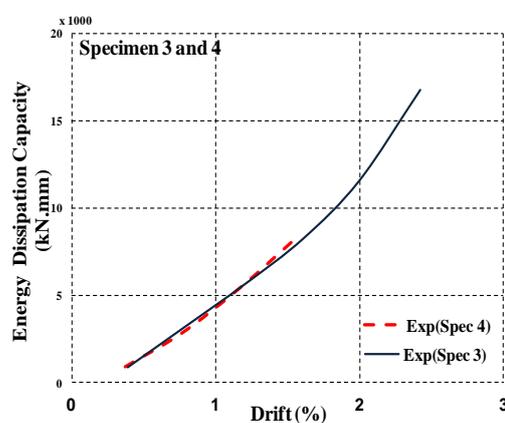
(c) Spécimen 5 et 6

Figure 2.8 : Courbes force latérale-déformation (Effet du taux d'armatures transversales).

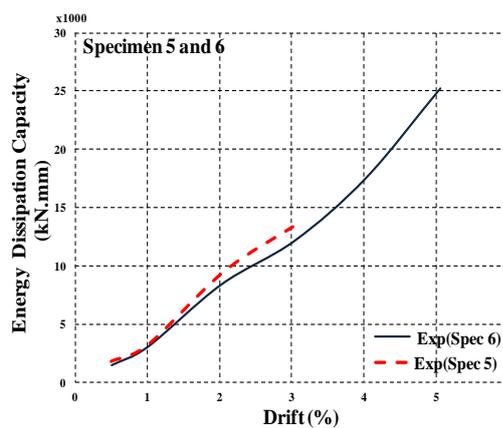
L'augmentation du taux d'armatures transversales provoque une augmentation des niveaux de ductilité comme le montre la figure 2.8 pour les spécimens ayant des taux d'armatures transversales qui varient entre 0.32% et 2%.



(a) Spécimen 1 et 2



(b) Spécimen 3 et 4



(c) Spécimen 5 et 6

Figure 2.9 : Courbes de dissipation d'énergie -déformation (Effet du taux d'armatures transversales).

Comme illustré dans les Figures 2.9 et 2.10, l'amélioration de la ductilité du fait de l'augmentation du taux d'armatures transversales conduit à une augmentation de l'énergie dissipée ainsi que de l'amortissement visqueux équivalent.

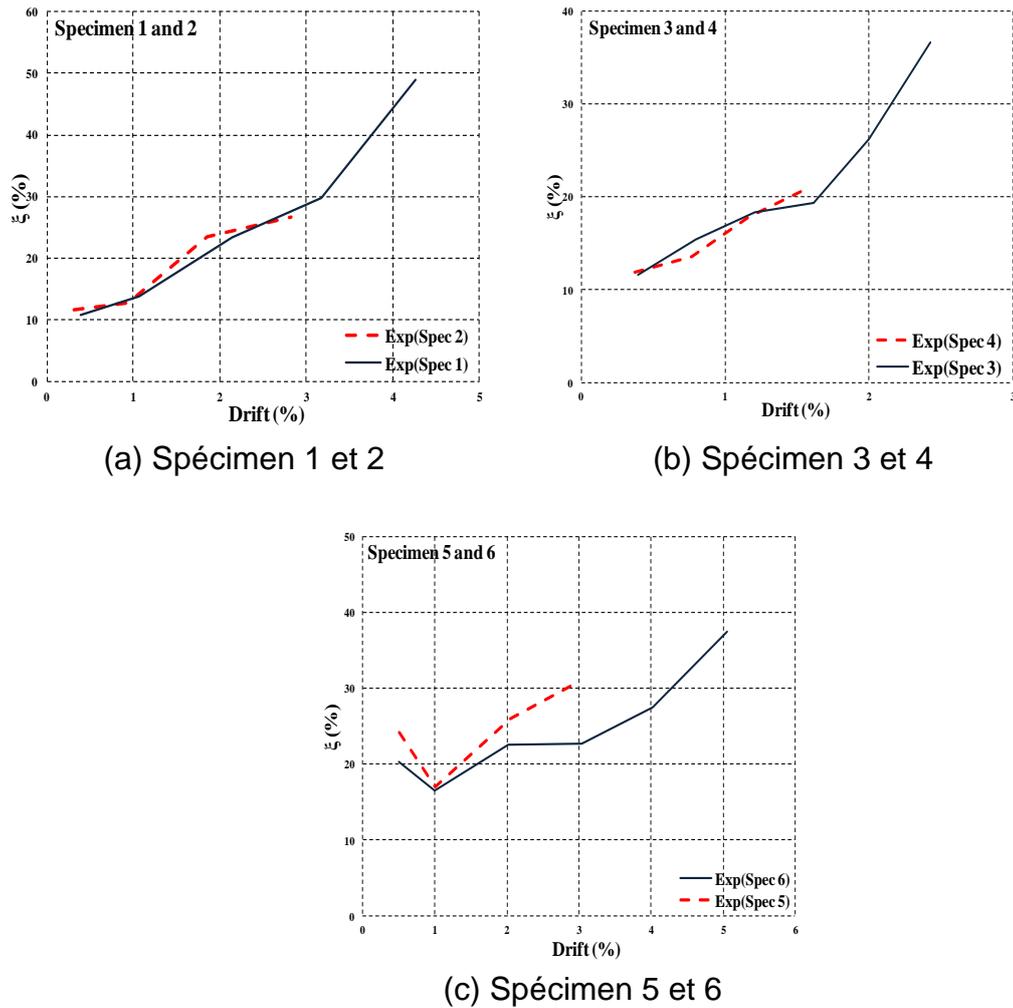


Figure 2.10 : Courbes de L'amortissement visqueux équivalent-déformation (Effet du taux d'armatures transversales).

D'après ces observations, on peut conclure que le niveau de la charge axiale et le taux d'armatures transversales ont des effets significatifs sur la ductilité ultime des poteaux, qui augmente avec la quantité d'armatures transversales et diminue avec l'augmentation du niveau de la charge axiale.

2.8. Effet de la charge axiale sur la courbe hystérésis

L'augmentation de la charge axiale constante de $0.3f'_cA_g$ à $0.6f'_cA_g$ pour les spécimens sous un chargement horizontal unidirectionnel entraîne une réduction de la capacité de déformabilité, définie dans cette étude comme étant la déformation correspondante à une baisse de 20% de la résistance à la flexion et en augmentant la dégradation de la résistance à la flexion après le pic. Cependant, les boucles d'hystérésis pour le spécimen sous une charge axiale élevée seront plus large que celles du spécimen sous une charge axiale modérée, ce qui montre un certain pincement comme illustré à la figure 2.11.

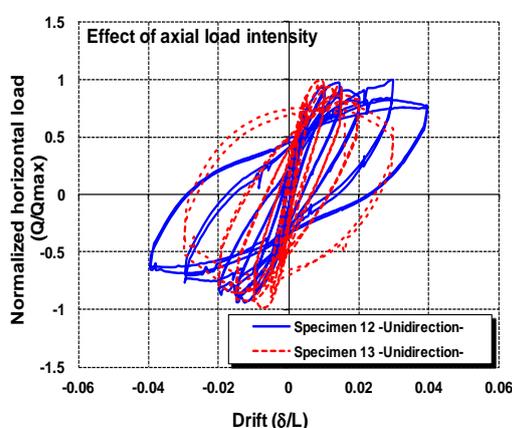


Figure 2.11 : Comparaison des courbes hystérésis des spécimens 12 et 13

2.9. Effet du mode de chargement sur la relation force-déplacement relatif

Le chargement bidirectionnel a réduit la capacité de résistance à la flexion pour les spécimens de petite échelle sous un chargement axial de $0.3f'_cA_g$ et a augmenté l'énergie dissipée comme illustré à la figure 2.12(a) et 2.12(b). Cependant, pour les spécimens sous $0.6f'_cA_g$ la résistance à la flexion, la déformabilité et l'énergie dissipée ont été réduites comme illustré à la figure 2.12(c) et 2.12(d).

Ceci peut-être attribué aux dommages du béton, car pour le béton soumis à un chargement bidirectionnel les 4 faces du poteau seront soumises à une forte force de compression, alors que pour le chargement unidirectionnel, seules 2 faces sont soumises à une forte compression.

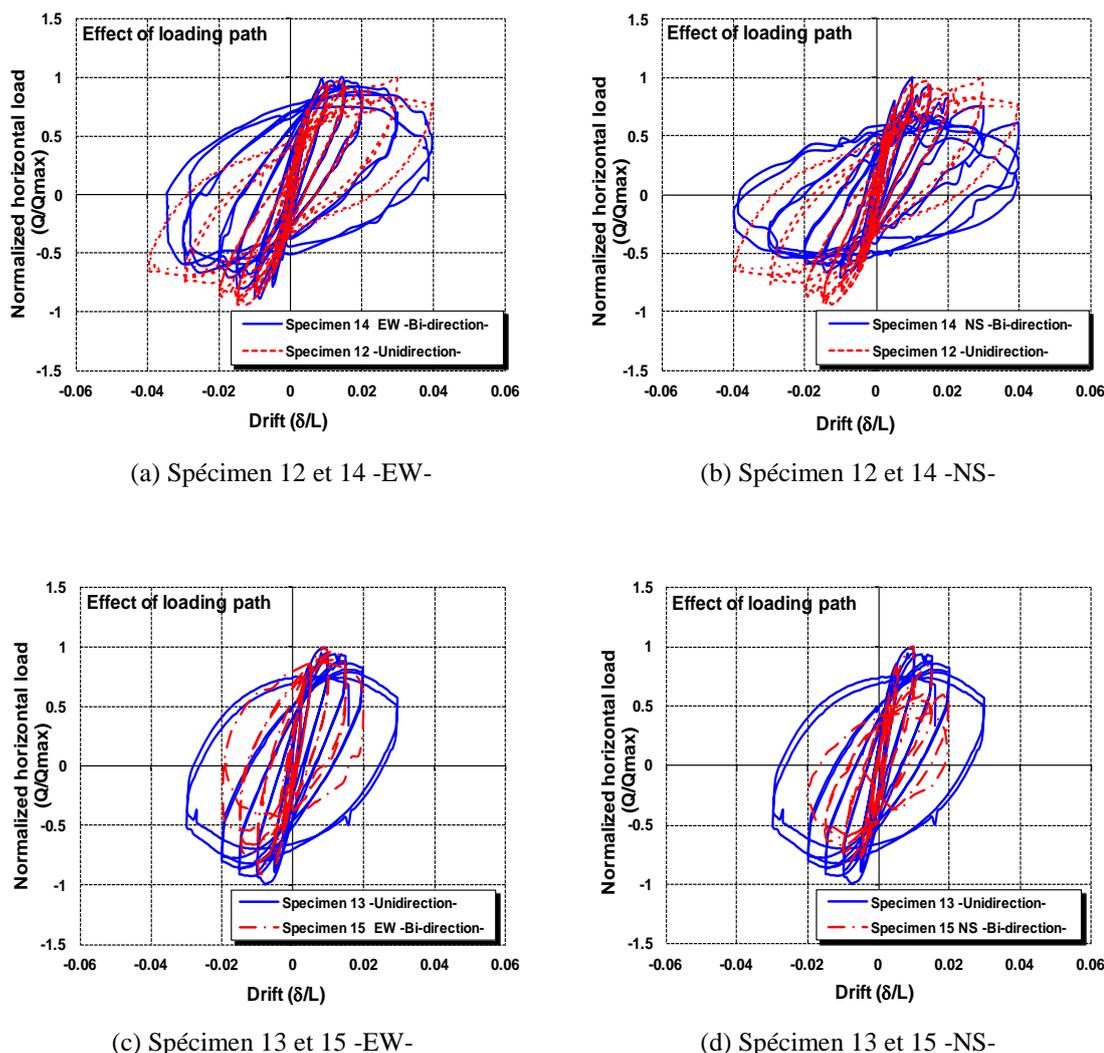


Figure 2.12 : Effet du mode de chargement sur la relation force-déplacement relatif

2.10. Effet de l'intensité de la charge axiale sur la relation déformation axiale-courbure normalisé

L'intensité de la charge axiale a eu un effet significatif sur le raccourcissement des poteaux, comme le montre la figure 2.13. La déformation axiale a été définie comme étant l'allongement / raccourcissement mesuré à la base du poteau, divisé par sa profondeur.

Comme on peut le voir, le spécimen 12, chargé de manière unidirectionnelle et sous une charge axiale modérée de $0.3f'_cA_g$ a montré plus d'allongement, 0,35%, que de raccourcissement, 0,15%. De la même manière, le spécimen 13, sous deux fois la charge axiale appliquée au spécimen 12, n'a montré qu'un raccourcissement tout le long du test.

Il convient de mentionner ici que le spécimen 14, chargé de manière bidirectionnelle, n'a montré qu'un raccourcissement dès le début de l'essai même s'il était soumis à une charge axiale modérée, $0.3f'_cA_g$. De ce fait le mode de chargement ainsi que le niveau de la charge axiale ont une influence significative sur la performance sismique des poteaux.

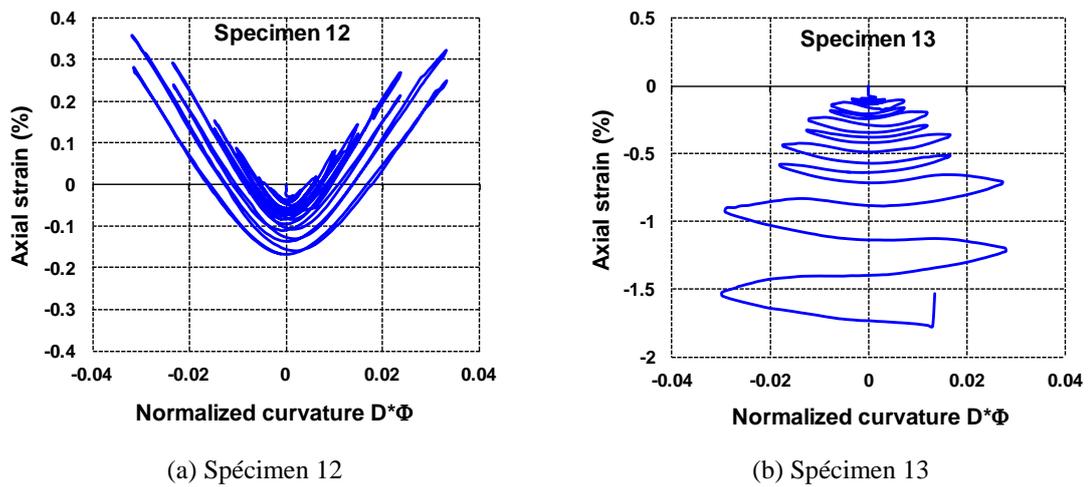


Figure 2.13 : Courbe de la relation déformation axiale- courbure normalisé sous un chargement horizontal unidirectionnel

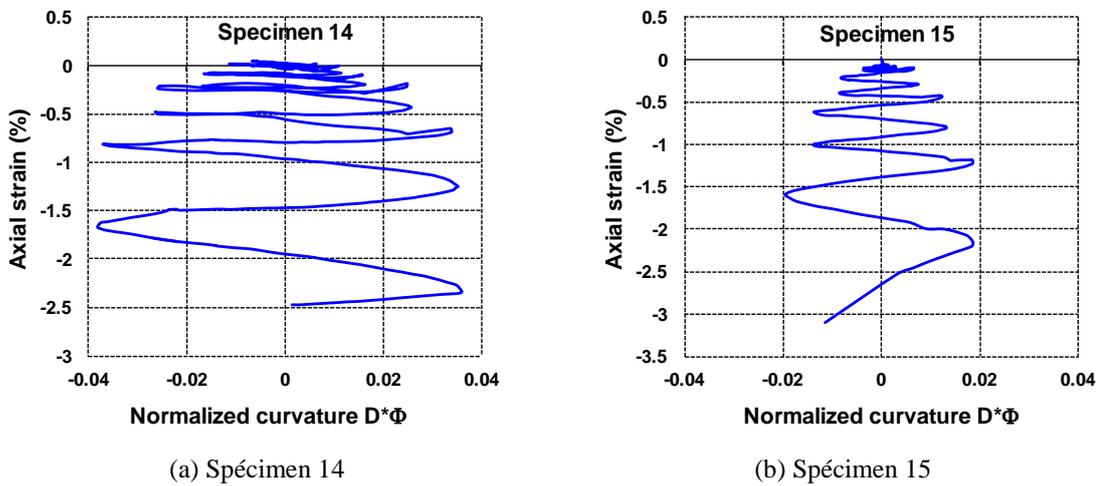


Figure 2.14 : Courbe de la relation déformation axiale- courbure normalisé sous un chargement horizontal bidirectionnel

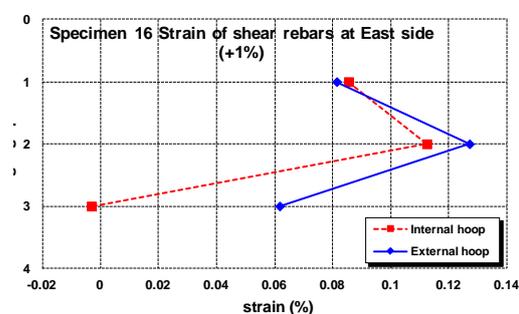
2.11. La distribution des déformations dans les armatures longitudinales et transversales

Durant le test, on a constaté d'abord l'éclatement du béton d'enrobage suivi d'un flambement de l'armature longitudinale d'angle. À mesure de la progression du test, le béton au niveau des angles a commencé à écraser et la capacité de charge a progressivement diminué lorsque les dommages ont pénétré vers le noyau du poteau.

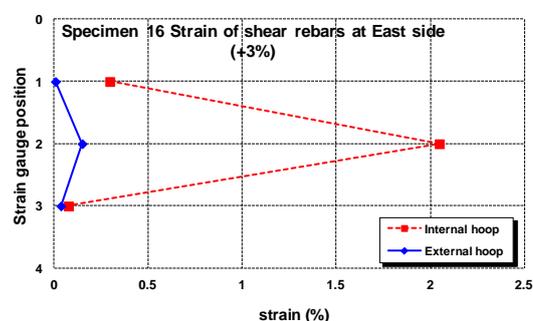
La figure 2.15 montre la répartition de la déformation dans l'armature de cisaillement du côté Est à 1% et 3% de déplacement relatif du spécimen, et ce à 3 emplacements des cadres à différentes hauteurs du poteau comme indiquée à la figure 2.16(b). La déformation du cadre externe a commencé à se réduire, alors même qu'une augmentation de la déformation du cadre interne a eu lieu.

Cela signifie que le béton à la périphérie du noyau a été sévèrement endommagé, de sorte que la surface de béton efficace a considérablement diminué. En tenant compte des dégâts observés et des résultats obtenus en utilisant la distribution de la déformation dans les armatures transversales; La section des poteaux a été classée en quatre (04) zones. Ces zones sont illustrées à la figure 2.17 et classées de 1 à 4. Le numéro de chaque zone indique l'ordre d'écrasement du béton.

La distribution des déformations sur la hauteur du poteau pour les armatures longitudinales d'angle, est représentée sur la figure 2.18 à 2% de déplacement relatif. La déformation maximale enregistrée a eu lieu soit dans la deuxième ou troisième position comme montrée à la figure 2.16(a).



(a):1% de déplacement relatif



(b):3% de déplacement relatif

Figure 2.15 : Distribution des déformations dans le renforcement transversal

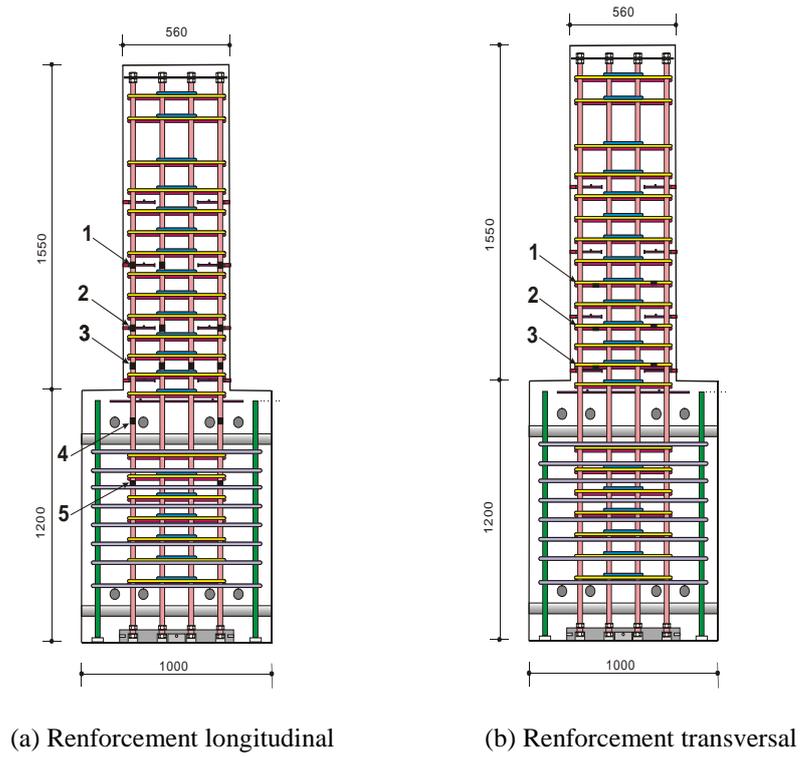


Figure 2.16: Position des gauges de déformation

-  **Area 1**
-  **Area 2**
-  **Area 3**
-  **Area 4**

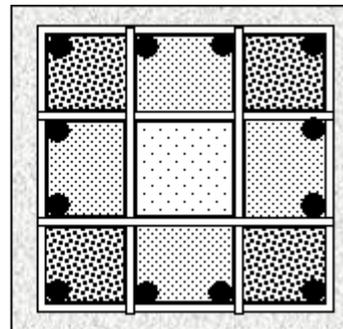
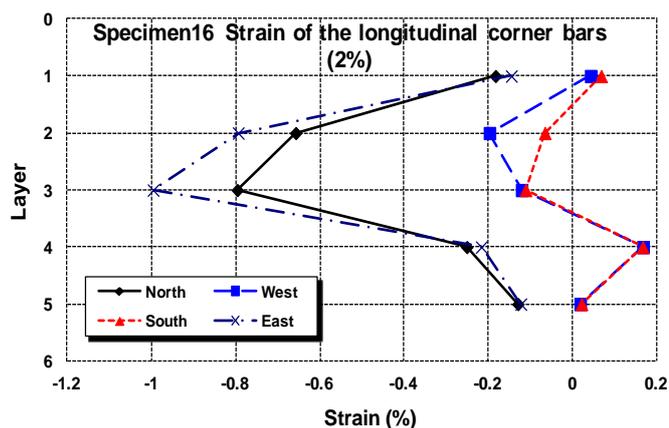


Figure 2.17 : Les zones de la progression des dommages



(a) Spécimen 16

Figure 2.18 : La distribution des déformations dans le renforcement longitudinal

2.12. Influence de l'Effet d'échelle sur le comportement sismique des poteaux

Afin de mettre en évidence l'effet d'échelle sur le comportement sismique des poteaux, on a procédé à une évaluation des dommages pour les deux spécimens 13 et 16, petite et grande échelle respectivement.

Le spécimen 13 a montré un léger flambement de l'armature longitudinale d'angle à hauteur de $0,4D$. La hauteur du béton éclaté varie entre $1,0D$ et $1,4D$ de la base du poteau, où "D" est la section du poteau.

Pour le spécimen 16, le béton d'enrobage a subi un éclatement jusqu'à une hauteur comprise entre $0,5D$ et $1,4D$. Parmi les 12 renforts longitudinaux, seules deux barres sont restées droites, tandis que les autres ont subis un flambement à la fin du test. Les largeurs de fissuration étaient d'environ 4 à 5 mm du côté ouest. À 3% de déformation, les fissures verticales pour le spécimen 16 se sont propagées jusqu'à $1,6D$ de hauteur. La hauteur du béton éclaté à la base du poteau se situe entre $1,1D$ et $1,6D$. Tous les renforts longitudinaux ont subis un flambement sauf deux barres au côté des angles Sud et Est. Les barres flambées avaient une forme "S" entre $0,2D$ et $0,8D$.

Les remarques suivantes sont tirées à partir des dommages observés sur les spécimens 13 et 16:

- La zone de béton éclatée augmente de manière significative avec l'augmentation de l'échelle des poteaux (grande échelle), comme le montre la figure 2.19 et la figure 2.21 .On voit clairement que pour le poteau à

petite échelle, les dommages sont concentrés au droit de la partie inférieure du poteau.

- Le flambement de l'armature longitudinale est plus important avec des poteaux à grande échelle pour le même déplacement comme illustré dans la figure 2.20, par exemple.

On peut conclure que l'effet d'échelle a également une influence significative sur la performance sismique des poteaux, en particulier sur la nature et l'étendu des dommages subis.

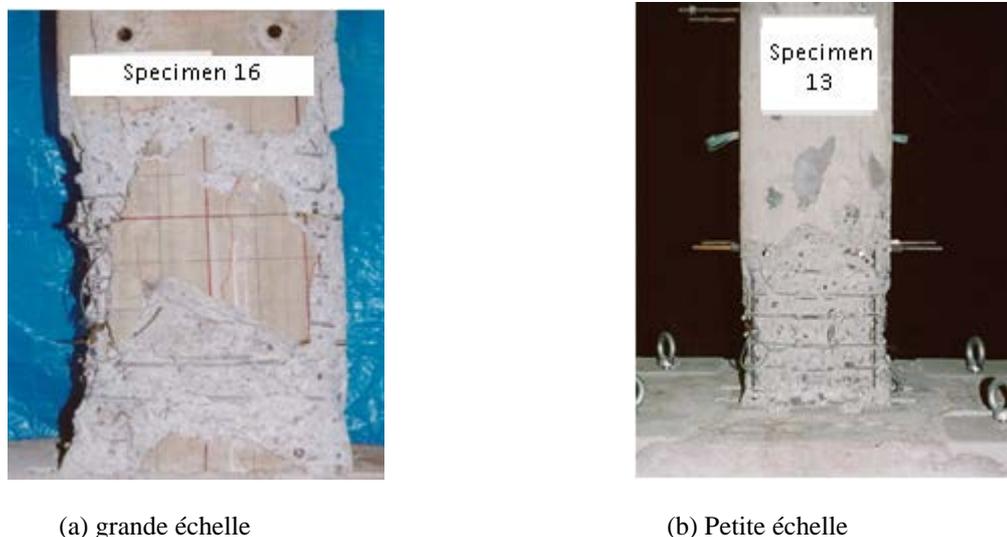
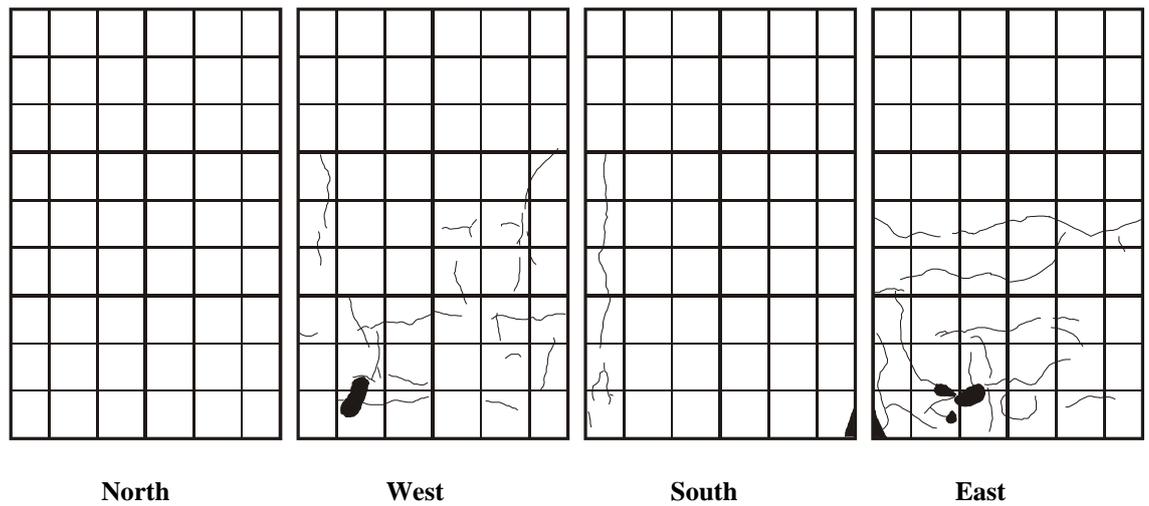


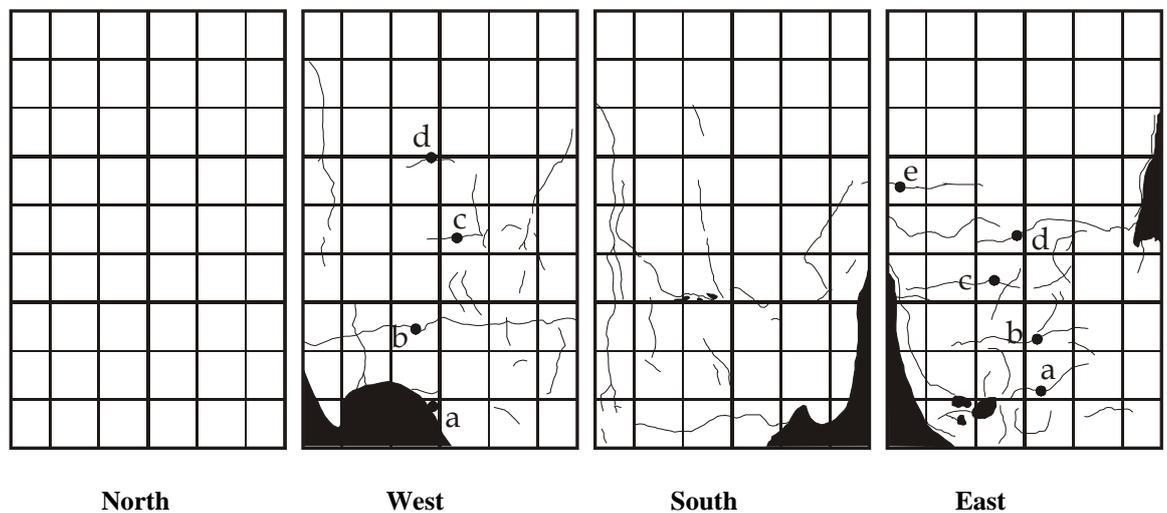
Figure 2.19 : Les dommages sur spécimens sous une charge axiale constante et un chargement horizontal unidirectionnel



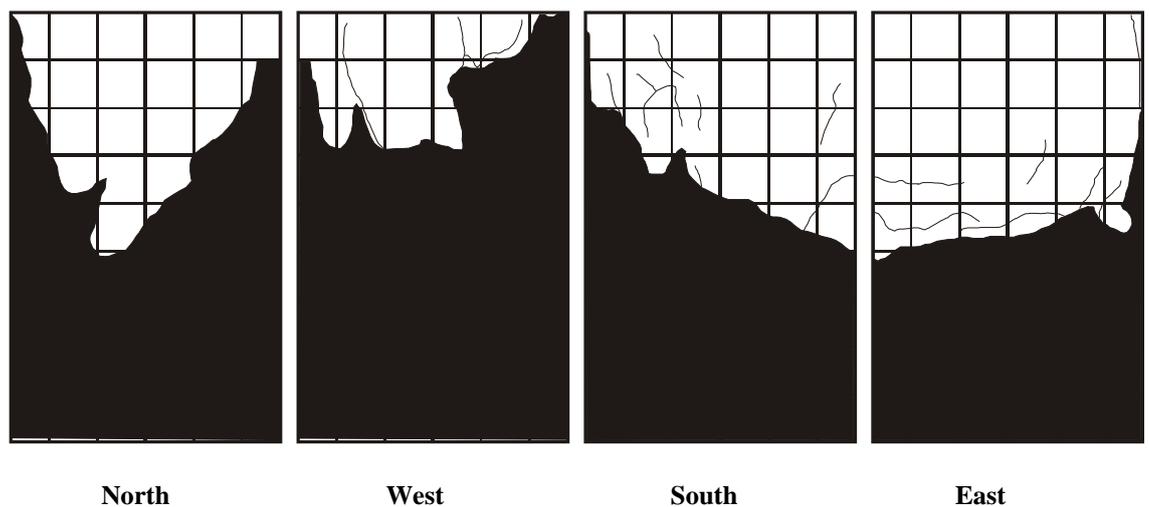
Figure 2.20 : Expansion des renforts transversaux, flambement des armatures longitudinales et rupture du béton



(a) 1% de déplacement relatif



(b) 2% de déplacement relatif



(c) Les dommages à la fin du test

Figure 2.21 : La progression des dommages pour le spécimen 16

Tableau 2.4 : Longueurs de flambement pour le spécimen 16

L1N6B		
Side	Bar number	Buckling Start End (cm)
North	N1	10-30
	N2	10-30
	N3	No buckling
West	W1	10-40
	W2	15-50
	W3	No buckling
South	S1	10-40
	S2	10-40
	S3	10-35
East	E1	10-30
	E2	10-30
	E3	10-30

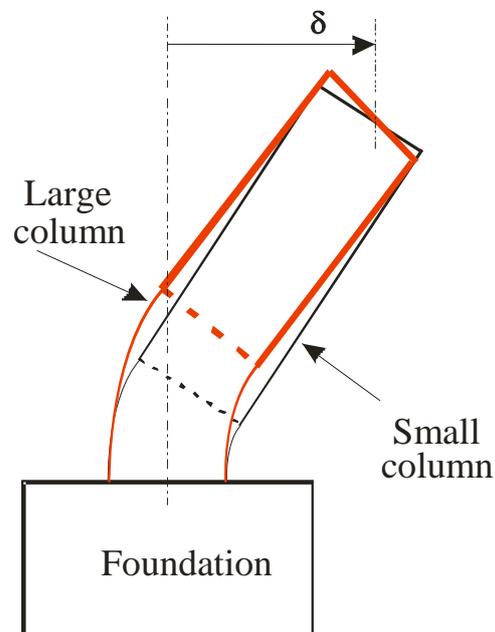
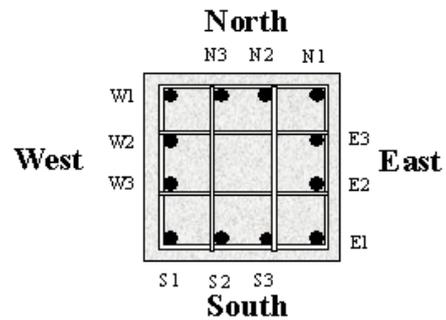


Figure 2.22 : Effet d'échelle

2.13. Proposition d'une Équation pour la région confinée d'un poteau (zone nodale)

Le code sismique algérien RPA 99 / v2003 [114] propose une région confinée d'une longueur L_c . Cette zone nodale (zone critique) est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, et sa longueur est définie comme suit:

$$L_c = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \quad (2.7)$$

Où, h_e est la hauteur libre du poteau, b_1 et h_1 sont les sections transversales du poteau.

Comme indiqué dans l'équation 2.7, la zone confinée est indépendante du rapport de la charge axiale, ce qui n'est pas conforme aux résultats de l'expérience observée. En 1989, S. Watson [95] a proposé une région confinée qui prend en compte l'intensité de la charge axiale donnée par:

$$L_c/D = 1 + 2.8 \frac{N}{f'_c A_g} \quad (2.8)$$

En se basant sur la longueur d'éclatement du béton mesurée lors des tests pour seize (16) spécimens, sous différents rapports de charge axiale, une longueur confinée requise est proposée. L'équation peut être écrite comme suit:

$$L_c/D = 1.42 + 0.63 \frac{N}{f'_c A_g} \quad (2.9)$$

L'équation (2.9) que nous avons proposée a donné des valeurs de $L_c = 1.42 D$ et $1.8 D$ pour un effort normal réduit compris entre $N/f'_c A_g = 0$ et 0.6 , respectivement. Pour les mêmes rapports de charge axiale, l'équation de Watson donne des valeurs de $L_c = 1.0 D$ et $2.68 D$.

L'équation de Watson et l'équation proposée sont comparées aux résultats expérimentaux dans la figure 2.23. Comme on peut le voir sur la figure, l'équation de Watson a sous-estimé la région confinée pour un rapport de charge axiale $N/f'_c A_g \leq 0.2$ et l'a par contre surestimé au-delà de cette valeur par rapport à l'équation proposée.

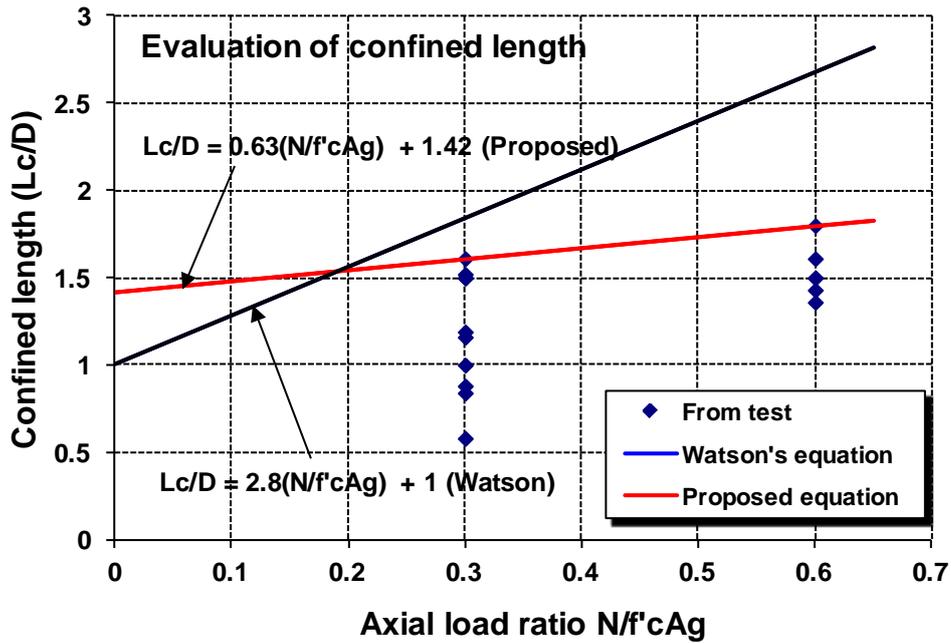


Figure 2.23 : Prédiction de la longueur de confinement et résultats des tests

Les dommages observés pour les spécimens à grande échelle ont indiqué que la longueur de la rotule plastique potentielle à confiner pour un poteau soumis à une force de compression axiale élevée, $0.6f'_cA_g$, tel que spécifiée par le code sismique algérien actuel RPA99 / v2003, est sous-estimée. La région confinée doit être étendue pour éviter la rupture du poteau en dehors de la région de la rotule plastique spécifiée dans le code.

2.14. Conclusion

Le but de cette recherche est d'étudier l'effet de certains paramètres cruciaux sur la performance sismique des poteaux en béton armé. Principalement, deux paramètres d'essai ont été sélectionnés dans notre étude ; l'intensité de la charge axiale et les rapports de renforcement transversal.

Certains des principaux résultats tirés de plusieurs programmes expérimentaux réalisés par nos soins et par d'autres chercheurs, de seize poteaux en béton armé ont été présentés et discutés dans ce chapitre.

Les principales conclusions de cette recherche ont été résumées ci-après:

- L'intensité de la charge axiale et les rapports des renforcements transversaux ont une influence significative sur la résistance, les déplacements maximum atteints ainsi que sur la capacité de dissipation d'énergie des poteaux en béton armé.
- La direction de chargement, unidirectionnel ou bidirectionnel, a une influence significative sur la performance sismique des poteaux ainsi que sur le type et l'étendu des dommages observés.
- En tenant compte des dommages observés et des résultats des jauges au droit du renforcement transversal; La section transversale du poteau a été classée en quatre zones de 1 à 4 selon l'ordre de ruine.
- La zone d'éclatement du béton augmente considérablement avec l'échelle des poteaux choisie. Cela a été clairement établi en observant les dommages sur le spécimen 13 (petite échelle) et du spécimen 16 (grande échelle).
- Le flambement des renforts longitudinaux est plus important dans les poteaux à grande échelle pour le même déplacement.

- Les dommages observés pour le spécimen à grande échelle ont indiqué que la longueur de la rotule plastique potentielle à confiner pour un poteau soumis à une force de compression axiale élevée, $0.6f'_cA_g$ spécifiée par le code sismique algérien actuel RPA 99 / v2003, est sous-estimée. La région confinée doit être étendue pour éviter la ruine du poteau en dehors de la région de la rotule plastique spécifiée du code. Sur la base des données obtenues à partir du programme expérimental choisi, l'équation relative à la région confinée en fonction de la section du poteau et de l'intensité de la charge axiale appliquée a été proposée.

CHAPITRE 3

ANALYSE NUMERIQUE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

3.1. Introduction

Dans le but d'estimer numériquement les effets des taux de la charge axiale et des armatures transversales, plusieurs modèles en éléments finis ont été élaborés en utilisant le logiciel Seismo-struct, qui est capable de prédire le comportement de structures avec de larges déplacements sous chargement statique ou dynamique, en tenant compte des non-linéarités géométriques et des matériaux. Le comportement des poteaux en B.A est un facteur important déterminant la performance de toute la structure contre une action sismique. Par conséquent prédire le niveau d'endommagement des poteaux dû à un séisme joue un rôle majeur dans la prédiction de la vulnérabilité sismique de la structure. En général, le niveau d'endommagement est déterminée à travers le taux de ductilité de déplacement définit comme étant le rapport entre le déplacement latéral maximal et le déplacement correspondant à l'écoulement de la section. La capacité de déformation des poteaux en béton armé est affectée par une série de paramètres notamment : l'intensité de l'effort normal, le confinement, l'élancement du poteau et la résistance du béton et de l'acier. La prédiction de dommage structurel sous charge cyclique a été largement étudié et divers modèles ont été proposés.

Dans un premier temps, une évaluation de la capacité des modèles numériques élaborées, à simuler le comportement réel des poteaux en béton armé soumis aux chargements cycliques est présentée mettant en évidence l'effet des deux paramètres étudiés, taux d'armatures transversales et le niveau de la charge axiale. Les résultats de l'analyse sont présentés ci-dessous. Ensuite, une évaluation d'un modèle de prédiction des dommages, à savoir, Park et Ang. (1985), a été menée à l'aide de la modélisation numérique validée dans ce chapitre. En cette deuxième étape, l'influence du taux d'armatures transversales et le niveau de la charge axiale a été étudiée grâce à ce modèle en termes de niveau d'endommagement des poteaux en béton armé.

3.2. La modélisation numérique

3.2.1. La non-linéarité géométrique

De larges déplacements/rotations et de larges déformations indépendantes, relatifs aux accords des éléments structuraux (A l'exemple de l'effet P- Δ) sont pris en considération dans Seismo-Struct, par l'emploi d'une formulation de co-rotation totale [104].

Le développement de la formulation de co-rotation totale est basé sur la description exacte des transformations cinématiques associées avec les grands déplacements et rotations tridimensionnelles des éléments poteaux-poutres. Cela conduit à la définition correcte des déformations indépendantes des éléments et des forces, ainsi que pour la définition naturelle des effets de la non-linéarité géométrique sur la matrice rigidité.

Le développement de cette formulation considère, sans perdre son caractère général, de petites déformations relatives aux nœuds des éléments, malgré la présence de grands déplacements nodaux et rotations. Dans le système local de nœuds des éléments poteaux-poutres, six degrés de libertés basiques ($\theta_{2(A)}, \theta_{3(A)}, \theta_{2(B)}, \theta_{3(B)}, \Delta, \theta_T$) et forces internes correspondantes ($M_{2(A)}, M_{3(A)}, M_{2(B)}, M_{3(B)}, F, M_T$) sont définis, comme montré dans la figure 3.1.

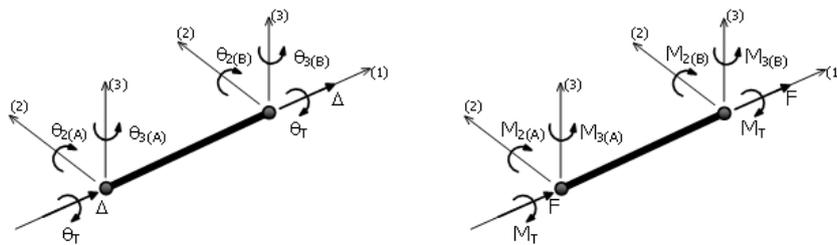


Figure 3.1 : Système local de nœud d'éléments poteau-poutre

3.2.2. Inélasticité des matériaux

Les éléments de distribution inélastique sont les plus utilisés en application génie sismique, soit pour la recherche ou pour l'ingénierie à fin professionnel. Bien que leurs avantages par rapport au plus simple modèle plastique, avec une brève description de leur évolution historique et discussion des limites existantes [105 et 106], ici il est simplement noté que les éléments d'inélasticité distribués ne nécessitent pas un calibrage des paramètres empiriques contre la réponse d'un

élément structurel réel ou idéal dans des conditions de chargements idéalisés, comme est plutôt nécessaire pour concentrer les modèles de plasticité phénoménologique. Dans Seismo-struct, il est fait usage de l'approche de discrétisation des fibres pour représenter le comportement de la section transversale, où chaque fibre est associée à une relation contrainte-déformation uni-axiale, l'état de contrainte-déformation est ainsi obtenue par l'intégration de la réponse contrainte-déformation uni-axiale, non-linéaire, de chaque fibre individuelle (Typiquement 100-150) dans laquelle la section a été subdivisée (La discrétisation d'une section transversale renforcée est représentée à titre d'exemple dans la figure 3.2).

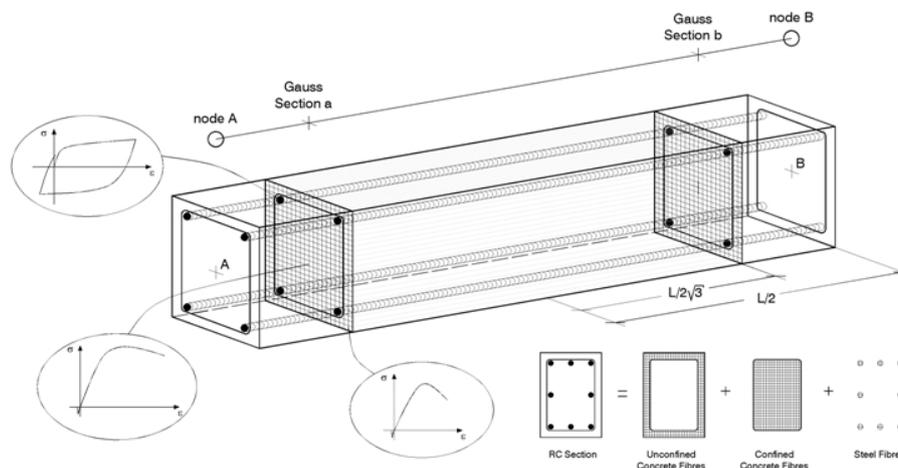


Figure 3.2 : Discretisation d'une section transversale d'un béton confiné

La distribution inélastique des éléments peut être mise en œuvre par deux différentes formulations des éléments finis : Ceux à base de déplacements classiques (DB) [107 et 108], et la plus récente formulation à base de force (FB) [109 et 110].

Le choix s'est porté sur l'élément d'équilibre FB avec cinq sections de contrôle le long de l'élément pour l'intégration numérique. Ce choix est justifié par le fait que cet élément est indépendant de la loi de comportement supposée de la section constitutive. En effet, il ne limite en aucun domaine le déplacement supposé de l'élément.

3.2.3. Modèles des matériaux

3.2.3.1. Modèle Pinto-Menegotto pour l'acier [73]

Ce modèle a été choisi et utilisé pour la modélisation de 13 poteaux en béton armé soumis aux chargements cycliques. Dix paramètres de calibration du modèle sont définis afin de décrire les caractéristiques mécaniques du matériau :

- E_d : Module d'élasticité
- f_y : Résistance élastique
- μ : Paramètre de contrainte de durcissement
- R_0 : Paramètre de forme initiale de courbe de transition
- A_1 : Coefficient de calibration de forme de courbe de transition
- A_2 : Coefficient de calibration de forme de courbe de transition
- A_3 ; Coefficient de calibration du durcissement isotrope
- A_4 : Coefficient de calibration du durcissement isotrope
- Rupture/contrainte de flambement
- γ : Poids spécifique

3.2.3.2. Modèle Mander et autres pour le béton

Face à la complexité du comportement du béton, le modèle numérique utilisé est le modèle de béton non-linéaire de Mander et al [111]. Ce choix est justifié dans notre étude par les points suivants :

- Prise en compte de l'effet de confinement dans la conception des modèles.
- Une seule équation définit la partie ascendante et descendante de la courbe contrainte-déformation du béton.
- le modèle peut être appliqué pour toute forme de section en béton confiné avec n'importe quel type de configuration d'acier transversal (spires, diagonales, cerces et cadres rectangulaires).
- Pas de contrainte résiduelle définie.

Cinq paramètres de calibration des modèles sont définis afin de décrire les caractéristiques mécaniques du matériau :

- f_c : Résistance à la compression
- f_t : Résistance à la traction
- ε_c : Déformation à la contrainte maximale
- k_c : Facteur de confinement
- γ : Poids spécifique

3.2.4. Chargement (Analyse quasi-statique)

Dans cette analyse, les charges appliquées (Déplacement, forces ou combinaison des deux), déplacement dans notre cas, peut varier de façon indépendante dans le domaine pseudo-temporel, conformément à une configuration de chargement prescrite. La charge appliquée P_i dans la position du nœud i est donnée par $P_i = \lambda_i(t)P_i^o$, soit une fonction d'un facteur de charge dépendant du temps $\lambda_i(t)$ et d'une charge nominale P_i^o . Ce type d'analyse est typiquement utilisé pour modéliser les essais statiques de structures sous chargement variable de forces ou de déplacements (Chargement cyclique).

Le chargement est composé d'une force verticale, charge axiale N , correspondant au poids propre apportée à l'élément et la force latérale, F , contrôlée en déplacement.

3.2.4.1. Application du chargement

a) Configuration cantilever

Les charges latérales, contrôlées par les déplacements et la force verticale sont appliquées à la tête du poteau.

b) Configuration double ended

Les charges latérales, contrôlées par les déplacements, sont appliquées à l'encastrement représentant la dalle centrale à laquelle les deux poteaux sont encrés. La charge verticale est appliquée à l'extrémité supérieure de l'ensemble des deux poteaux.

3.3. Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques

Un modèle numérique a été développé sur la base des hypothèses adoptées et les modèles de matériaux décrits ci-dessus pour simuler la performance sismique des poteaux en béton armé. Ci-après, les résultats expérimentaux décrits et analysés précédemment dans le chapitre deux sont comparés aux résultats numériques en termes de courbes enveloppes (charge-déplacement), d'énergie dissipée et d'amortissement visqueux équivalent. Ces comparaisons sont présentées dans les figures (3.3 à 3.8).

3.3.1. Effet du niveau de la charge axiale

Le tableau 3.1 montre la comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de la capacité de charge latérale, d'énergie dissipée et d'amortissement visqueux équivalent. Comme le montre les figures 3.3, 3.4 et 3.5, une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques est illustrée dans ce qui suit, à travers le rapport (Num/Exp).

Les valeurs moyennes des ratios (Num/Exp) du spécimen 3, par exemple, sont de 0.94, 0.96 et 0.90 pour la capacité de charge latérale, l'énergie dissipée et l'amortissement visqueux équivalent respectivement.

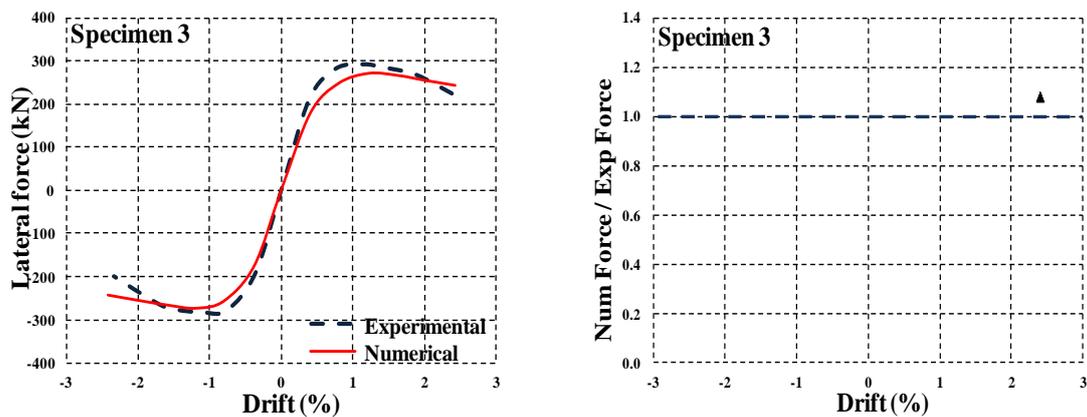


Figure 3.3 : Comparaison numérique-expérimentale des courbes enveloppes (force latérale-déformation).

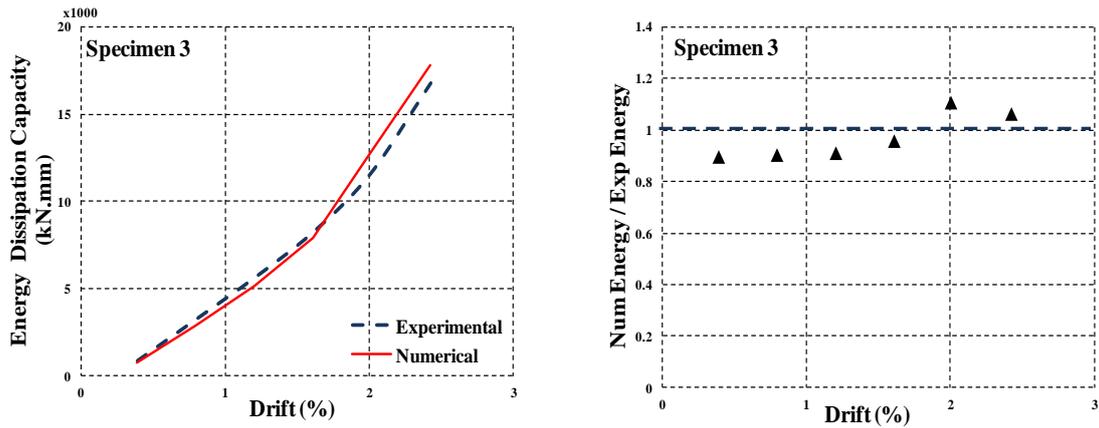


Figure 3.4 : Comparaison numérique-expérimentale entre les courbes d'énergies dissipées

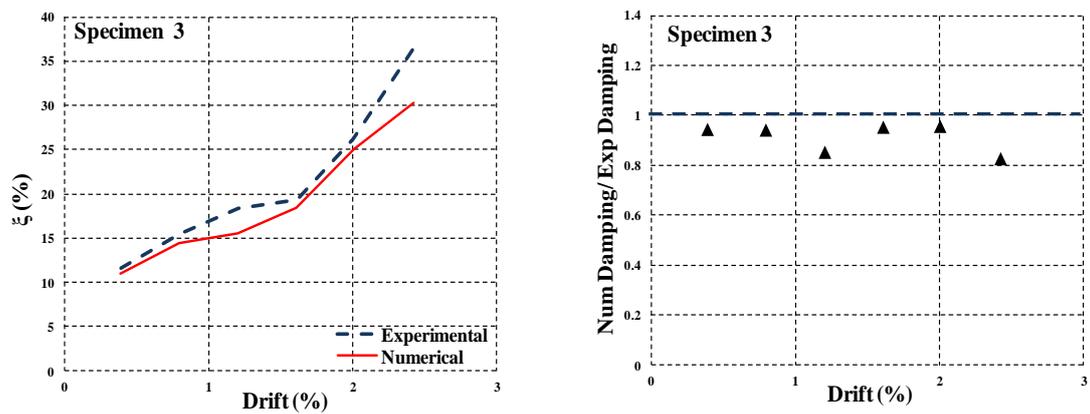


Figure 3.5 : Comparaisons numérique-expérimentale entre les courbes de L'amortissement visqueux équivalent

Tableau 3.1: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux -effet de la charge axiale (suite)-

Spécimen	Courbe Enveloppe			Dans chaque cycle					
				Dissipation d'énergie			Facteur d'amortissement		
	$F_{num\ max}$ (KN)	$F_{exp\ max}$ (KN)	F_{Num}/F_{Exp}	Num (KN.mm)	Exp (KN.mm)	E_{Num}/E_{Exp}	Num (%)	Exp (%)	ξ_{Num}/ξ_{Exp}
03	-272.1 270	-281.5 292	0.96 0.92	756	843	0.89	10.9	11.6	0.94
				2905	3215	0.90	14.5	15.4	0.94
				5123	5626	0.91	15.6	18.3	0.85
				7891	8241	0.95	18.4	19.3	0.95
				12800	11566	1.10	25.0	26.2	0.95
				17848	16795	1.06	30.2	36.6	0.82
Moyenne			0.94			0.96		0.90	

Tableau 3.1: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux -effet de la charge axiale (suite)-

Spécimen	Courbe Enveloppe			Dans chaque cycle					
				Dissipation d'énergie			Facteur d'amortissement		
	$F_{num\ max}$ (KN)	$F_{exp\ max}$ (KN)	F_{Num}/F_{Exp}	Num (KN.mm)	Exp (KN.mm)	E_{Num}/E_{Exp}	Num (%)	Exp (%)	ξ_{Num}/ξ_{Exp}
06	-183.9 184.8	-191.1 186.3	0.96 0.99	1300	1495	0.87	16.8	20.3	0.82
				2856	3069	0.93	14.4	16.5	0.87
				7798	8415	0.92	20.3	22.6	0.89
				13094	12174	1.07	24.4	22.7	1.07
				18736	17551	1.06	28.8	27.5	1.04
				24834	25254	0.98	34.7	37.4	0.92
Moyenne			0.97	0.97			0.93		
07	-237 280	-235 295	1.01 0.95	386	437	0.88	25.4	20.9	1.21
				2401	2618	0.92	22.9	24.2	0.94
				4123	4814	0.85	21.8	27.5	0.79
				8053	8494	0.95	34.9	43.1	0.80
Moyenne			0.98	0.90			0.93		
08	-164 166	-151.8 164.2	1.08 1.01	900	1058	0.85	16.1	18.8	0.85
				1756	1889	0.93	10.5	13.4	0.78
				6506	5672	1.14	19.0	17.6	1.07
				11920	9559	1.24	24.5	20.6	1.18
				14706	13365	1.10	23.8	21.5	1.10
				19576	17809	1.09	26.9	23.5	1.14
				22779	22695	1.00	27.6	25.6	1.07
				29165	27628	1.05	33.2	28.0	1.18
Moyenne			1.04	1.05			1.04		
09	-255 251	-238 248	1.07 1.01	79	68	1.16	6.3	5.8	1.08
				327	364	0.89	5.1	6.2	0.82
				650	592	1.09	4.3	3.6	1.19
				1560	1269	1.23	6.3	5.3	1.18
				1350	1666	0.81	4.0	5.3	0.75
				3020	2656	1.13	6.6	6.1	1.08
				6000	5081	1.18	10.9	9.3	1.17
				7500	6988	1.07	11.5	10.7	1.07
				12350	10182	1.21	16.7	13.7	1.21
				14560	13355	1.09	17.5	16.1	1.08
				17342	16296	1.06	18.8	17.7	1.06
				19686	19399	1.01	19.0	19.1	0.99
				21472	22455	0.95	20	20.7	0.96
				23667	25545	0.92	21	22.0	0.95
				26192	28711	0.91	21.2	23.2	0.91
28411	31347	0.90	21.4	24.4	0.87				
30130	32644	0.92	30	26.7	1.12				
Moyenne			1.04	1.02			1.03		

Tableau 3.1: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux -effet de la charge axiale

Spécimen	Courbe Enveloppe			Dans chaque cycle					
				Dissipation d'énergie			Facteur d'amortissement		
	$F_{num\ max}$ (KN)	$F_{exp\ max}$ (KN)	F_{Num}/F_{Exp}	Num (KN.mm)	Exp (KN.mm)	E_{Num}/E_{Exp}	Num (%)	Exp (%)	ξ_{Num}/ξ_{Exp}
10	-270 274	-285 261	0.94 1.04	532	461	1.15	6.5	6.66	0.97
				1250	1037	1.20	7.42	6.56	1.13
				1450	1213	1.19	5.23	4.37	1.19
				1647	1577	1.04	4.57	4.37	1.04
				3300	3367	0.98	6.56	6.70	0.97
				5620	5500	1.02	8.77	9.04	0.97
				9002	8702	1.03	12.49	12.07	1.03
				11428	11610	0.98	13.99	14.22	0.98
				15890	14596	1.08	17.24	15.84	1.08
				20500	18180	1.12	20.07	17.80	1.12
				22300	20962	1.06	20.04	18.84	1.06
				27860	24685	1.12	23.33	20.67	1.12
				31560	29137	1.08	24.57	22.68	1.08
				34952	32117	1.08	25.60	23.53	1.08
39640	37220	1.06	27.34	25.67	1.06				
42600	39821	1.06	36.05	33.70	1.06				
43260	42033	1.02	50.11	44.62	1.12				
Moyenne			0.99	1.08			1.07		
11	-280 292	-299 310	0.93 0.94	60	50	1.20	4.01	3.67	1.09
				246	263	0.93	3.85	4.51	0.85
				879	770	1.14	5.81	4.85	1.19
				1450	1293	1.12	5.77	5.51	1.04
				1499	1239	1.21	4.24	3.52	1.20
				1925	1786	1.07	3.87	3.52	1.09
				4562	3680	1.23	7.31	6.60	1.10
				8622	7404	1.16	11.65	10.07	1.15
				12300	9628	1.27	14.73	12.84	1.14
				13262	11823	1.12	14.21	11.85	1.19
				16251	15906	1.02	15.97	14.53	1.09
				21563	19492	1.10	18.84	16.26	1.15
				25264	22792	1.10	20.54	17.70	1.16
				29466	27019	1.09	22.38	20.28	1.10
35461	29054	1.22	25.38	20.65	1.22				
37289	32231	1.15	25.20	22.03	1.14				
42656	35650	1.19	30.81	24.13	1.27				
45150	36985	1.22	43.00	37.39	1.15				
Moyenne			0.93	1.14			1.12		

3.3.2. Effet du taux d'armatures transversales

Le tableau 3.2 présente des comparaisons en fonction de la capacité de charge latérale, d'énergie dissipée et d'amortissement visqueux équivalent pour des spécimens avec des taux d'armatures transversales différents. Comme le montre les figures 3.6, 3.7 et 3.8, une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques est observée. On prend comme exemple, le spécimen 1 avec une

moyenne des rapports (Num/Exp) de la capacité de charge, de l'énergie dissipée et de l'amortissement visqueux équivalent de 1.03, 0.89 et 0.82 respectivement.

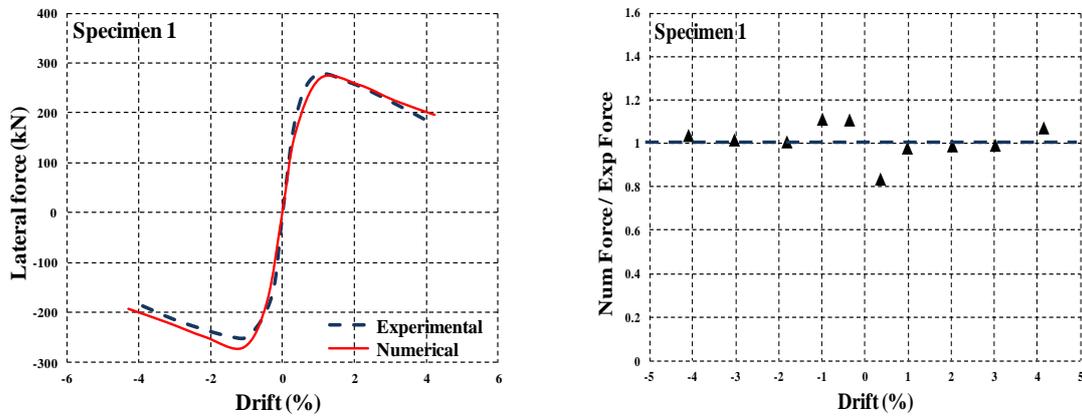


Figure 3.6 : Comparaison numérique-expérimentale des courbes enveloppes (force latérale-déformation).

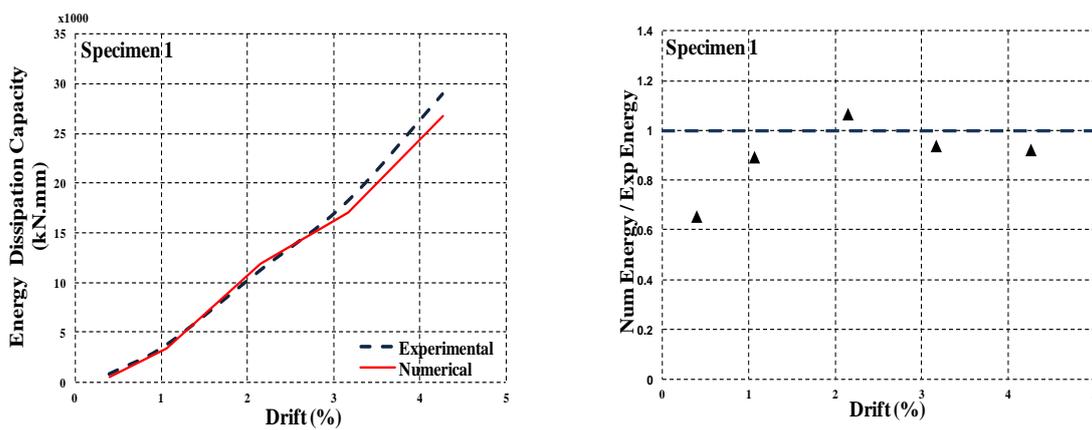


Figure 3.7 : Comparaison numérique-expérimentale entre les courbes d'énergies dissipées

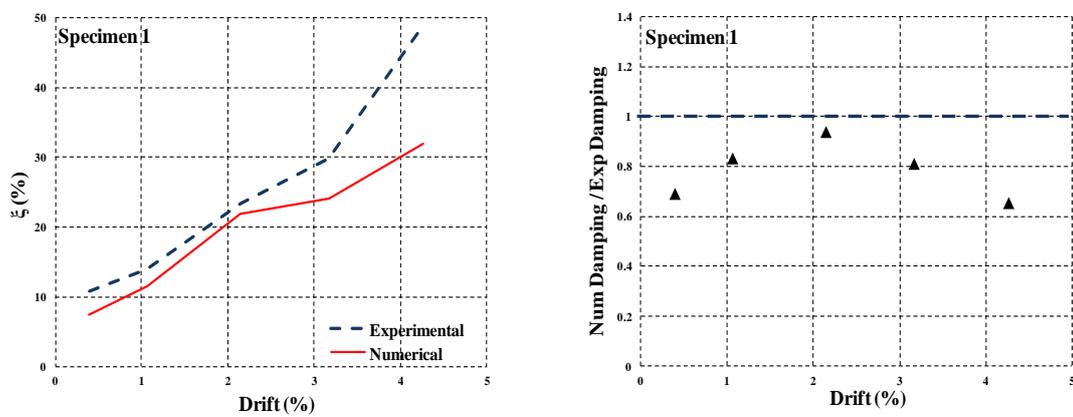


Figure 3.8 : Comparaisons numérique-expérimentale entre les courbes de L'amortissement visqueux équivalent

Tableau 3.2: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux - effet du taux d'armatures transversales

Spécimen	Courbe Enveloppe			Dans chaque cycle					
				Dissipation d'énergie			Facteur d'amortissement		
	$F_{num\ max}$ (KN)	$F_{exp\ max}$ (KN)	F_{Num}/F_{Exp}	Num (KN.mm)	Exp (KN.mm)	E_{Num}/E_{Exp}	Num (%)	Exp (%)	ξ_{Num}/ξ_{Exp}
01	-270 269	-247 274	1.09 0.97	500	765	0.65	8.4	10.72	0.78
				3332	3735	0.89	11.53	13.87	0.83
				11935	11206	1.06	21.87	23.32	0.93
				17088	18232	0.93	24.10	29.75	0.81
				26720	29003	0.92	38	49.02	0.77
Moyenne			1.03	0.89			0.82		
02	-268 268.2	-266. 276.9	1.00 0.96	552	653.2	0.84	9	11.73	0.76
				2545.58	3060	0.83	9.91	12.74	0.77
				9900.69	10000	0.99	20.67	23.50	0.87
				15319.8	17841	0.85	24.45	26.72	0.91
Moyenne			0.98	0.87			0.82		
03	-268 268	-281 292	0.95 0.91	702	843	0.83	10.16	11.63	0.87
				2750	3215	0.85	13.77	15.41	0.89
				5000	5626	0.88	15.39	18.32	0.84
				7682	8241	0.93	18.22	19.32	0.94
				10500	11566	0.90	20.97	26.23	0.79
14985	16795	0.89	25.97	36.64	0.70				
Moyenne			0.86	0.88			0.83		
04	-265 263	-286.8 295	0.92 0.89	695	863	0.80	11.09	11.93	0.92
				2387	2798	0.85	12.76	13.61	0.93
				4453	5345	0.83	14.44	17.88	0.80
				7000	8396	0.83	17.36	20.99	0.82
Moyenne			0.91	0.82			0.86		
05	-175 179	-191.7 194.6	0.91 0.92	1490	1786	0.83	19.25	24.20	0.79
				2654	3180	0.83	14.78	16.96	0.87
				9699	9493	1.02	32.00	25.98	1.23
				14806	13382	1.10	39.00	30.99	1.25
Moyenne			0.91	0.94			1.03		
06	-185 187	-191 186	0.96 1.00	1360	1495	0.90	17.13	20.35	0.84
				2824	3069	0.92	14.84	16.47	0.90
				8376	8415	0.99	22.98	22.58	1.01
				11500	12174	0.94	23.61	22.72	1.03
				18256	17551	1.04	32.33	27.49	1.17
25027	25254	0.99	42.07	37.42	1.12				
Moyenne			0.98	0.96			1.01		

3.4. Evaluation de l'indice de dommages

La prédiction des dommages structuraux sous un chargement cyclique à été largement étudiée et divers modèles ont été inventoriés par Williams and Sexsmith [112]. Dans cette section, L'indice de dommage a été évalué en utilisant la formulation de Park and Ang [113]. Ces derniers ont introduit un indice de dommages local pour la conception de structures en béton armé, allant de 0 (Structure en bon état) à 1 (ruine) (voir le tableau 3.3). Cet indice comprend à la fois

la ductilité de déplacement maximale et l'énergie dissipée cumulative. L'indice de dommage local, D , est représenté comme suit :

$$D = \frac{x_m}{x_u} + \frac{\beta}{F_y x_u} \int dE \quad (3.1)$$

Où :

x_m = La déformation maximale sous chargement cyclique ; x_u = La déformation ultime sous chargement monotone ; F_y = Résistance élastique calculée ; dE = Energie dissipée hystérétique incrémentale ; β = Paramètre de dimensionnement déterminé en se basant sur la base de données expérimentales.

Dans cette étude, x_u , est calculé pour chaque poteau analysé, en utilisant le modèle numérique validé en introduisant la relation monotonique chargement-déplacement du poteau en béton armé.

Les valeurs, β , calculées ont montré une corrélation négative avec le taux du renforcement transversal, ρ_t , une corrélation positive avec le renforcement longitudinal, ρ_l , et une faible corrélation avec le niveau de la charge axiale. Aucune corrélation n'a été trouvée entre les valeurs de, β , calculés et la résistance à la compression du béton, f_c .

$$\beta = 0.66^{\rho_t} \left[-0.28 + 0.19\rho_l + 0.06 \frac{l}{d} + 0.47 \frac{N}{f_c A_c} \right] \quad (3.2)$$

Tableau 3.3 : Estimation du degré de dommage proposé par Park and Ang (1985) [113].

Degré de dommage	Apparence Physique	Indice de dommage
Faible	Fissurations mineures localisées	$D < 0.1$
Mineur	Légères Fissurations dans le béton	$0.1 < D < 0.25$
Modéré	Eclatement localisé du béton	$0.25 < D < 0.4$
Sévère	Ecrasement étendu du béton et flambement des armatures	$0.4 < D < 0.8$
Ruine	Ruine du poteau	$D > 0.8$

Les types de dommages observés (Eclatement du béton et flambement des armatures) sont donnés en fonction des déplacements correspondants des

spécimens étudiés. Les dommages calculés selon la formulation de Park and Ang ont une bonne concordance avec les dommages observés durant les tests, et ce pour tous les spécimens étudiés tel qu'illustré dans le tableau 3.4.

On peut observer que pour les spécimens avec des armatures longitudinales ayant subits un flambement, l'indice de dommage calculé a donné une valeur supérieure à 0.8. L'effet du niveau de la charge axiale et du taux de renforcement transversale ont été clairement observés et ferons l'objet d'une discussion dans la section suivante.

Tableau 3.4: L'indice de dommage (résultats numériques) et les dommages observés (résultats expérimentaux).

Spécimen	Résultats Expérimentaux		Résultats numériques	
	Ecrasement du béton (mm)	Flambement des armatures (mm)	Indice de Dommage (D)	Classification
01	34.2	68.4	0.85	D>0.8 Ruine du poteau
02	30.6	44.9	0.83	
03	18.5	0	0.78	0.4<D<0.8 Ecrasement étendu du béton et flambement des armatures
04	18.5	0	0.69	
07	12.3	0	0.64	
05	32.9	0	0.45	D>0.8 Ruine du poteau
06	32.9	82.3	0.80	
08	32.9	0	0.79	0.4<D<0.8 Ecrasement étendu du béton et flambement des armatures
09	42.5	0	0.78	
10	37	104	0.95	D>0.8 Ruine du poteau
11	36	111	0.99	

3.4.1. Effet du taux d'armatures transversales

La figure 3.9 montre une comparaison de la progression de l'indice de dommage entre les spécimens ayant des taux d'armatures transversales différents, tandis que les autres paramètres ont été maintenus identiques.

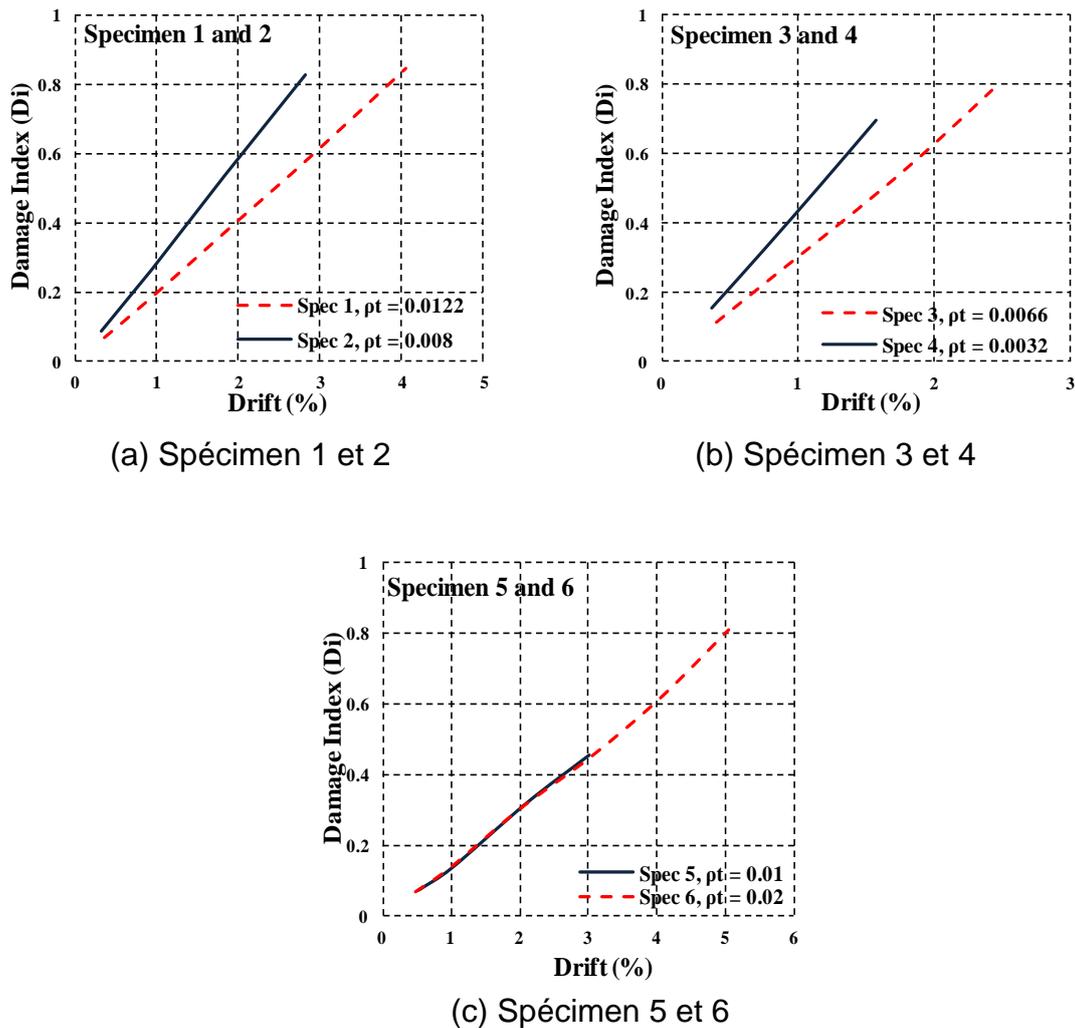
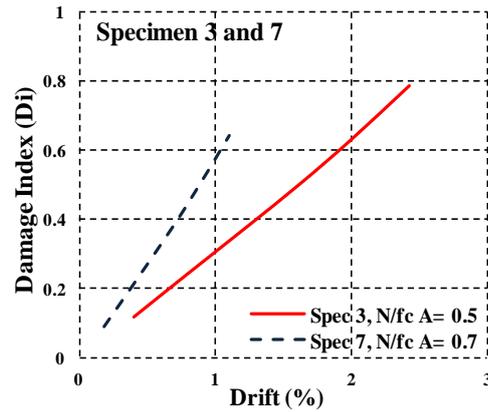


Figure 3.9 : Progression de l'indice de dommage.

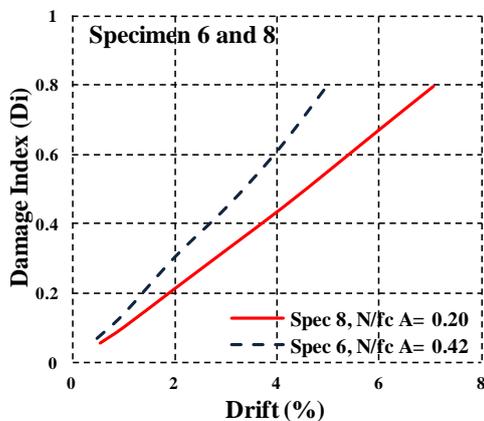
Il est clairement observé que pour une déformation donnée, le spécimen avec un plus grand taux d'armatures transversales présente moins de dégâts avec des déformations significativement plus élevés. À titre d'exemple, pour une déformation de 3%, le spécimen 2 avec un taux d'armatures transversale $\rho_t = 0.008$ donne un indice de dommage de 0.8, par contre, le spécimen 1 avec $\rho_t = 0.0122$ donne un indice de dommage de 0.6.

3.4.2. Effet du niveau de la charge axiale

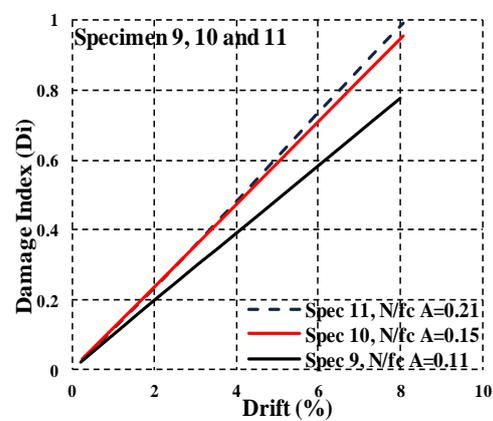
La figure 3.10 montre une comparaison de la progression de l'indice de dommage entre les spécimens ayant des niveaux de charge axiale différents, tandis que les autres paramètres ont été maintenus identiques.



(a) Spécimen 3 et 7



(b) Spécimen 6 et 8



(c) Spécimen 9,10 et 11

Figure 3.10 : Progression de l'indice de dommage

A partir de la figure 3.10 on observe une augmentation des dommages en fonction de l'intensité de la charge axiale. Il peut être également observé que, les spécimens 9, 10 et 11 avec des niveaux de charge axiale modéré ($N/f_c.A$ moins de 0.21) ont subis presque la même déformation maximale.

Toutefois, pour de hauts niveaux de charge axiale ($N/f_c.A$ supérieur à 0.4) une nette réduction de la déformation maximale atteinte est observée dans la figure 3.10 en comparant les spécimens 3 et 7 ainsi que pour les spécimens 6 et 8.

3.5. Conclusion

Certains des principaux résultats tirés des tests et des simulations numériques des poteaux en béton armé avec des niveaux de charge axiale et des taux d'armatures transversales différents sont présentés dans ce chapitre. Le but de cette recherche est d'étudier numériquement le comportement sismique des poteaux en béton armé en analysant l'effet de certains paramètres cruciaux pour leur performance. Les modèles numériques pour les spécimens testés ont été développées et analysées avec le logiciel Seismo-Structure. Les résultats de l'analyse numérique montrent une concordance raisonnable avec les résultats expérimentaux. L'analyse prédit la rigidité, la charge et la déformation avec une bonne précision. Il a été noté que les deux facteurs étudiés, le niveau de charge axiale et le taux des armatures transversales influent d'une manière importante sur la résistance, les déplacements maximaux atteints ainsi que sur la dissipation d'énergie des poteaux.

Les dommages ont été évalués pour les spécimens étudiés en utilisant la formulation de l'indice de dommage de Park et Ang. Il a été noté que cette évaluation de dommage concorde bien avec les dommages observés lors des essais.

CHAPITRE 4

ANALYSE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN PORTIQUE EN BETON ARME

4.1. Introduction

On peut toujours se demander si la connaissance des comportements individuels des éléments d'une structure est suffisante pour comprendre le comportement de la structure dans son ensemble. Le béton armé présente un comportement complexe lorsqu'il est soumis aux sollicitations sismiques. Pour étudier le comportement des structures sous sollicitations de type sismique, on s'intéresse en premier au comportement des composants isolés des structures. Dans le cas des structures composées de portiques, il s'agit des : éléments poutres, poteaux, et les assemblages poteaux-poutres.

Le comportement non-linéaire des structures sous sollicitations sismique est généralement difficile à modéliser. Il s'agit d'une des principales raisons pour laquelle on effectue des essais au laboratoire. En effet, les résultats de ces essais permettent de valider les hypothèses de la modélisation et de calcul.

De ce fait, la première étape consiste à effectuer un essai expérimental en poussée progressive (pushover) au niveau du laboratoire du CGS sur un portique en béton armé construit sur place par l'équipe du laboratoire. La deuxième étape consiste en l'analyse numérique d'un modèle en éléments finis du portique, élaboré avec le logiciel Seismo-structure en procédant à une analyse statique non linéaire (pushover).

Enfin, les résultats expérimentaux et numériques trouvés seront passés en revue, analysés et quantifiés pour les besoins de l'étude, permettant ainsi la validation de la méthodologie suivie.

4.2. Programme expérimental

Un bâtiment en (R+4) avec portiques auto-stables en béton armé, construit selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99) a été choisi. Cet ouvrage est implanté à Zéralda (banlieue d'Alger) qui est classé en zone sismique III.

Le choix de la construction est motivé par le souci de déterminer la capacité de la méthodologie utilisée à évaluer les performances sismiques des portiques en béton armé en termes de ductilité et de résistance selon le contexte Algérien.

Pour le test, un portique en béton armé a été construit au laboratoire du (CGS) avec un facteur d'échelle des sections de 1/2 (voir la figure 4.1). Les propriétés géométriques et les détails du ferrailage du spécimen sont montrés à la Figure 4.2. Les propriétés des matériaux utilisés (béton et acier) sont données dans les tableaux 4.1 et 4.2.



Figure 4.1 : Spécimen testé

4.2.1. Description du portique étudié

Il s'agit d'un portique en béton armé composé de deux poteaux de 1.16m de hauteur pour une section de (20x20)cm et d'une poutre de 2.60m de longueur pour une section de (40x40)cm considérée comme étant une poutre rigide pour les besoins des tests (emplacement du vérin horizontal) (voir Figure 4.2). Afin de simuler une partie rigide à laquelle sont généralement connectés les poteaux (poutres ou dalle rigide), une embase inférieure de 60 centimètres de haut et de 130 centimètres de large a été prévue.

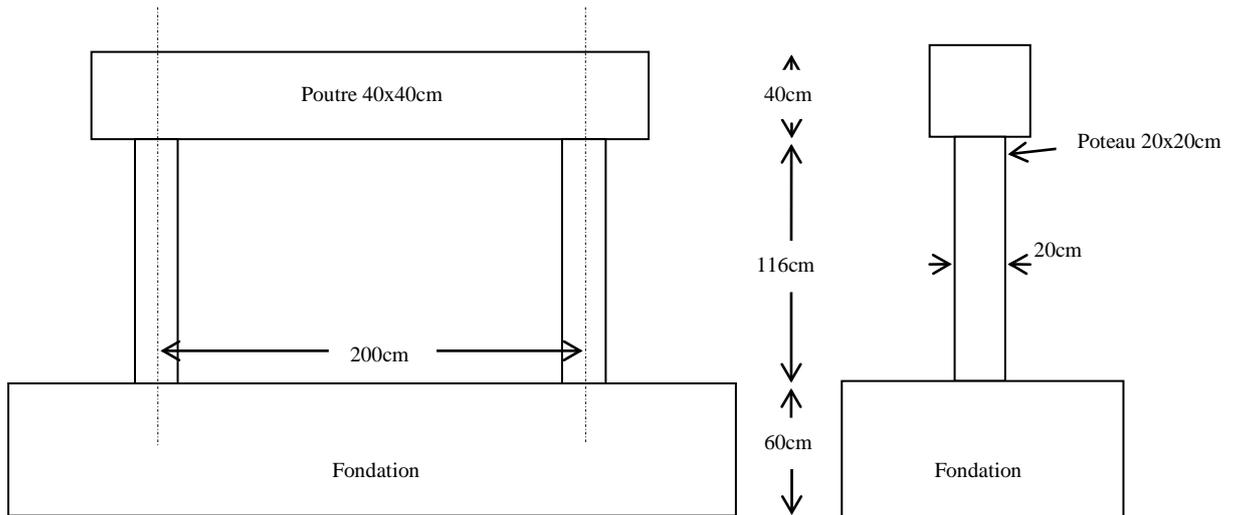


Figure 4.2 : Caractéristiques géométriques du portique

4.2.2. Caractéristiques des matériaux

Les tableaux 4.1 et 4.2 représentent les caractéristiques des matériaux utilisés.

Tableau 4.1 : caractéristiques des aciers

f_y (Mpa)	E_s (Mpa)	ρ_s (kN/m ³)
400	200000	78

Tableau 4.2 : caractéristiques du béton

f_c (Mpa)	f_t (Mpa)	ρ_b (kN/m ³)
25	2.1	25

Avec :

f_y : Limite élastique de l'acier

E_s : Module d'élasticité de l'acier

ρ_s : Poids volumique de l'acier

f_c : Résistance à la compression du béton

f_t : Résistance à la traction du béton

ρ_b : Poids volumique du béton

4.2.3. Ferrailage des sections

Chaque poteau ayant un ferrailage longitudinal de 8 barres d'un diamètre T8 et un ferrailage transversal de deux cadres T8 avec un espacement de 35mm en zone nodale et 50mm en zone courante sur une longueur de 385 mm et 400mm respectivement. Le ferrailage de la poutre est quand à lui composé de 8 barres de diamètre T14 longitudinalement et de deux cadres en T8 comme ferrailage transversal avec un espacement de 110mm en zone nodale et de 170mm en zone courante (voir la figure 4.3).

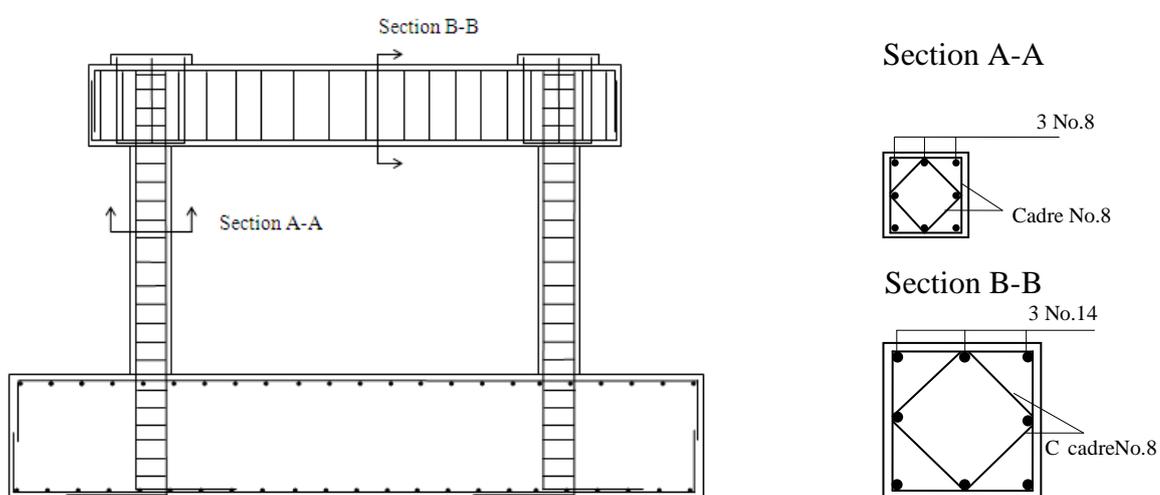


Figure 4.3 : Le ferrailage des sections

4.2.4. Étapes de construction du spécimen

Les photos suivantes présentent les différentes étapes de la construction du spécimen au laboratoire du centre National de Recherche Appliquée En Génie Sismique (CGS) supervisée par une équipe spécialisée (voir Figure 4.4).



a) Coffrage et pose du ferrailage



b) Coulage des fondations



c) Coffrage et Coulage des poteaux



d) Coffrage et Coulage de la poutre

Figure 4.4 : Construction du Spécimen

4.2.5. Montage expérimental

Le montage expérimental est illustré à la figure 4.5. Il est constitué de deux vérins hydrauliques ayant chacun une capacité maximum de 500 KN et une course de ± 50 cm pour l'application des charges latérales, l'un travaillant en compression pendant que l'autre travaillait en traction. Quatre tiges en acier traversant la poutre permettent le boulonnage des deux vérins sur les deux extrémités du portique (voir Figure 4.6).



Figure 4.5 : Montage Expérimental



Figure 4.6 : Emplacement des vérins latéraux

L'un des deux vérins est boulonné au mur de réaction tandis que l'autre est boulonné à un socle composé de plusieurs plaques de béton superposés. Elles sont reliées entres elles avec du béton injecté, ainsi qu'à la dalle d'essais par un encastrement rigide par l'intermédiaire de six tiges à haute résistance précontraintes comme le montre la figure 4.7 ci-dessous.



a) Injection du béton entre les plaques de béton



b) Fixation du socle sur la dalle d'essais

Figure 4.7 : Socle en béton

Une force axiale constante d'une valeur de 80 KN par poteau est appliquée à l'aide de 2 autres vérins hydrauliques avec une course de ± 25 cm chacun. Les vérins verticaux sont boulonnés sur la surface supérieure de la poutre et sont contrôlés en force pour garantir une force axiale constante pendant l'essai (voir Figure 4.8).

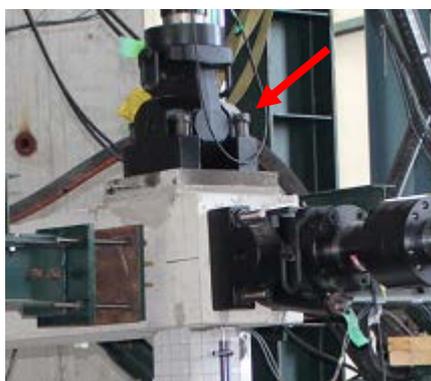


Figure 4.8 : Emplacement des vérins verticaux

L'autre extrémité des vérins verticaux est quand à elle boulonnée au portique de chargement tel que schématisé dans la figure 4.9 ci-après.

La semelle de fondation du spécimen, est quand à elle encastree rigidement à la dalle d'essais par huit tiges à haute résistance précontraintes.



Figure 4.9 : Fixation des vérins verticaux sur le portique de chargement

4.2.6. Instrumentation

Dans le but de capturer autant la réponse globale du spécimen que des effets locaux. Un ensemble d'appareils de mesures furent installé à l'intérieur ainsi qu'à l'extérieur de celui-ci.

Pour la réponse globale du spécimen, on a mesuré les efforts appliqués (par les cellules de force des vérins), les déplacements horizontaux ainsi que la distribution de la courbure dans le poteau à l'aide de capteurs de déplacements LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*). Les mesures des déformations locales sont prises à l'aide de jauges de déformations collées sur les armatures.

Les sections suivantes présentent de façon détaillée l'instrumentation utilisée pour mesurer les déplacements et les déformations locales.

4.2.6.1. Jauges

On a utilisé 08 jauges, dont 04 de ces jauges ont été collées sur les barres longitudinales et les quatre autres sur les cadres.

Deux barres longitudinales ont été sélectionnées pour recevoir les jauges, et sont en vis-à-vis l'une par rapport à l'autre. Chaque barre longitudinale était instrumentée par deux jauges. Les deux cadres (Intérieur et extérieur) de la section transversale du poteau au niveau de la rotule plastique ont été

instrumentés avec une jauge chacun pour mesurer la déformation de l'armature transversale à ce niveau.

La figure 4.10 montre la position des jauges collées sur les barres longitudinales et sur les cadres intérieurs et extérieurs.

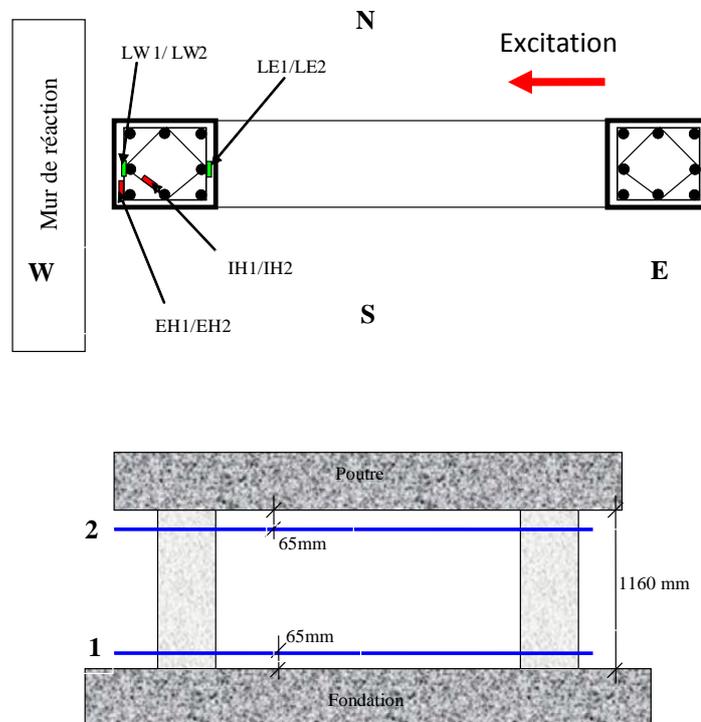


Figure 4.10 : Positionnement des jauges

Avec :

- LW1 : Barre longitudinale du côté Ouest (position 1) ;
- LW2 : Barre longitudinale du côté Ouest (position 2) ;
- LE1 : Barre longitudinale du côté Est (position 1) ;
- LE2 : Barre longitudinale du côté Est (position 2) ;
- IH1 : Cadre intérieur (position 1) ;
- IH2 : Cadre intérieur (position 2) ;
- EH1 : Cadre extérieur (position 1) ;
- EH2 : Cadre extérieur (position 2).

4.2.6.2. Capteurs des déplacements

Les modes de déformation locale incluant la rotation, la distorsion de cisaillement et les extensions horizontales et verticales ont été mesurés à l'aide de (13) capteurs LVDT. Ces derniers ont été disposés horizontalement, verticalement et diagonalement sur le spécimen testé selon le schéma montré à la figure 4.11. Il faut souligner que ces mesures sont essentielles pour le traitement des données après l'essai.

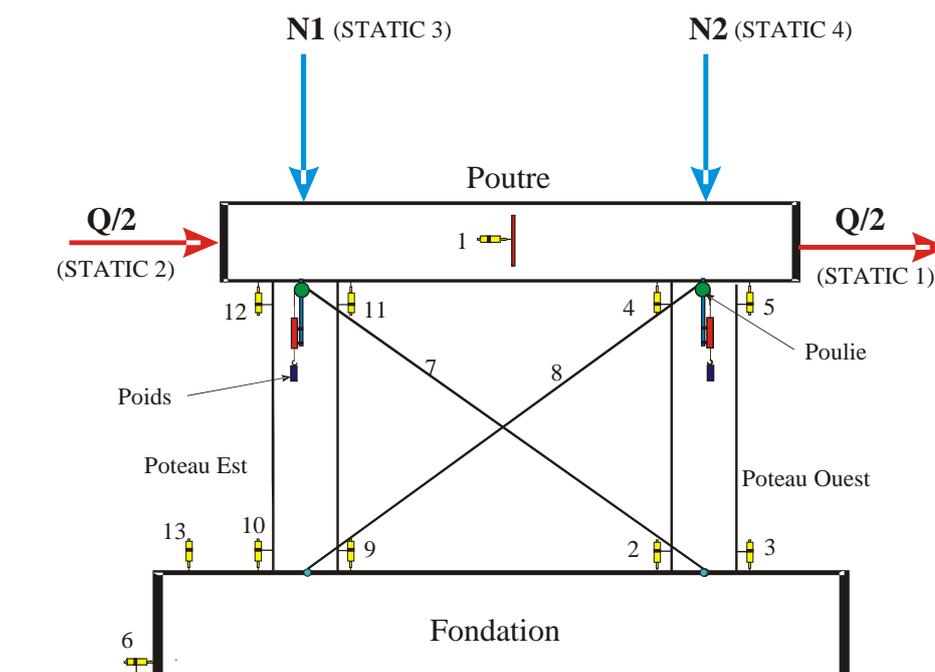


Figure 4.11 : Positionnement des capteurs LVDT

4.3. Résultats expérimentaux (test pushover)

Initialement, le test pushover de notre spécimen a été programmé pour atteindre une déformation de plus de 6%, mais les contraintes liées aux deux vérins latéraux qui ont atteint leur capacité de charge maximale, une déformation de 3% seulement a été atteinte. En partant de ce constat, le spécimen n'a pas pu donc atteindre la rupture.

Néanmoins, les informations récoltées nous ont permis de faire une analyse partielle du comportement sismique du portique en béton armé étudié.

4.3.1. Courbe force-déplacement

La figure 4.12 illustre la courbe de capacité de notre spécimen durant le test.

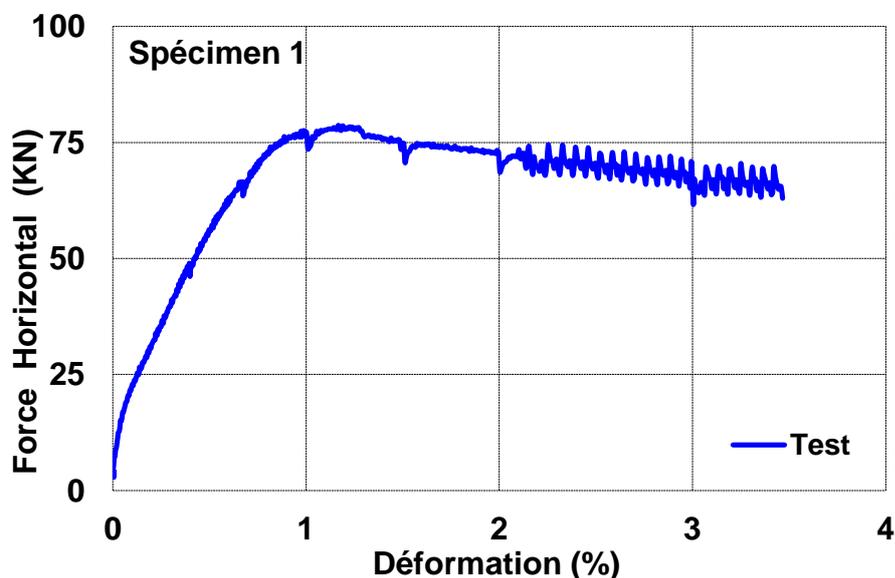


Figure 4.12 : Courbe de capacité expérimentale du spécimen1

➤ Observation

On voit clairement sur la figure 4.12 que l'allure de la courbe de capacité présente des oscillations à partir d'une déformation de 2% du spécimen qui sont dus à un martèlement que les vérins verticaux ont exercés sur le spécimen durant le test. Cette situation est due à l'injection de quantités de fluide au niveau des chambres des vérins généré par l'automatisation en control force afin de maintenir la force verticale à 80 kN.

➤ Analyse des résultats

Sur la base des résultats de l'analyse pushover, représentée sur la figure 4.12, les observations suivantes peuvent être tirées :

- La capacité de charge latérale du portique a atteint un maximum de 78 kN pour un déplacement (limite élastique) de 15.7 mm correspondant à une déformation de 1.16% du spécimen.

- La capacité de charge latérale du portique a diminué dans le palier post-élastique jusqu'à atteindre les 63 kN juste avant l'arrêt du test à une déformation totale de 3.4% (46 mm), ce qui signifie que le portique a subi une perte de résistance et de rigidité immédiatement après la limite du palier élastique tout en conservant un comportement ductile.

4.3.2. Composantes du déplacement latéral

Une fois la relation force-déplacement du spécimen est trouvée, il est important de connaître la participation de chaque composante au déplacement latéral total en tête suivie lors de l'essai. La contribution de l'effort tranchant et celle de la flexion dans la déformation du spécimen sont présentées dans la figure 4.13 ci-dessous.

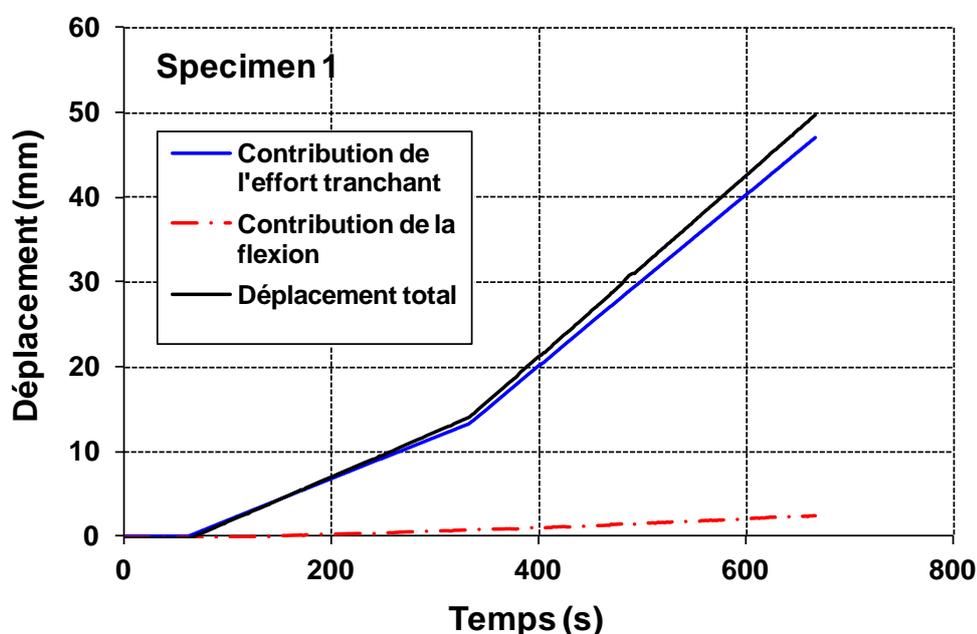


Figure 4.13 : Contribution au déplacement latéral total

➤ Analyse des résultats

A partir de la figure 4.13, on constate que la contribution de la flexion au déplacement latéral avec 3 mm (environ 6%) est négligeable par rapport à celle de l'effort tranchant avec 47 mm soit environ 94% du déplacement total.

Cela nous renseigne sur le comportement global du portique tel que :

- Les éléments constituant le portique (poteau-poutre-plancher) n'ont pas travaillé comme étant un bloc monolithique. Des ouvertures se sont produites au niveau des connections supérieures (poteau-poutre rigide) et inférieures (poteau-fondation) comme montré dans la figure 4.14. Deux raisons peuvent être à l'origine de ce phénomène à savoir : le système constructif (la méthode de coulage) et/ou le choix de conception du spécimen (poutre rigide).



Figure 4.14 : Ouvertures au niveau des connections

Pour remédier à ce problème il faut :

- Un coulage de l'ensemble des constituants (poteau-poutre-plancher) en un seul bloc monolithique pour supprimer les joints secs.
- Des portiques étagés avec des poutres de dimensions réelles pour les essais au laboratoire, afin de prévenir les effets de la poutre infiniment rigide qui concentre les dommages au niveau des interfaces supérieure et inférieure du poteau.

4.3.3. La fissuration du béton

Cette section fait une description générale de la progression de la fissuration du béton de façon chronologique. De brèves descriptions visuelles sont aussi ajoutées. Les phénomènes suivants ont été observés :

- Comme prévu, des fissures horizontales sont apparues dès les premières déformations (entre 0.1% et 0.3%).

- Ensuite, on a constaté que l'espacement entre les fissures diminue avec l'augmentation de la demande en déplacement avec l'apparition d'autres fissures pour les déformations comprises entre 0.3% et 0.7%.
- L'ouverture maximum des fissures était de 1,2mm au pic de la déformation du spécimen (environ 3%) pour le poteau Est et de 0.7mm pour le poteau Ouest (voir les Figures 4.15 et 4.16).

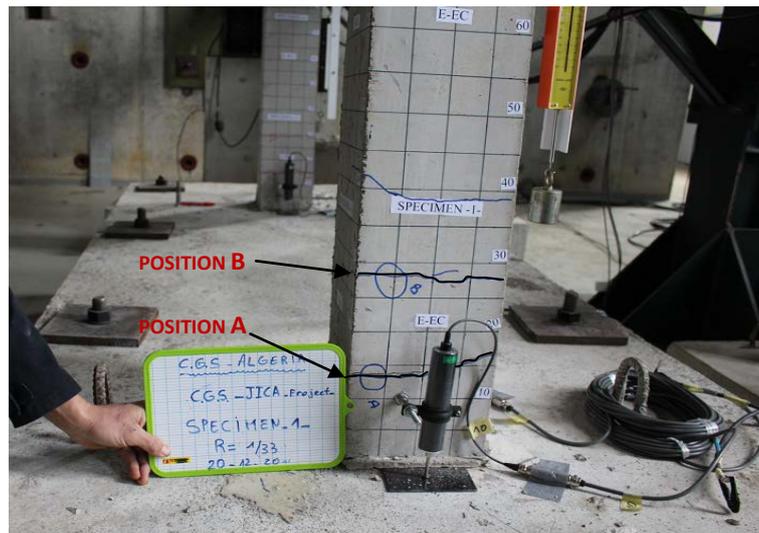


Figure 4.15 : Position des fissures A et B (Poteau Est)

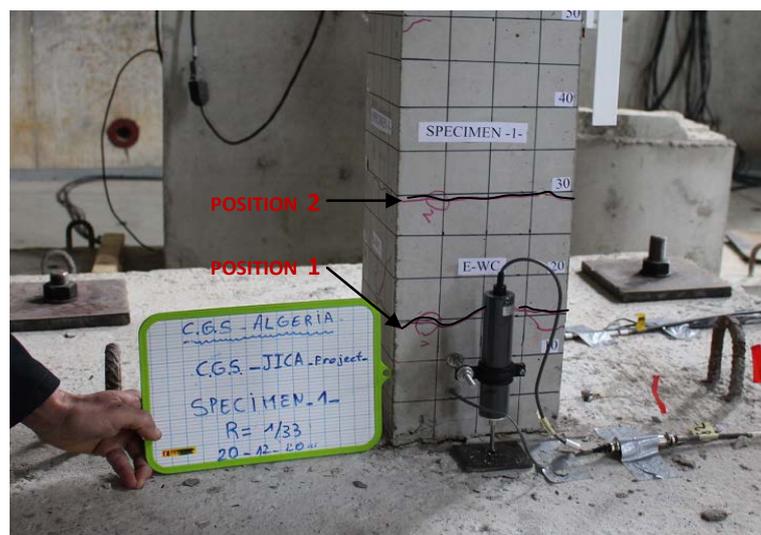


Figure 4.16 : Position des fissures 1 et 2 (Poteau Ouest)

Par la suite, des fissures à l'interface fondation-poteau sont apparues, de même que des fissures verticales. Les ouvertures maximums des fissures selon la déformation sont montrées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Ouverture maximum des fissures

Angle de Rotation R	Déformation (%)	Poteau Est		Poteau Ouest	
		A	B	1	2
1/150	0.67	0.55	0.2	0.5	0.15
1/100	1	0.65	0.3	0.55	0.15
1/67	1.5	0.7	0.3	0.6	0.15
1/50	2	0.75	0.35	0.65	0.15
1/33	3	1.2	0.35	0.7	0.15

- Dans le tableau 4.3, on voit clairement que pour les deux poteaux l'ouverture des fissures a été la plus importante au niveau des positions (A et 1) représentant le niveau de la section le plus sollicité à l'approche des nœuds. Les figures 4.17 et 4.18 représente l'évolution des ouvertures des fissures pendant le déroulement du test.

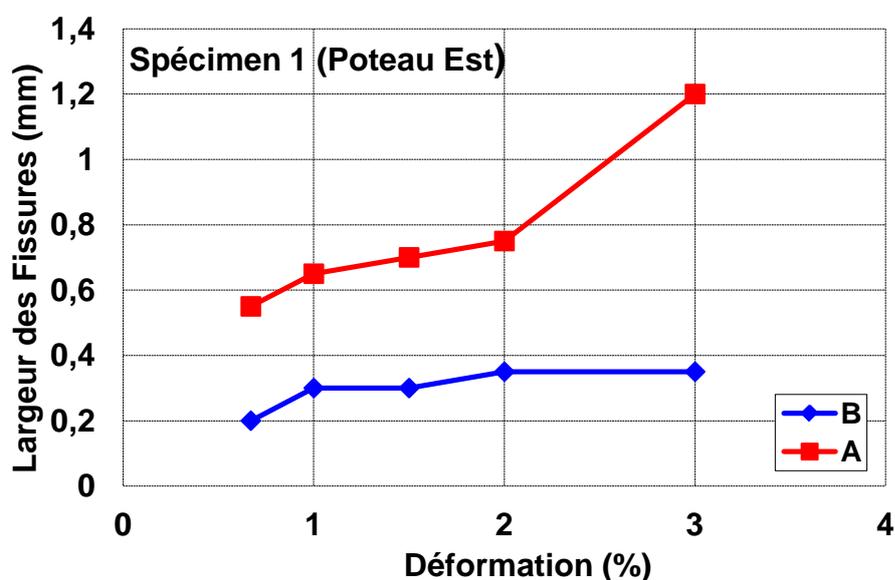


Figure 4.17 : Ouverture maximum des fissures (Poteau Est)

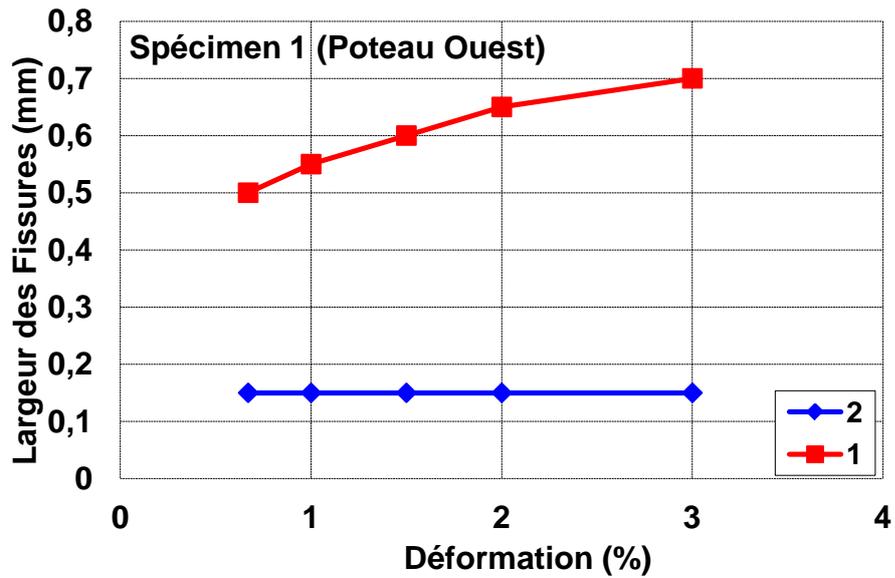


Figure 4.18 : Ouverture maximum des fissures (Poteau Ouest)

4.3.4. Sollicitation de l'armature longitudinale

Dans la figure 4.19, on peut voir deux lignes horizontales rouges. Ces lignes indiquent la déformation correspondant à la plastification de l'acier, autrement dit que tout point atteignant ou dépassant ces lignes est une indication de la plastification de l'armature.

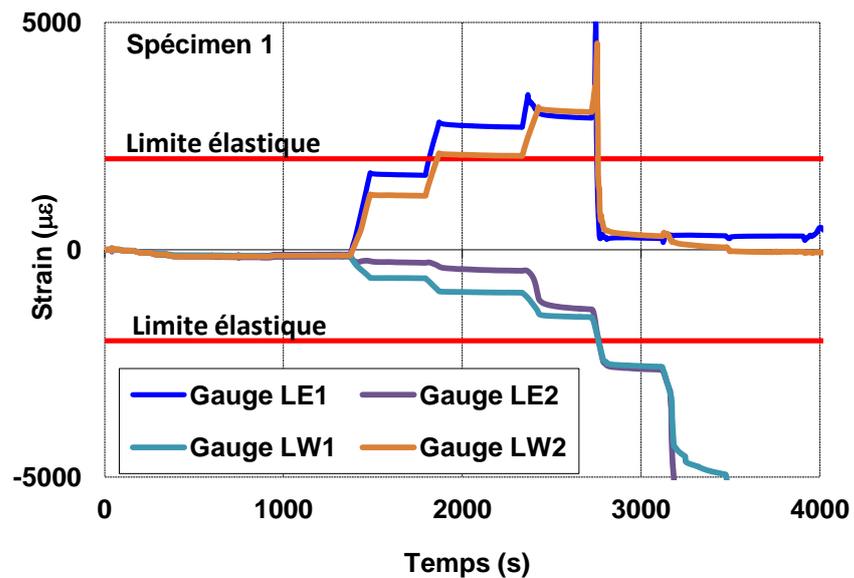


Figure 4.19 : Sollicitation de l'armature longitudinale

D'après la figure 4.19, les (04) jauges qui ont été placées sur l'armature principale indiquent comme il était prévu, une plastification des barres concentré dans la zone de la rotule plastique au niveau des deux extrémités du poteau.

4.3.5. Sollicitation de l'armature transversale

La figure 4.20 montre la progression des déformations dans les cadres (intérieurs et extérieurs). Ces valeurs ont été obtenues à partir des jauges de déformations collées sur ces mêmes cadres (voir section 4.2.6.1). De même, la jauge (EH2) qui a été endommagée avant ou lors de l'essai, a été supprimée de la figure.

Dans la figure 4.20, les deux lignes horizontales indiquent la déformation correspondant à la plastification de l'acier, autrement dit que tout point atteignant ou dépassant cette ligne indique la plastification de l'armature.

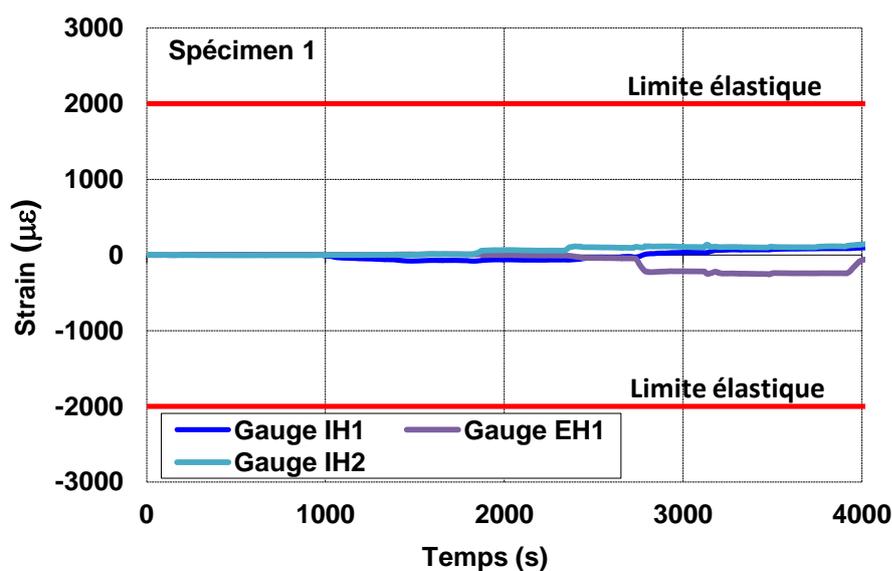


Figure 4.20 : Sollicitation de l'armature transversale

Dans la figure ci-dessus, il est possible de voir que la demande sur les aciers transversaux a été faible et qu'aucune plastification n'a été atteinte.

4.4. Simulation numérique

L'analyse a consisté en l'élaboration d'un modèle numérique du portique étudié en utilisant le logiciel Seismo-structure (voir la figure 4.21). Le modèle est soumis ensuite à deux simulations numériques statiques non linéaires, pushover et cyclique. Les hypothèses de modélisation et les lois de comportement des matériaux utilisées sont les mêmes que pour les poteaux comme présentées dans le chapitre 3.

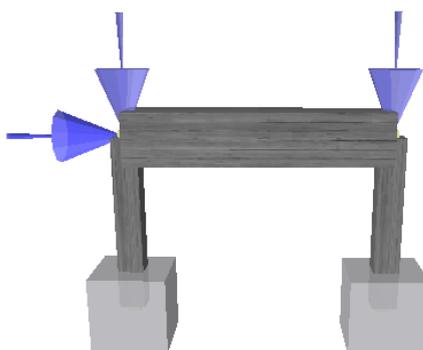


Figure 4.21 : Modèle numérique (logiciel Seismo-Structure).

4.4.1. Analyse pushover (poussée progressive)

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge appliquée, le comportement non linéaire de la structure peut être évalué.

L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que la courbe globale de capacité de la structure.

Les résultats de l'analyse numérique de notre spécimen d'étude sont donnés sous forme d'une courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et les déplacements au sommet du portique comme présenté dans la figure 4.22.

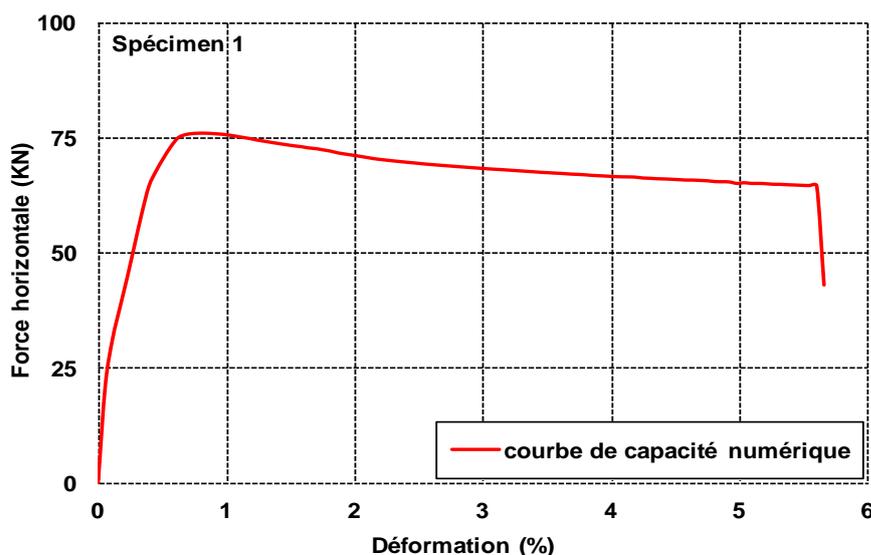


Figure 4.22 : Courbe de capacité numérique

➤ Analyse des résultats

Sur la base des résultats de l'analyse pushover, représentée sur la figure 4.22, les observations suivantes peuvent être tirées :

- La capacité de charge latérale du portique a atteint un maximum de 76 kN pour un déplacement (limite élastique) de 10.7mm correspondant à une déformation de 0.79% du spécimen.
- La capacité de charge latérale du portique a diminué d'une façon progressive dans le palier post-élastique jusqu'à atteindre les 64kN juste avant la rupture correspondant à une déformation totale de 5.6% (7.6 cm), ce qui signifie que le portique a subi une perte de résistance et de rigidité immédiatement après la limite du palier élastique tout en conservant un comportement ductile pour une valeur de ductilité en déplacement de 7 .

4.4.2. Analyse sous un chargement cyclique

Afin d'étudier numériquement le comportement sismique d'un portique en béton armé, on a effectué une simulation numérique d'un chargement cyclique avec le logiciel Seismo-structure en introduisant un chargement à dents de scie tel que représenté par la figure 4.23.

Dans cette analyse, les charges appliquées (Déplacement, forces ou combinaison des deux), déplacement dans notre cas, peut varier de façon indépendante dans

le domaine pseudo-temporel, conformément à une configuration de chargement prescrite. La charge appliquée P_i dans la position du nœud i est donnée par $P_i = \lambda_i(t)P_i^o$, soit une fonction d'un facteur de charge dépendant du temps $\lambda_i(t)$ et d'une charge nominale P_i^o . Ce type d'analyse est typiquement utilisé pour modéliser les essais statiques de structures sous chargement variable de forces ou de déplacements (Chargement cyclique).

Le chargement est composé d'une force verticale, charge axiale N, correspondant au poids propre apportée à l'élément et la force latérale, F, contrôlée en déplacement.

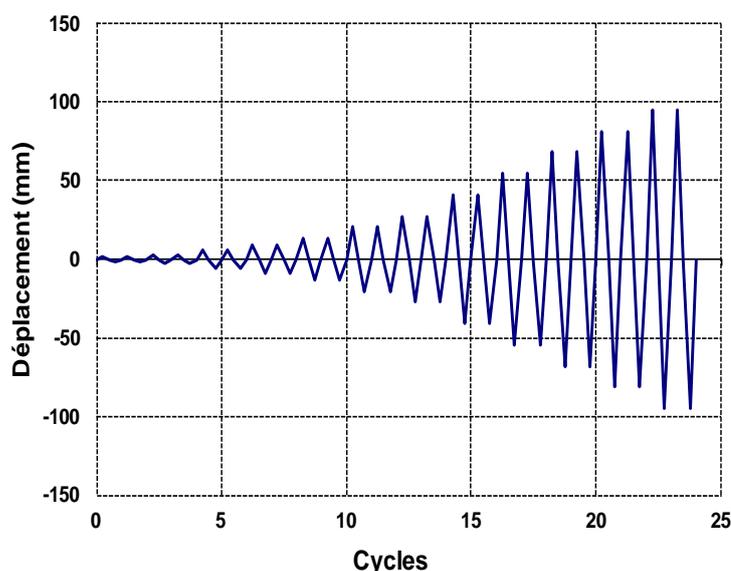


Figure 4.23 : Le chargement cyclique appliqué

Le résultat de la simulation numérique est en forme d'une courbe hystérésis illustrant le comportement du portique à chaque cycle de chargement et de déchargement.

Ça nous permet d'avoir la capacité de charge maximale du portique avec la déformation correspondante en ayant une bonne estimation de l'énergie dissipée et de l'amortissement de l'élément, tout en suivant la dégradation de sa résistance et de sa rigidité jusqu'à la rupture tel que montré dans la figure 4.24.

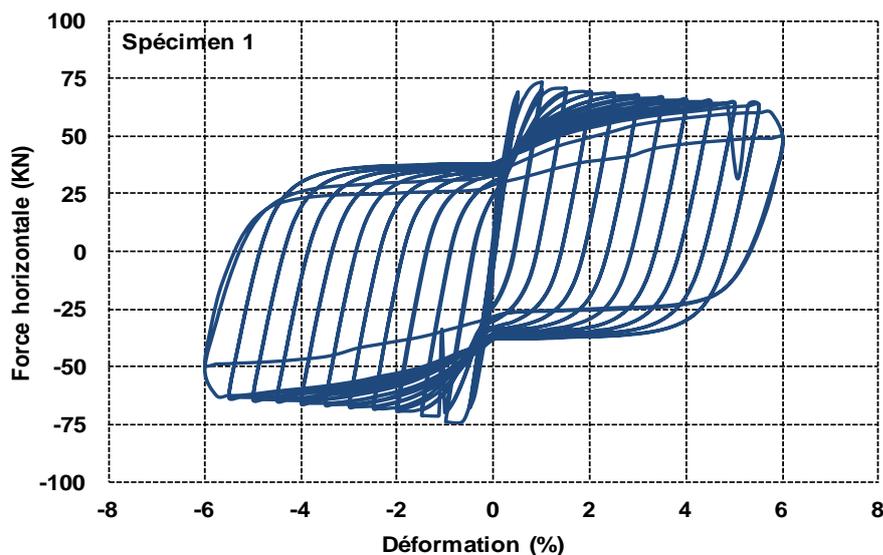


Figure 4.24 : Courbe hystérésis force-déplacement

➤ Analyse des résultats

Sur la base des résultats de l'analyse cyclique, et d'après la courbe représentée sur la figure 4.24, les observations suivantes peuvent être tirées :

- La capacité de charge latérale du portique a atteint un maximum de 74 kN pour un déplacement (limite élastique) de 10.3mm correspondant à une déformation de 0.76% du spécimen.
- La capacité de charge latérale du portique a diminué dans le palier post-élastique jusqu'à atteindre les 60 kN juste avant la rupture correspondant à une déformation totale de 5.52% (7.5 cm), ce qui signifie que le portique a subi une perte de résistance et de rigidité immédiatement après la limite du palier élastique tout en conservant un comportement ductile avec une valeur de ductilité en déplacement de 7.2.

4.4.3. Comparaison des résultats de l'analyse numérique (pushover-cyclique)

D'après les résultats des deux analyses pushover et cyclique, on obtient une superposition presque parfaite des deux courbes force latérale-déplacement (figure 4.25), ce qui illustre une très bonne concordance dans l'estimation des performances sismique du portique en béton armé entre les deux analyses numériques.

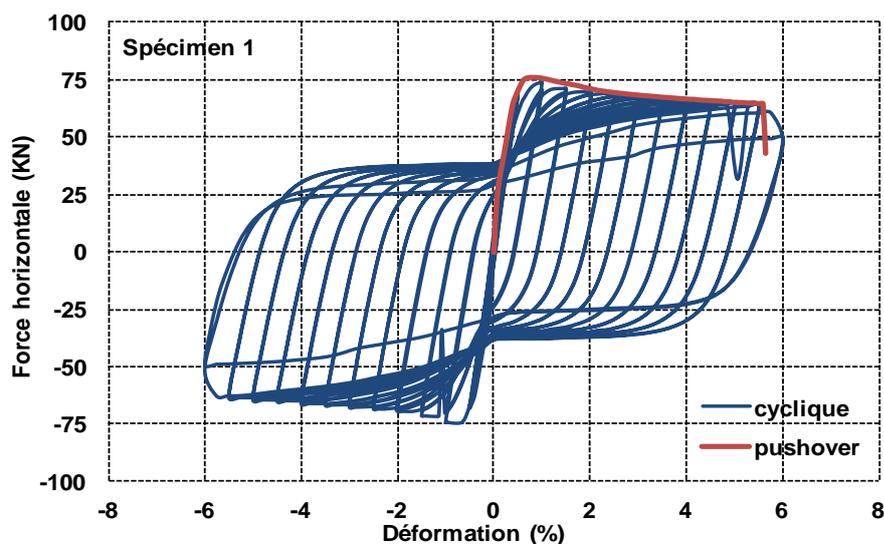


Figure 4.25 : Comparaison entre la courbe hystérésis (chargement cyclique) et la courbe capacité (pushover)

4.5. Comparaison des résultats expérimentaux avec la prédiction

La figure 4.26 présente la courbe force-déplacement monotone prédite par Seismo-structure en même temps que la courbe obtenue expérimentalement. On voit que la courbe de prédiction décrit une forme similaire à la courbe expérimentale, aussi la valeur maximale prédite pour la force concorde avec le résultat expérimental. Toutefois, en général, la prédiction sous-estime les déplacements.

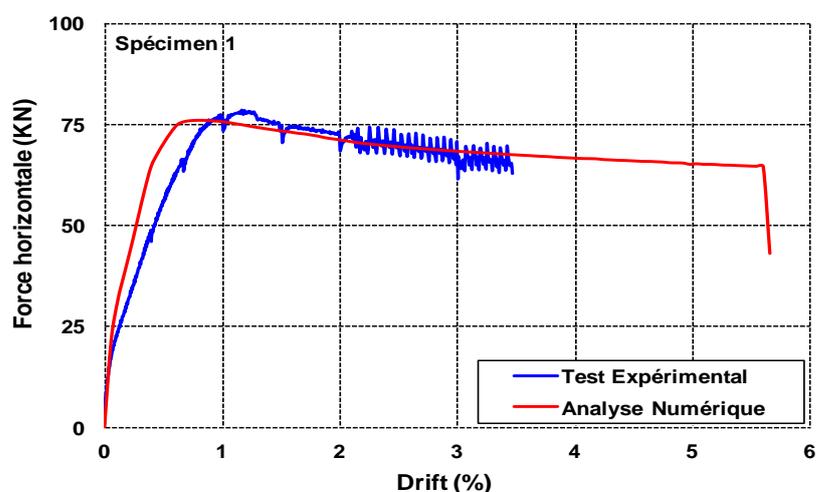


Figure 4.26 : Courbe force-déplacement numérique-expérimentale

A partir des résultats expérimentaux observés, on a pu identifier quelque états limites pour le portique en béton armé qui permettent de définir chaque niveau de performance que sont :

- La fissuration ;
- La plastification des armatures longitudinales ;
- L'éclatement du recouvrement du béton.

Cependant, du faite de l'arrêt précipité du test à 3% les autres états limites du spécimen n'ont pas été détectés tels que :

- La rupture des barres transversales ;
- Le flambement et rupture des barres longitudinales ;
- La dégradation du noyau confiné.

4.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé à une analyse expérimentale et numérique du comportement sismique d'un portique en béton armé. Le portique étudié est tiré d'un immeuble construit à la fin des années 90 à Alger selon le règlement parasismique Algérien en vigueur à l'époque (RPA99).

Le but étant d'avoir une méthodologie claire nous permettant d'estimer au plus près de la réalité, les capacités et le comportement sismique des éléments constituant les structures en béton armé construits selon la réglementation algérienne et les matériaux locaux utilisés. A partir des résultats obtenus, on a constaté une très bonne concordance entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de résistance et de ductilité et même des déplacements.

On conclut qu'avec cette méthodologie numérique utilisée, une bonne appréciation du comportement sismique et des dommages subits par les structures en béton armé et non seulement faisable mais applicable selon le contexte Algérien en tenant compte des caractéristiques mécanique des matériaux utilisés.

CONCLUSION GENERALE

La conception sismique des structures en béton armé est basée sur le concept de la demande en ductilité, globale- locale, et leur corrélation. Le comportement local est intimement lié aux lois contrainte-déformation des matériaux constitutifs, en l'occurrence le comportement du béton confiné à l'intérieur du noyau pour les éléments des structures en béton armé. La connaissance de ces lois, permet au concepteur de mieux quantifier la capacité des éléments structuraux, notamment les poteaux en béton armé, et de mieux utiliser les réserves intrinsèques de la structure. Dans ce contexte les éléments structuraux sont proportionnés dans les codes modernes de manière à permettre à la structure de subir des déplacements latéraux importants tout en préservant son équilibre global.

Dans les dispositions du règlement Algérien RPA 99/v2003 les quantités des armatures de confinement ne dépendent pas du niveau de compression axiale dans les poteaux mais de la force de cisaillement. Cela indique que les dispositions du code algérien sont basées sur la préservation de la capacité de charge de cisaillement. Les hypothèses de base du confinement sont les relations entre la quantité du renfort transversal, la résistance et la ductilité de courbure.

Dans le règlement RPA, ces relations sont relatives aux quantités du renfort dans la zone sismique (intensité du tremblement de terre). Il est intéressant aussi de rechercher le niveau de ductilité à se procurer dans la structure : Réponse élastique, ductilité limitée, structure ductile.

Le confinement offre au comportement sismique des éléments structuraux, deux avantages très importants et primordiaux afin de résister et de développer les déformations requises pour une tenue sécuritaire et économique sous sollicitations sismiques sévères. Ces deux avantages, la ductilité et l'augmentation de la résistance du béton sont affectées par plusieurs paramètres dont les plus déterminants, le taux et la configuration de l'armature transversale avec l'espacement approprié, l'intensité de l'effort normal, la résistance des matériaux et le taux et la distribution de l'armature longitudinale sur le périmètre de la section. Les éléments en béton armé soumis à l'action composée d'un moment

fléchissant et un effort axial de compression doivent être soigneusement confinés par des aciers transversaux afin d'améliorer leur résistance et leur ductilité.

Dans cette étude, de l'importance de l'effet du niveau de la charge axiale, λ , et du taux d'armatures transversales, ρ , sur le confinement, donc, sur le comportement sismique des poteaux en béton armé, on a mis en évidence les effets suivants :

- L'intensité de la charge axiale et les rapports des armatures transversales ont une influence significative sur la résistance, les déplacements maximum atteints ainsi que sur la capacité de dissipation d'énergie des poteaux en béton armé.
- La direction de chargement, unidirectionnel ou bidirectionnel, a une influence significative sur la performance sismique des poteaux ainsi que sur le type et l'étendu des dommages observés.
- En tenant compte des dommages observés et des résultats des jauges au droit du renforcement transversal; La section transversale du poteau a été classée en quatre zones de 1 à 4 selon l'ordre de ruine.
- La zone d'éclatement du béton augmente considérablement avec l'échelle des poteaux choisie. Cela a été clairement établi en observant les dommages sur le spécimen 13 (petite échelle) et du spécimen 16 (grande échelle).
- Le flambement des renforts longitudinaux est plus important dans les poteaux à grande échelle pour le même déplacement.
- Les dommages observés pour le spécimen à grande échelle ont indiqué que la longueur de la rotule plastique potentielle à confiner pour un poteau soumis à une force de compression axiale élevée, $0.6f'_cA_g$ spécifiée par le code sismique algérien actuel RPA 99 / v2003, est sous-estimée. La région confinée doit être étendue pour éviter la ruine du poteau en dehors de la région de la rotule plastique. Sur la base des données obtenues à partir du programme expérimental choisi, l'équation relative à la région confinée en fonction de la section du poteau et de l'intensité de la charge axiale appliquée a été proposée.

Sachant que le confinement a une incidence favorable sur la performance du béton en améliorant sa résistance et sa ductilité ; un modèle approprié pour l'analyse du comportement des éléments structuraux en béton armé s'avère nécessaire afin de prédire fidèlement la demande de ductilité recherchée. Une simulation numérique a été réalisée sur la base d'hypothèses de modélisation et de formulation théorique contenue dans le logiciel Seismo-struct. Le bon accord entre les résultats numériques et expérimentaux fournit des informations sur le choix judicieux des modèles utilisés pour prédire la réponse des poteaux en béton armé soumis à un chargement cyclique.

Grace à la modélisation numérique élaborée et l'efficacité du choix des modèles de matériaux utilisés pour la modélisation, la prédiction de la progression des dommages dans les poteaux par la méthode de l'indice de dommage a donné de bonnes prédictions des dommages à tous les stades de chargement et une bonne évaluation de la performance sismique des poteaux.

Au final, une étude numérique du comportement sismique des portiques en béton armé sur la base des hypothèses de modélisation précitées, a été validé par les résultats expérimentaux obtenus à partir d'un test pushover effectué au niveau du laboratoire du CGS.

Perspectives :

Grâce au travail mené dans cette thèse, nous pouvons préconiser les axes de recherche suivants :

- La prise en compte dans le règlement parasismique Algérien (RPA) de l'intensité de la charge axiale pour l'estimation de la longueur de la région confinée pour les poteaux en béton armé en introduisant la formule qu'on a proposée.
- Quantifier les effets des autres paramètres influençant le comportement sismique des structures en béton armé tels que la quantité des armatures longitudinales, la résistance à la compression du béton et l'élancement des poteaux en béton armé , et ce en tenant compte des méthodes de réalisations et des matériaux utilisées dans les chantiers Algériens par le biais de tests expérimentaux et des analyses numériques.

- Essayer de voir de plus près les effets des méthodes de construction actuelles (coffrage-coulage) qui ont un impact important sur le comportement sismique des structures dans notre pays.

APPENDICE A : LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A_c : La section du noyau de béton

A_g : La section brute de béton

L : Longueur du poteau

d_b : Le diamètre des barres longitudinales

V_g : L'espacement entre la face supérieure de la fondation et le bout de la plaque d'acier utilisé pour le renforcement

h : La dimension de la section du spécimen

S : Espacement des cadres transversaux

Δ_S : Le déplacement à la première plastification dû à la flexion uniquement

L_p : Longueur de la rotule plastique

l_f : Longueur de flambement du poteau

Δ : Déplacement horizontal de l'élément

Δ_2 : Le déplacement selon la courbe idéalisée ultime du sommet du poteau

Δ_{yI} : Le déplacement élastique selon la courbe idéalisée

ϕ_y : Courbure élastique

ϕ_u : Courbure ultime

δ_y : Déformation élastique

x_m : La déformation maximale sous chargement cyclique

x_u : La déformation ultime sous chargement monotone

h_c : La dimension du noyau de béton mesurée à la ligne centrale du cadre périphérique

h'' : Dimension du noyau du béton

s_h : Entre axe de spiral ou cadres

A_b : La surface des barres d'armatures

d_s : Diamètre du noyau de béton confiné de la section du poteau circulaire, mesuré à l'extérieur de la spirale ou du cadre circulaire.

A_{sh} : Surface des armatures de confinement dans la direction principale de la section du poteau

N : Charge axiale

P : La charge concentrique ultime sur poteau

λ : Niveau de la charge axiale

F_H : Force horizontale nette

F_{rep} : La force reportée

f_c : La résistance à la compression du béton

f_t : Résistance à la traction du béton

f_y : La contrainte élastique des armatures longitudinales

f_{yh} : La contrainte élastique des armatures transversales

f_u : La Limite ultime de l'acier

γ_b : Poids volumique du béton

γ_a : Poids volumique de l'acier

E_S : Module d'élasticité de l'acier

E_c : Module d'élasticité du béton.

V_S : Effort tranchant équilibré par l'acier

V_C : Effort tranchant équilibré par le béton

μ : La ductilité

ρ_{cc} : Ratio de la surface des armatures longitudinales à A_c

ρ_l : Taux d'armatures longitudinales

ρ_t : Taux d'armatures transversales

τ_c : Contrainte de cisaillement moyenne dans la section transversale

H_{eq} : Facteur d'amortissement visqueux équivalent

E : Energie potentiel équivalente (Energie hystérétique)

ΔW : La zone délimitée par un cycle de boucle d'hystérésis

W_e : Énergie potentielle équivalente

k_c : Facteur de confinement

F_y : Résistance élastique calculée

dE : Energie dissipée hystérétique incrémentale

β : Paramètre de dimensionnement déterminé en se basant sur la base de données expérimentale

D : Indice de dommages

α : Rapport du ratio volumétrique des aciers de confinement mis en place et le ratio volumétrique exigé par le code

Abréviations

CEB : Comité International Européen Du Béton

RPA : Règlement Parasismique Algérien

ACI : American Concrete Institute.

APPENDICE B : COURBES HYSTERESIS EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES DES SPECIMENS

B.1. Courbes hystérésis expérimentales

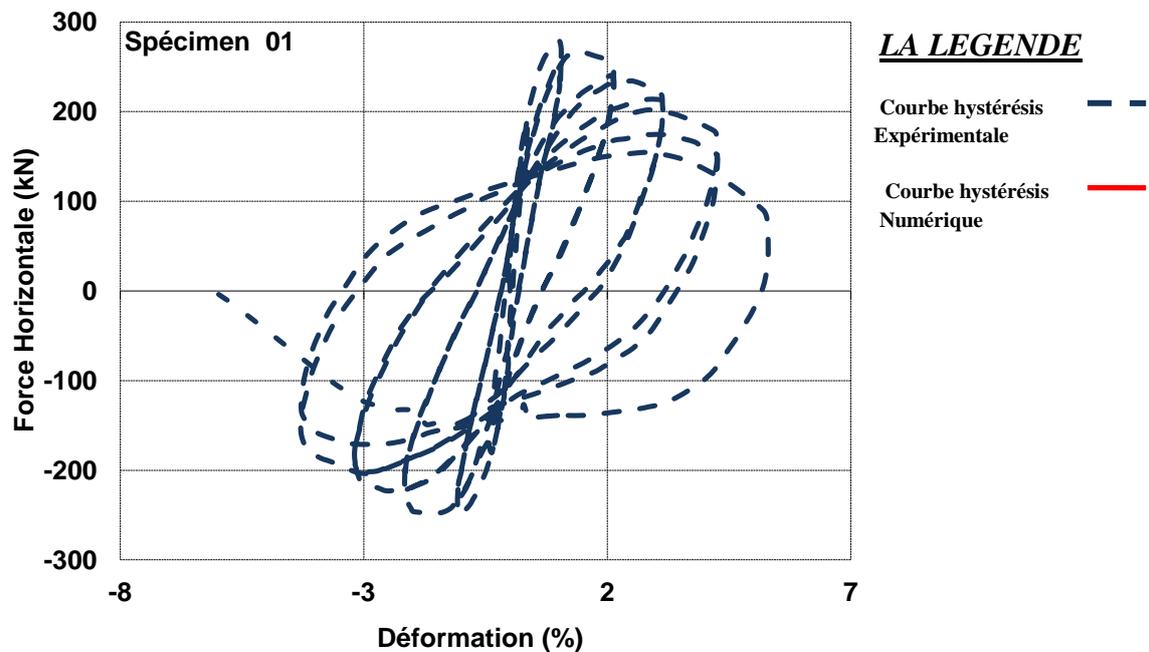


Figure B.1 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 1)

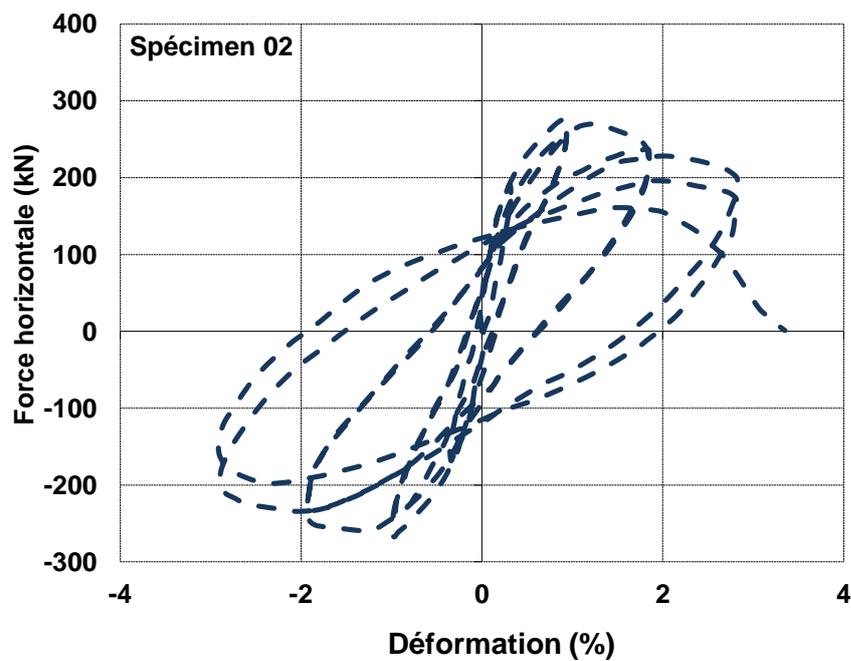


Figure B.2 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 2)

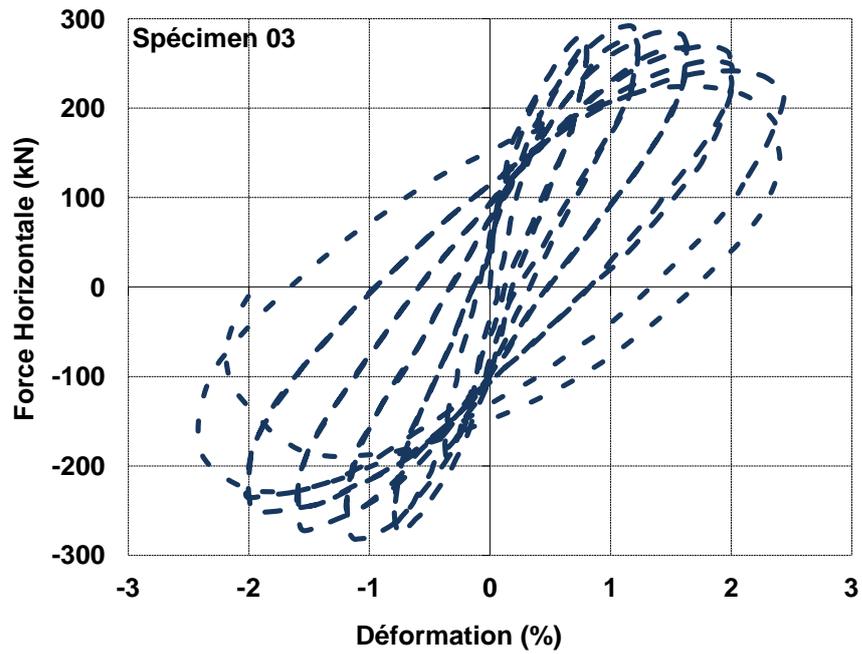


Figure B.3 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 3)

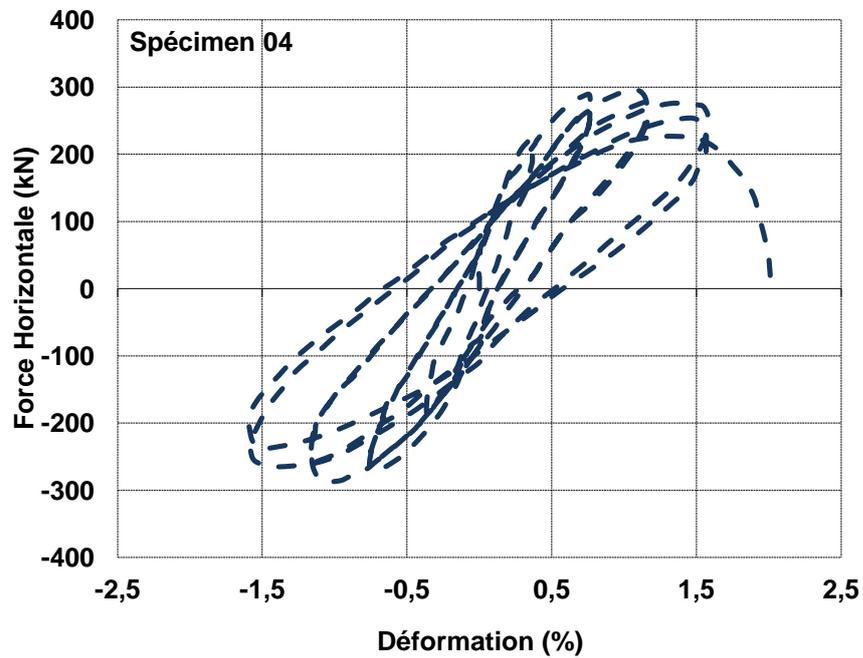


Figure B.4 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 4)

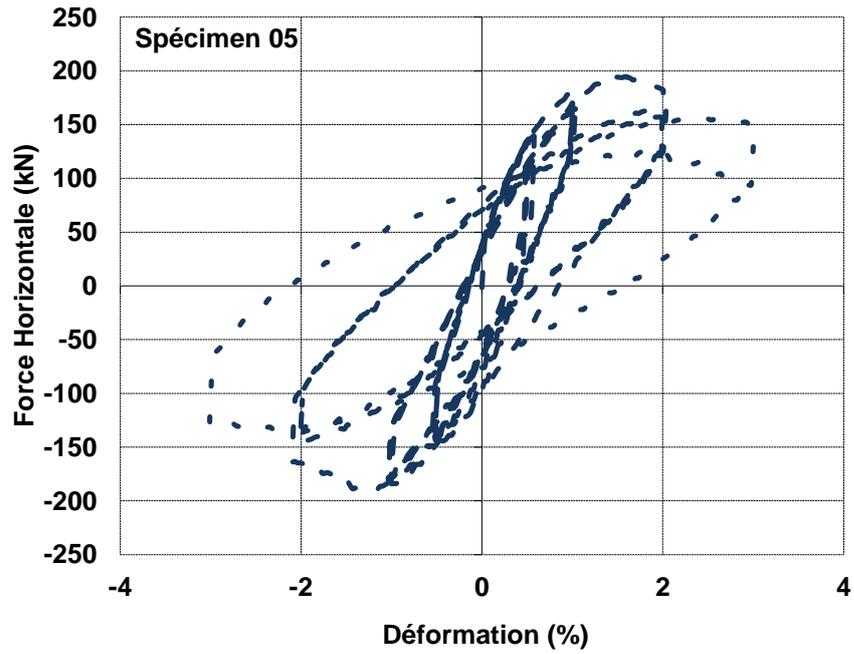


Figure B.5 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 5)

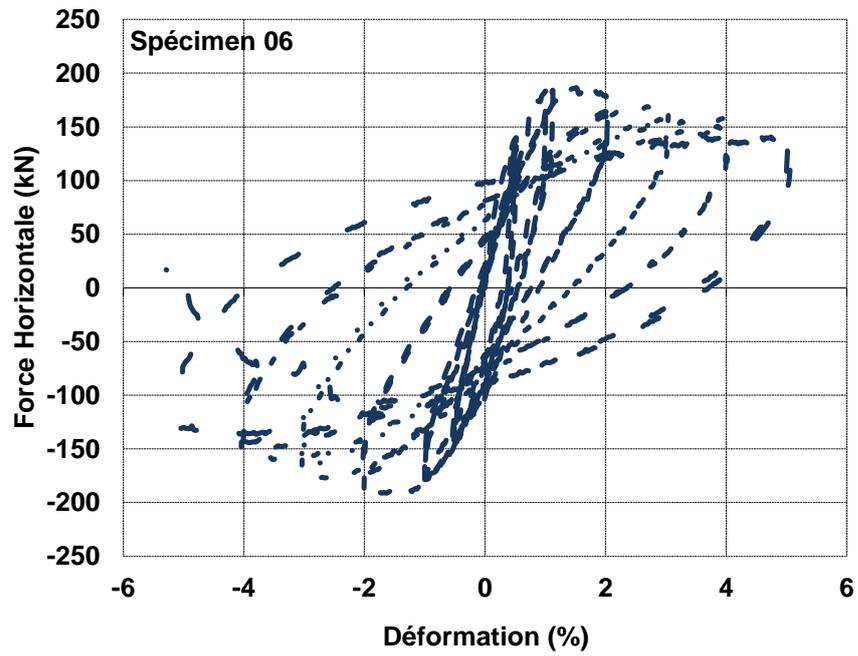


Figure B.6 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 6)

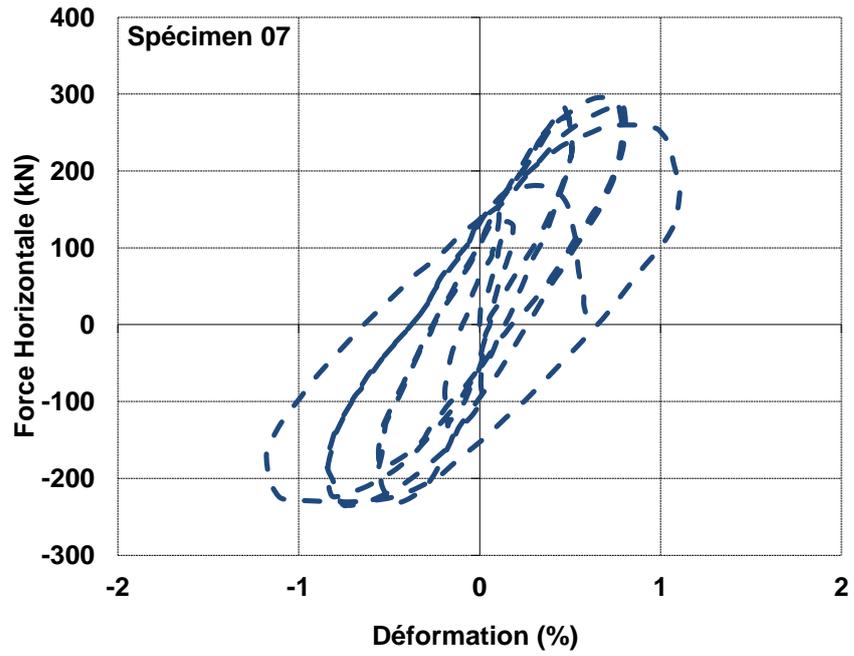


Figure B.7 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 7)

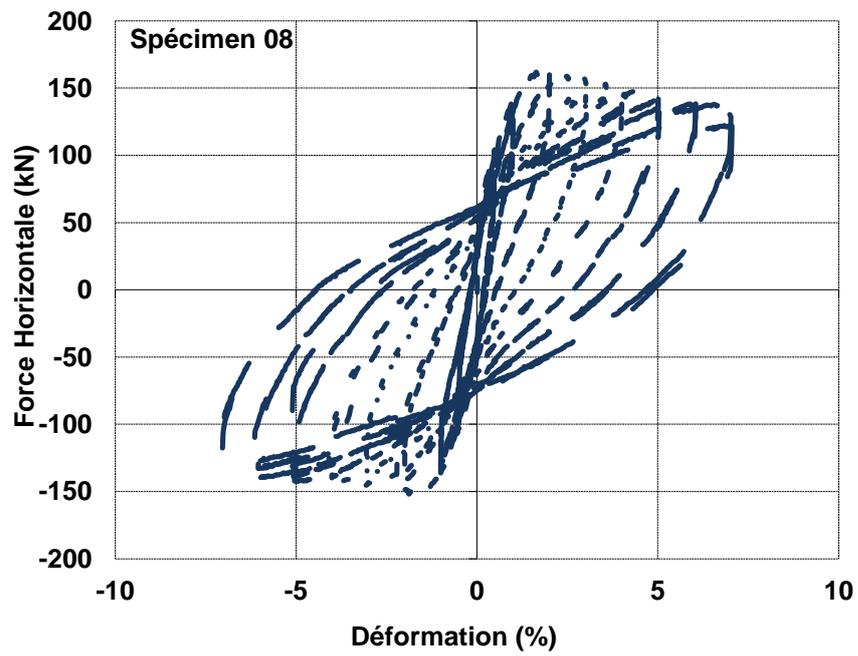


Figure B.8 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 8)

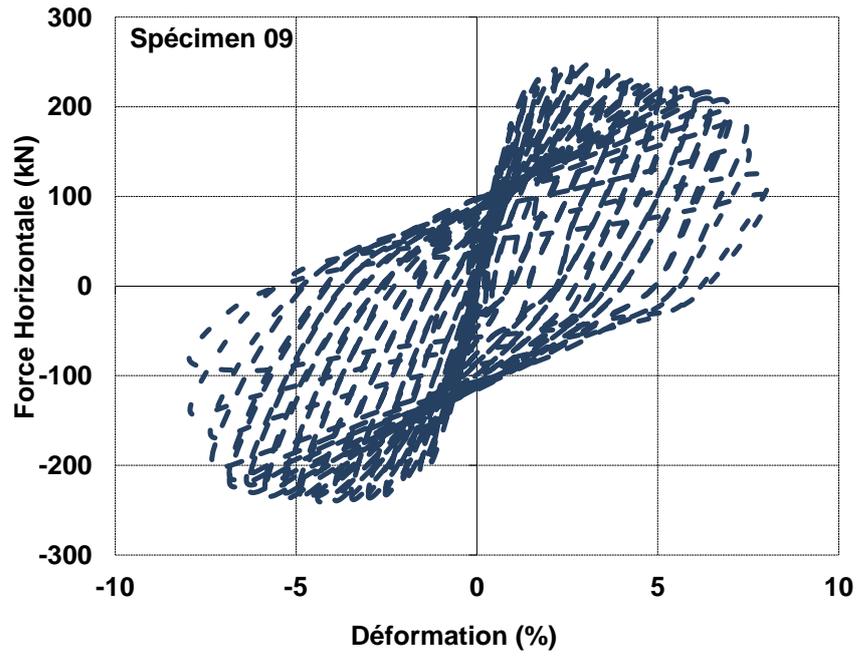


Figure B.9 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 9)

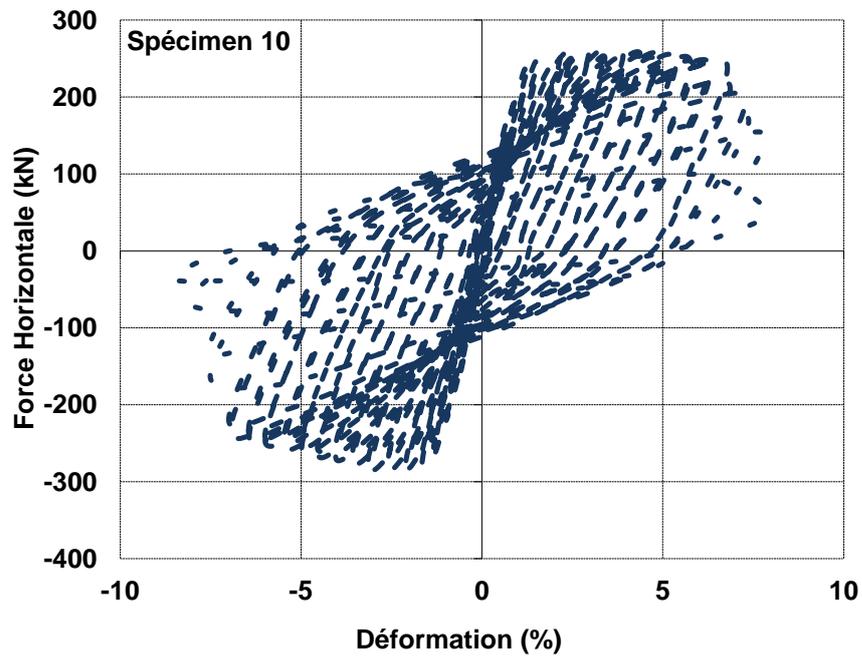


Figure B.10 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 10)

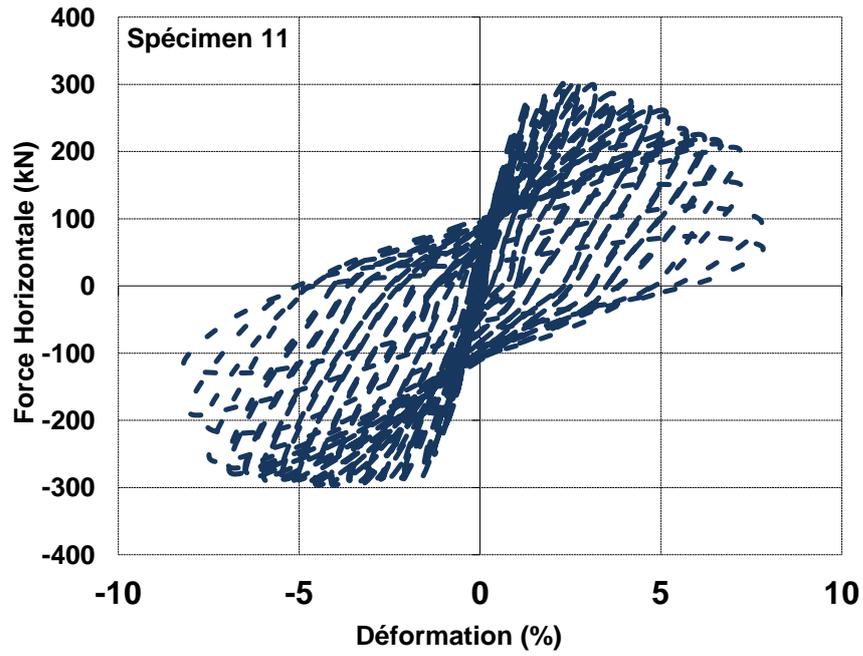


Figure B.11 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 11)

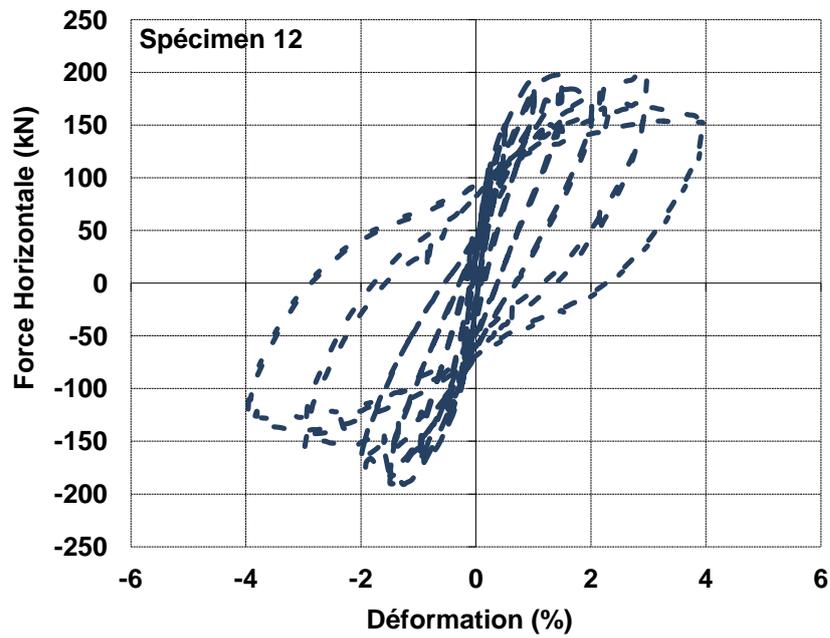


Figure B.12 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 12)

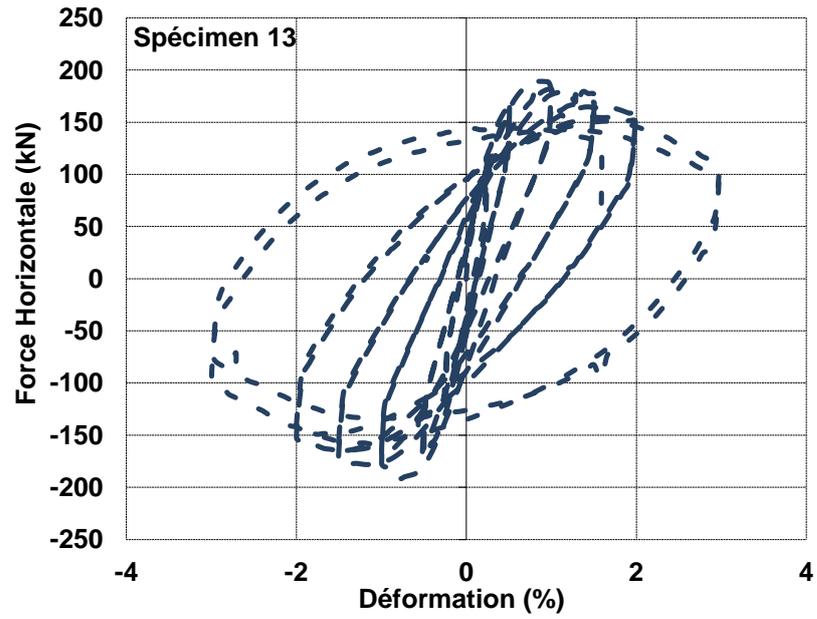


Figure B.13 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 13)

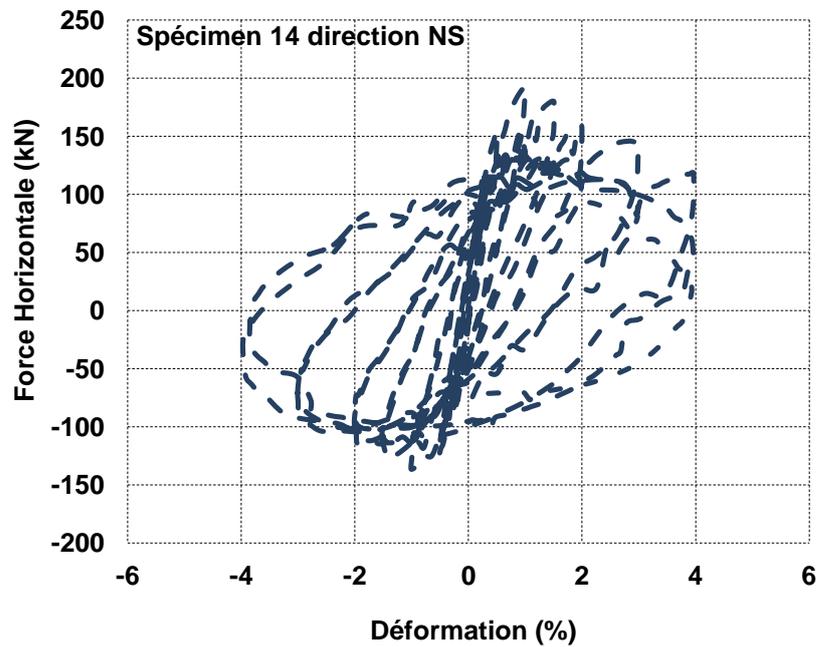


Figure B.14 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 14 –Direction NS)

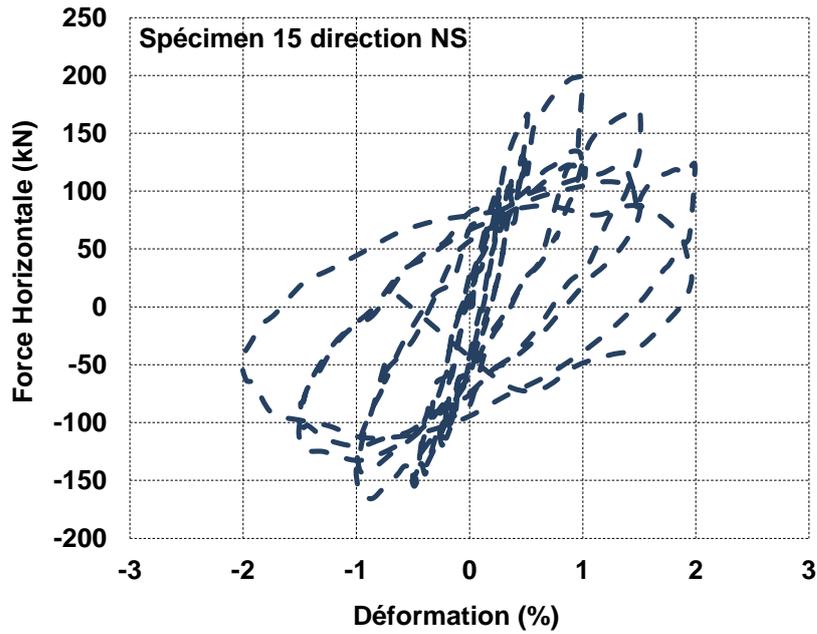


Figure B.15 : Courbe hystérésis expérimentale (Spécimen 15–Direction NS)

B.2. Courbes hystérésis numériques (Simulation avec le logiciel Seismo-struct)

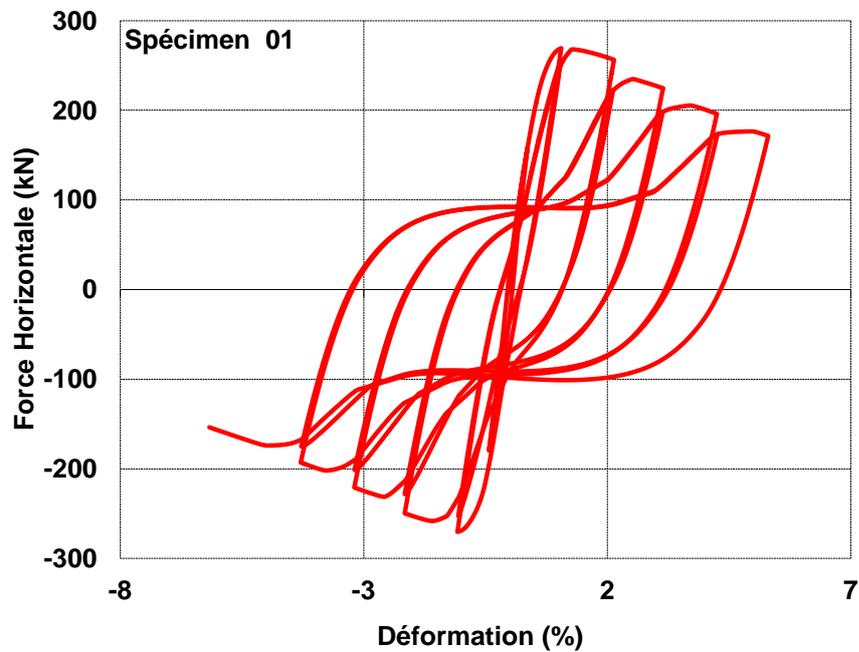


Figure B.16 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 1)

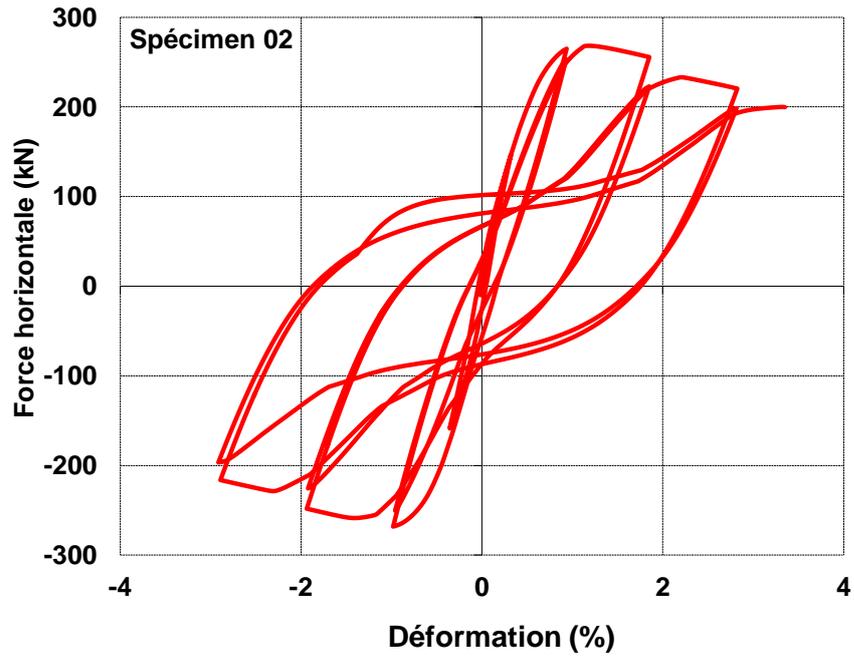


Figure B.17 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 2)

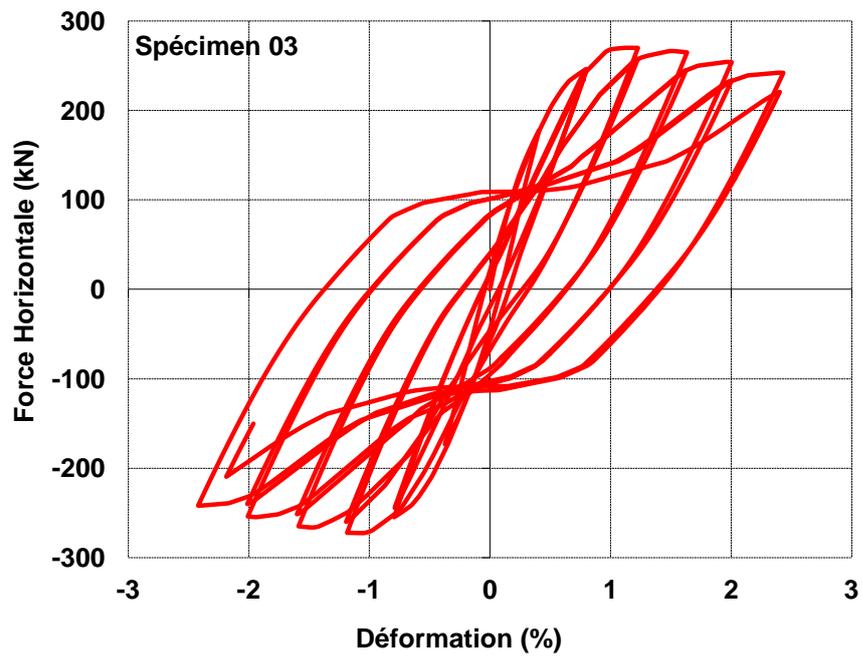


Figure B.18 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 3)

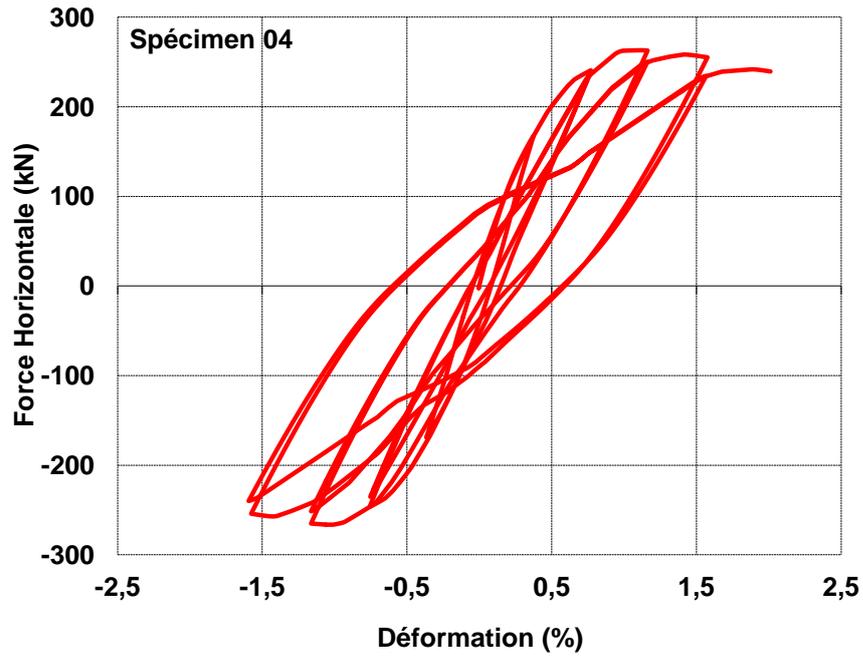


Figure B.19 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 4)



Figure B.20 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 5)

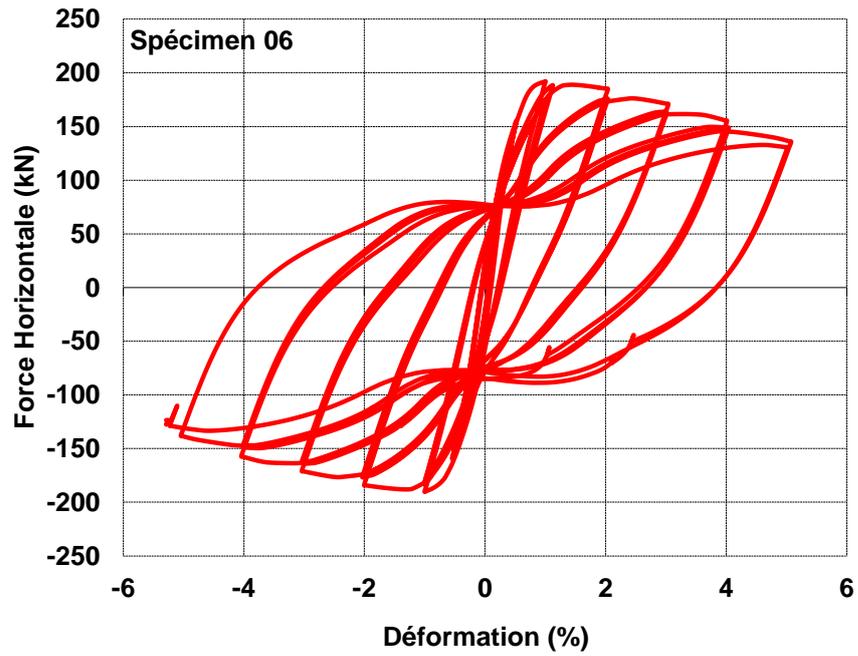


Figure B.21 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 6)

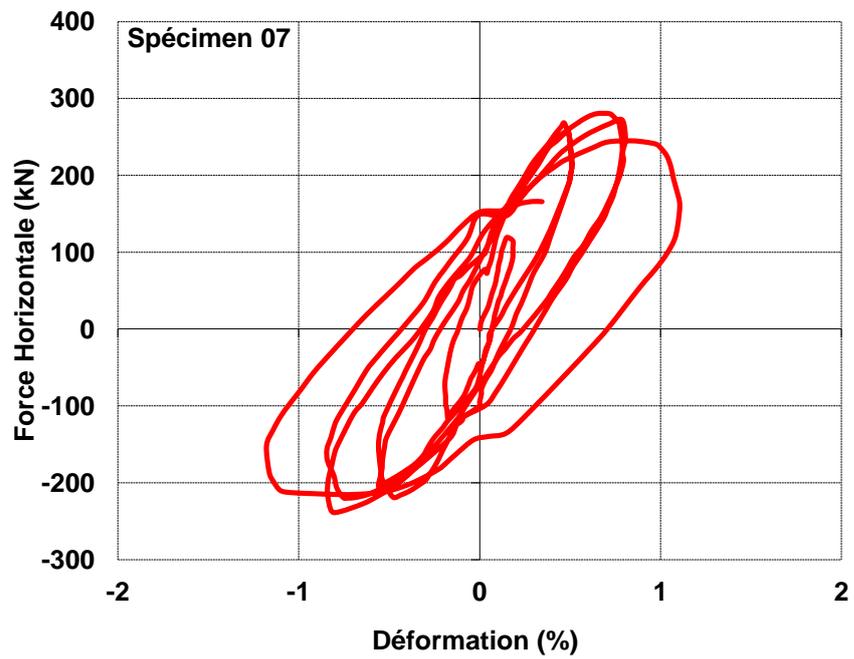


Figure B.22 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 7)

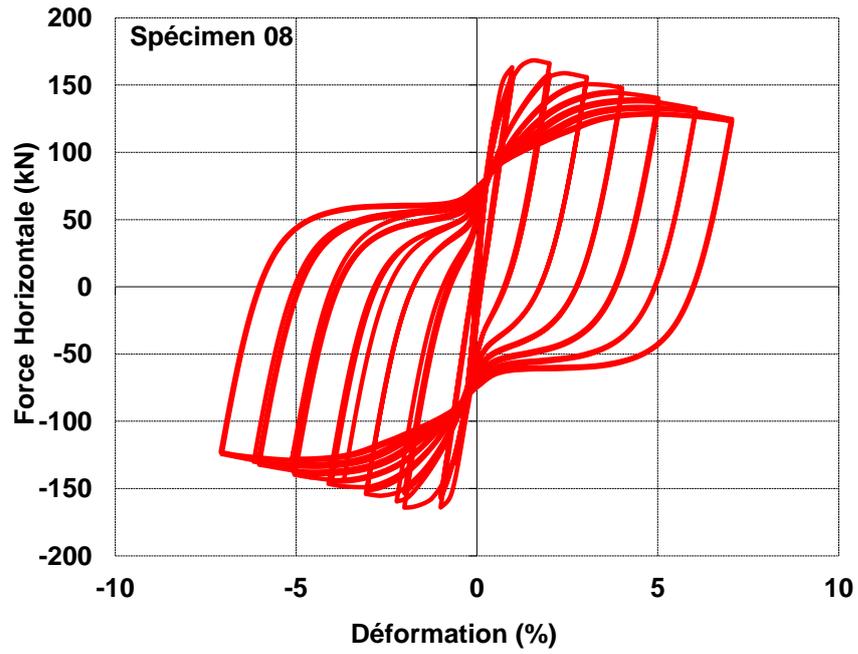


Figure B.23 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 8)

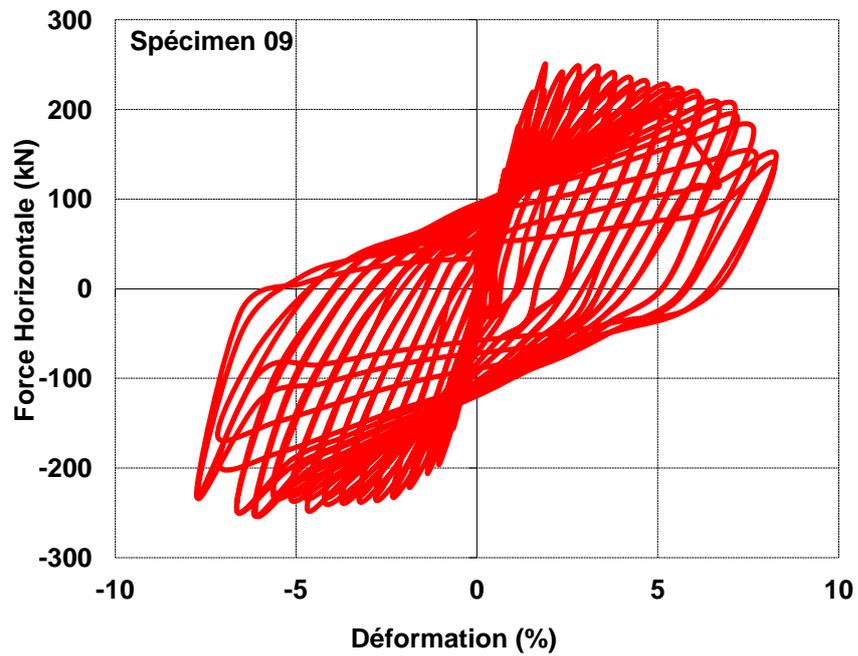


Figure B.24 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 9)

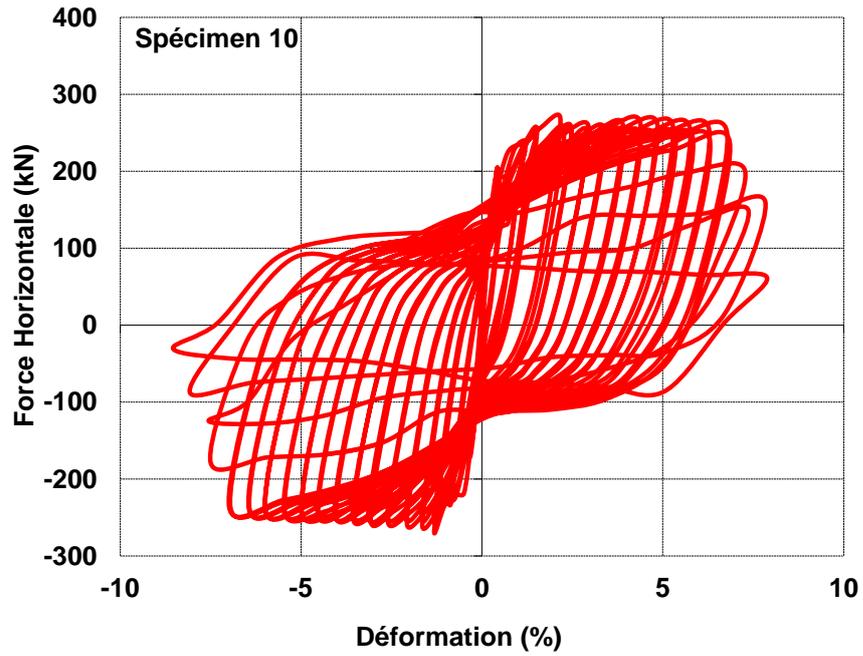


Figure B.25 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 10)

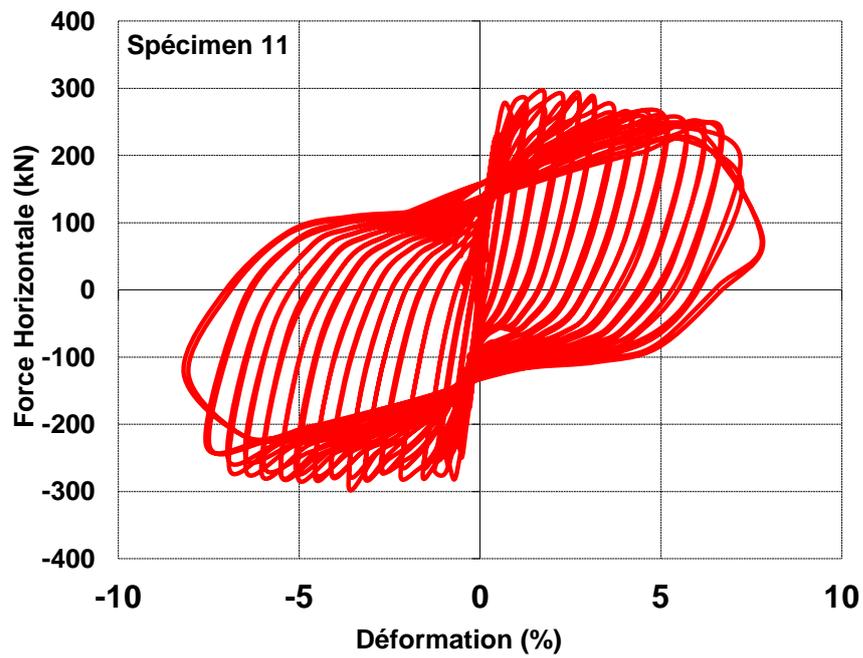


Figure B.26 : Courbe hystérésis numérique (Spécimen 11)

B.3. Comparaison numérique-expérimentale des courbes hystérésis

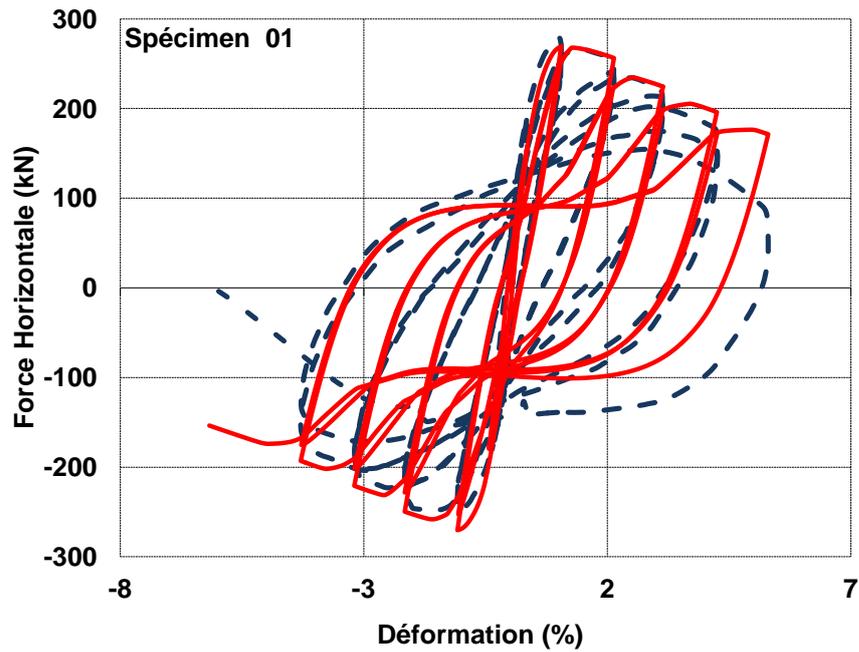


Figure B.27 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 1)

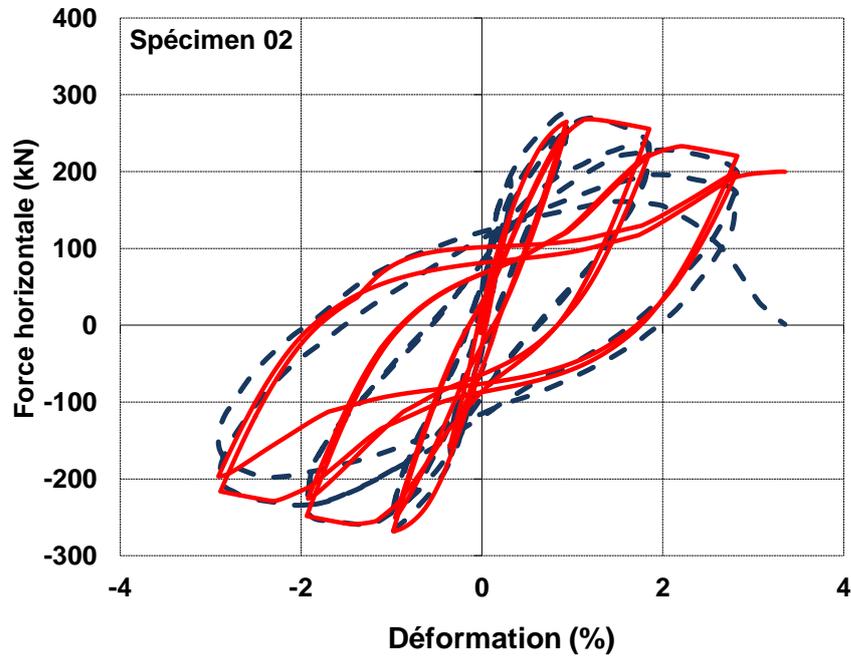


Figure B.28 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 2)

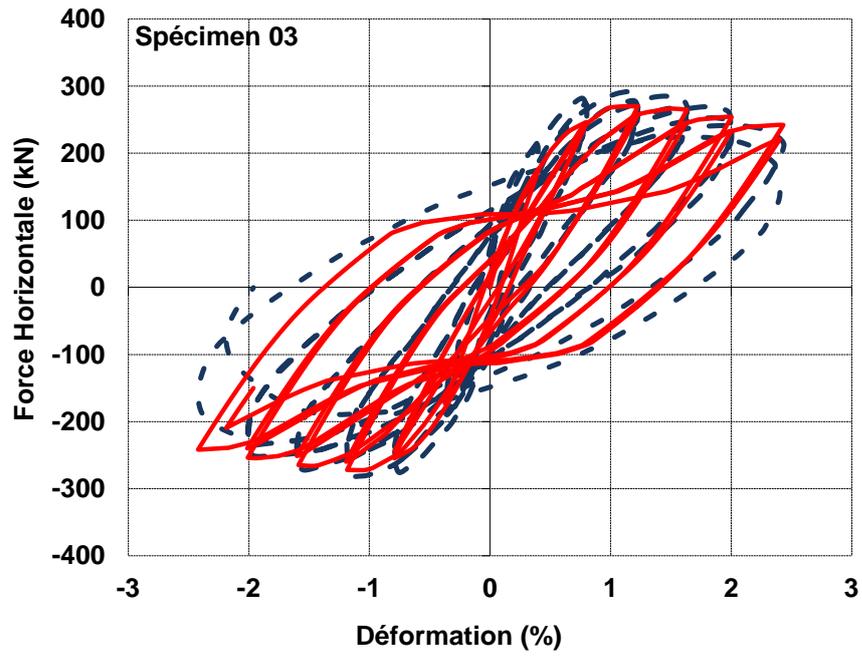


Figure B.29 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 3)

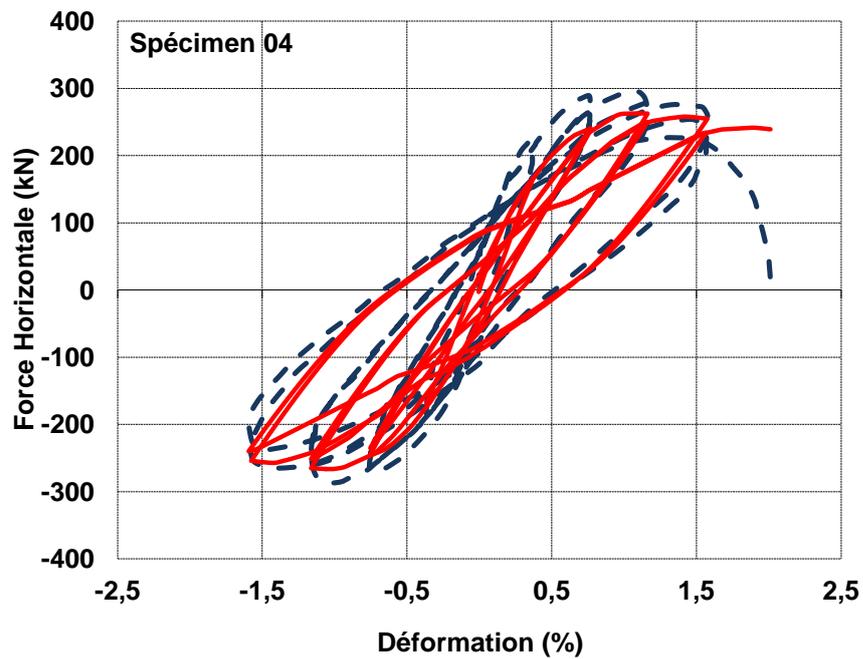


Figure B.30 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 4)

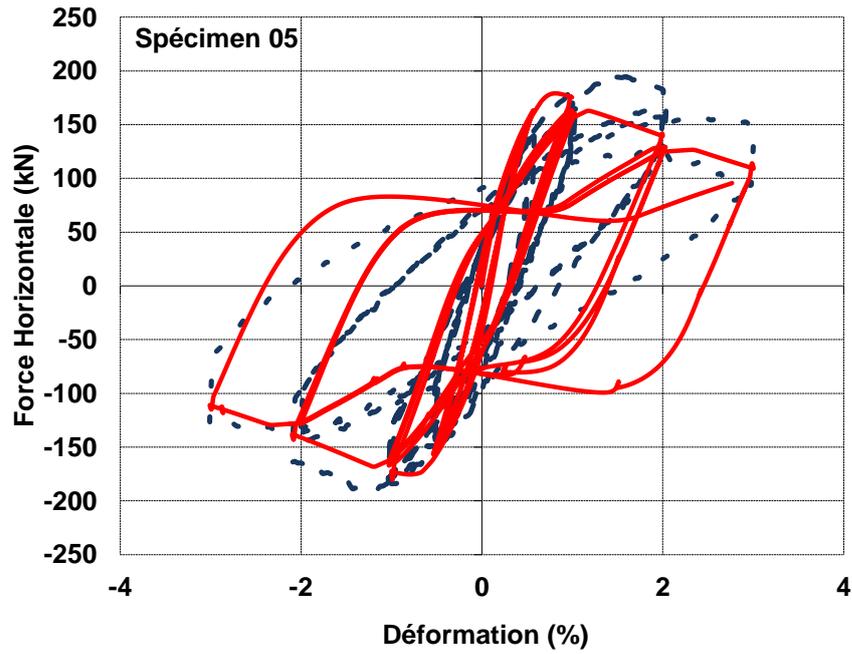


Figure B.31 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 5)

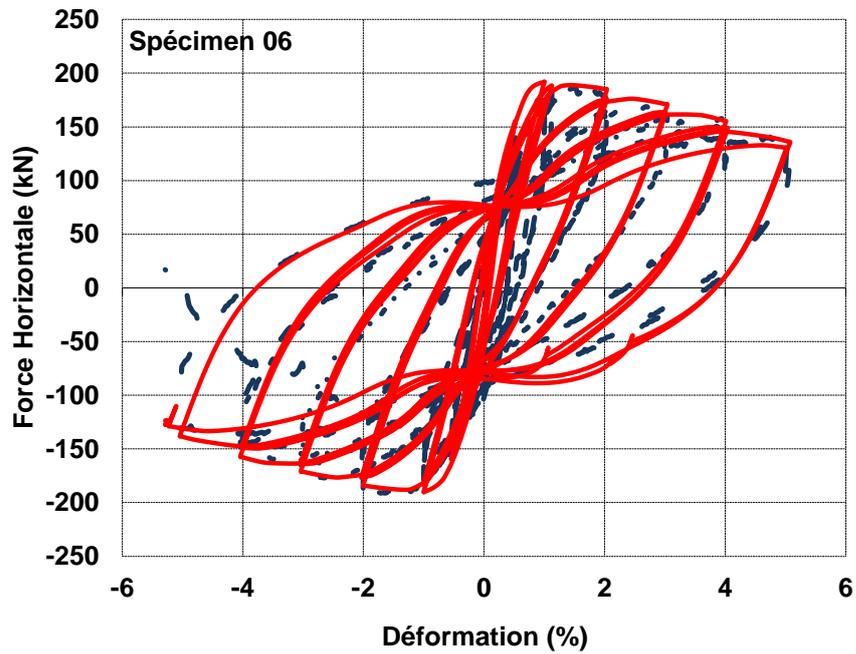


Figure B.32 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 6)

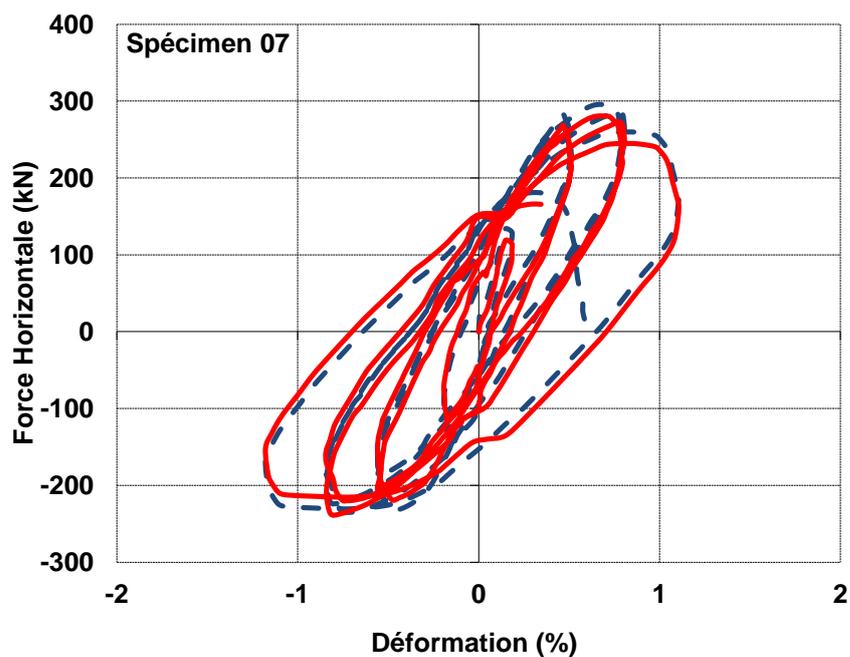


Figure B.33 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 7)

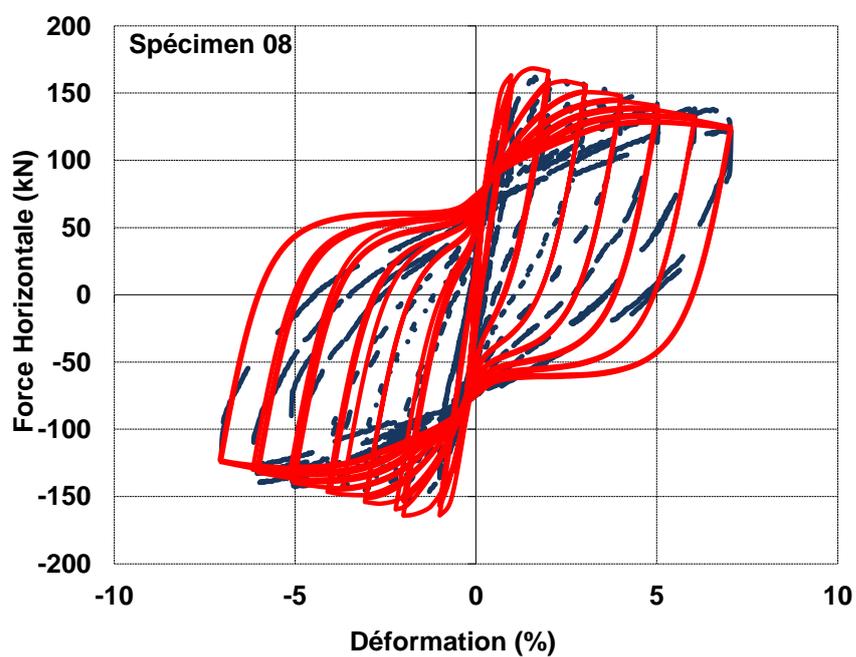


Figure B.34 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 8)

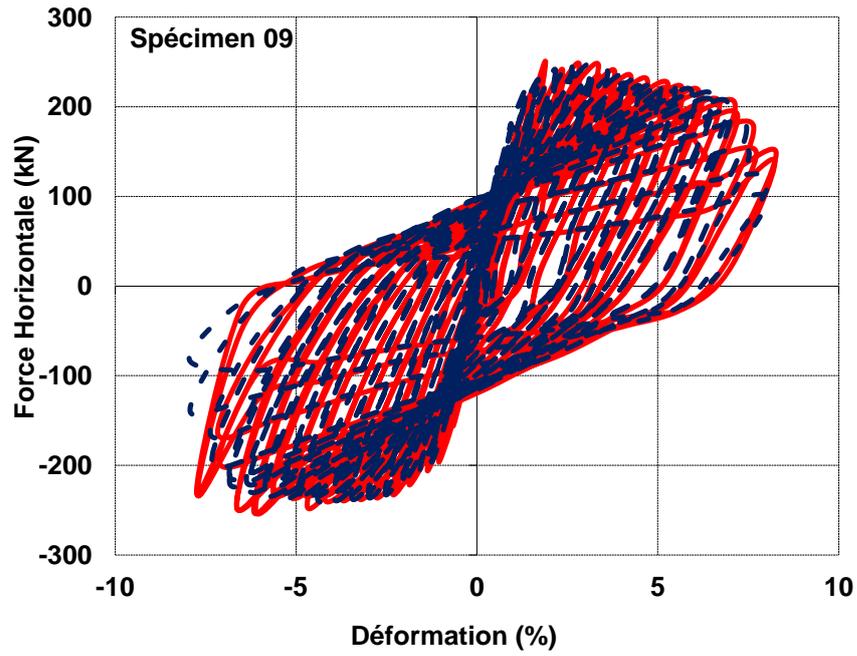


Figure B.35 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 9)

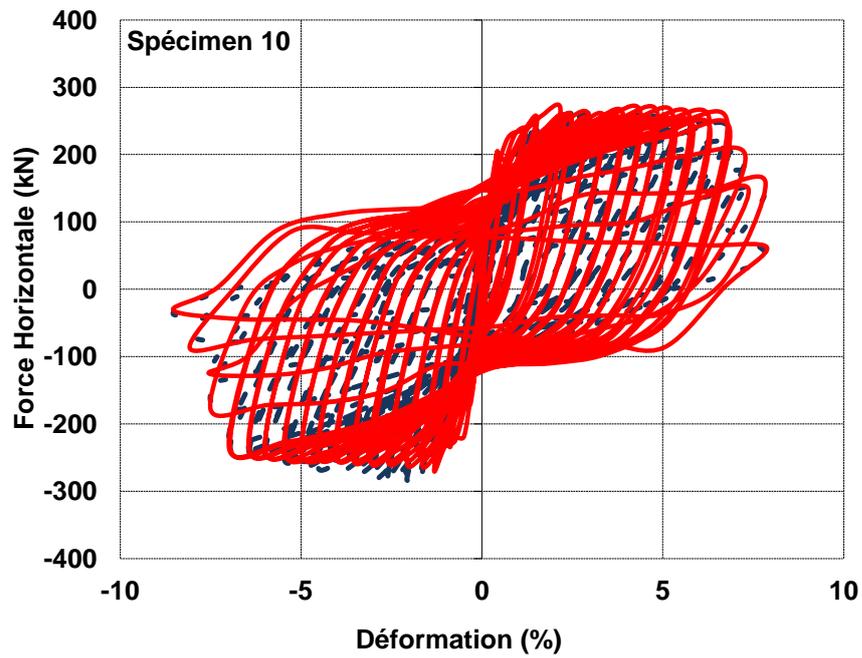


Figure B.36 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 10)

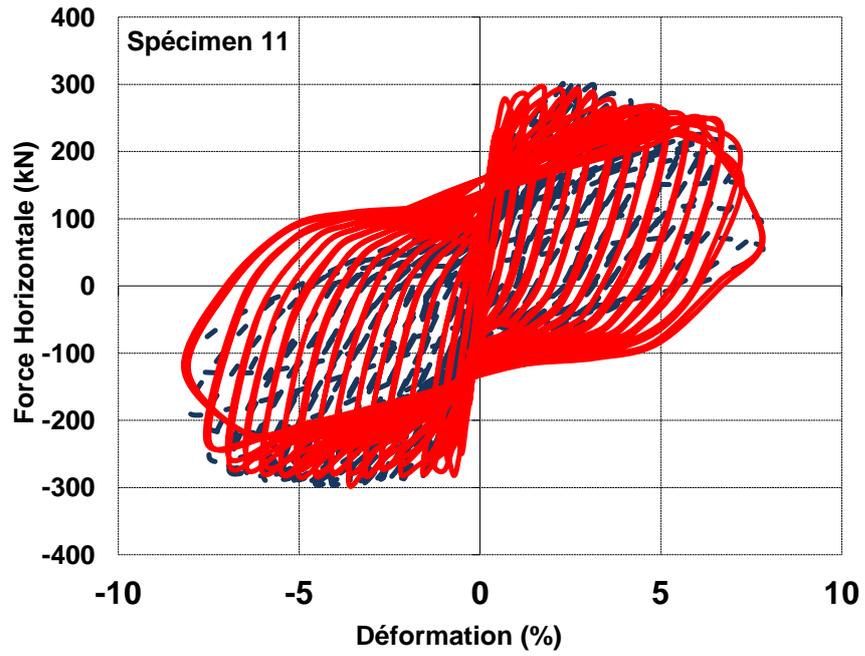


Figure B.37 : Comparaison numérique-expérimentale des Courbes hystérésis (Spécimen 11)

REFERENCES

1. Clough, R.W., Benuska, K. L. et Wilson, E. L., "Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings", Proceedings of the 3th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, (1965).
2. Ngo, D. et Scordelis, A.C., "Finite elements analysis of reinforced concrete beams", Am. Concrete Inst., V.64, n° 14, (1967), 152-163.
3. Ang, B.G., Priestley, M. J. N., and Paulay, T., "Seismic Shear strength of Circular Reinforced Concrete Columns", ACI Structural Journal, (January-February 1989), 45-59.
4. Wong, Y.L., Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Response of Circular Reinforced Concrete Columns to Multi-Directional Seismic Attack", ACI Structural Journal, V.90, n°2, (March-April 1993), 180-191.
5. Lim, K. Y. and McLean, D.I., "Scale Model Studies of Moment-Reducing Details in Bridge Columns", ACI Structural Journal, V.88, n°4, (July-August 1991), 465-474.
6. Priestley, M. J. N. and Benzoni, G., "Scale Model Studies of Moment-Reducing Details in Bridge Columns", ACI Structural Journal, V.93, n°4, (July-August 1991), 465-474.
7. Chai, Y.H., Priestley, M.J.N. and Seible, F., "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance", ACI Structural Journal, V.88, No.5, (September-October 1991), 572-584.
8. Lynn, A.C., Moehle, J.P., Mahin, S.A. and Holmes, W. T., "Seismic Evaluation of Existing Reinforce Concrete Building Columns", Earthquake Spectra, V.12, n°4, (November 1996), 715-739.

9. Coffman, H.L., Marsh, M.L. and Brown, C.B., "Seismic Durability of Retrofitted Reinforced-Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, V.119, n°54, (May 1993), 1643-1661.
10. Xiao, Y. and Martirosyan, A., "Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering*, V.124, n°3, (March 1998), 241-251.
11. Thomsen, J. H. and Wallace, J. W., "Lateral behavior of reinforced concrete columns constructed using high-strength materials", *ACI Structural journal*, V. 91, n°5, (September-October 1994), 605-615.
12. Priestley, M.J.N. and Park, R., "Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading", *ACI Structural journal*, V.84, n°1, (January-February 1987), 61-76.
13. Richard, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L., "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses", University of Illinois engineering experimental station, Bulletin n°185, (1928), 104p.
14. Richard, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L., "The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression", University of Illinois engineering experimental station, Bulletin n°190, (1929), 74p.
15. Tentative final report of committee105, "Reinforced concrete column investigation", *Journal of American Concrete Institute*, Proceeding V. 29, n°5, (February 1933), 275-282.
16. Muguruma, H., Watanabe, F., Iwashimizu, T. and Mitsueda, R., "Ductility improvement of high strength concrete by lateral confinement", *Transactions of the Japan concrete institute*, (1983), 403-410.

17. Sun, Y.P. and Sakino, K., "Ductility improvement of reinforced concrete columns with high strength materials", Proceeding of the Japan Concrete Institute, V.15, n°2, (1993), 719-724.
18. Sakino, K. and Sun, Y.P., "Axial behavior of confined high strength concrete", Proceeding of the Japan Concrete Institute, V.15, n°2, (1993), 713-718.
19. Nishiyama, M. et al. "Axial loading test on high strength concrete prisms confined by ordinary and high strength steel", Utilization of high strength concrete, Proceeding, HSC Symposium, (1993), 322-329, Norway.
20. ACI Committee, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-71)", American concrete Institute, (1971), 78p, Detroit.
21. ACI Committee, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-77)", American concrete Institute, (1977), 103p, Detroit.
22. ACI Committee, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83)", American concrete Institute, (1983), 102p, Detroit.
23. CEB-FIP, "Model Code for Seismic Design of Concrete Structures", Bulletin d'information, n°165, Comité Euro-International du Béton, (Avril 1985), 58p, Athens.
24. Standards Association of New Zealand, "Code of Practice for the Design of Reinforced Concrete Structures", First Draft DZ 3101:1978, (1978), Wellington.
25. Park, R., Kent, D. C. et Sampson, R. A., "R/C Members with Cyclic Loading", Journal of the Structural Division, ASCE, V.98, n° 7, (1972), 1341-1360.
26. Kent, D.C., and Park, R., "Flexural members with confined concrete", Journal of the Structural Division, Proc. of the American Society of Civil Engineers, V.97, n°ST7, (1971).

27. Park, R. and Leslie, P.D., "Curvature Ductility of Circular Reinforced Concrete Columns Confined By the ACI Spiral", 6th Australian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, Christchurch, New Zealand, V.1, (1977), 342-349.
28. Park, R., Priestly, M.J.N. and Gill, W.G., "Ductility of Square Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division", Proceedings of American Society of Civil Engineers, V. 97, n°ST7, V.108, n°ST4, (April 1982), 929-950.
29. Priestly, M.J.N., Park, R. and Potangoroa, R.T., "Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading" Research Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, (1981), 109p.
30. Standards Association of New Zealand, "Code of Practice for the Design of Reinforced Concrete Structures", Second Draft DZ 3101:1980, (1980) Wellington.
31. Ang, B.G., Priestly, M.J.N. and Park, R., "Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers Under Seismic Loading", Research Report 81-3, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, (February 1981), 109p.
32. Concrete structures standard, "The design of concrete structures NZS 3101" part 1, (1995) , standards New Zealand, Wellington, New Zealand.
33. Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, "Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003", Document Technique Règlementaires DTR B C 2 48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2004).
34. Chabil, H. and Demagh, K., "Algerian code provisions of confining reinforcement in the potential plastic hinge regions of columns. Comparison with overseas provisions", African Concrete Code Symposium, (2005).

35. Paulay, T., "A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", Journal of American Concrete Institute, Proceedings V. 83, n°2, (1986), 274-283.
36. Mander, J.B., Priestly, M.J.N. and Park, R., "Seismic Design of Bridge Piers" Research Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, (1984), 483p.
37. Zahn, F.A., Park, R. and Priestly, M.J.N., "Design of Reinforced Concrete Bridge Column for Strength and Ductility", Research Report 86-7, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, (1986), 330p.
38. Millard A. et al. , "Comportement cyclique et dynamique des structures en béton armé". GRECO Géomatériaux, Rapport Scientifique, Reynouard J.M. (ed), (1991), 413-452.
39. Ulm F.J., "Un modèle d'endommagement plastique: application aux bétons de structure", Lab. Central des Ponts et Chaussées, série ouvrages d'art OA19, (1996), 271p.
40. Madas, P. and Elnashai A.S., "A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 21, (1992), 409-431.
41. Takizawa, H., "Notes on Some Basic Problems in Inelastic Analysis of Planar R/C Structures (Part I)", Transactions of the Architectural Institute of Japan, V. 240, (1976), 51-62.
42. Giberson, M., "The Response of Nonlinear Multi-story Structures subjected to Earthquake Excitation". PhD Thesis, California Institute of Technology, (1967).
43. Takeda, T., Sozen, M. A. et Nielsen, N. N., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake", Journal of the Structural Division, ASCE, V. 96, n° 12, (1970). 2557-2573.

44. Otani, S., "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, V.100, n°7, (1974), 1433-1449.
45. Anderson, J. C. et Townsend, W. H., "Models for RC Frames with Degrading Stiffness", Journal of the Structural Division, ASCE, V.103, n°12, (1977), 2361-2376.
46. Soleimani, D., Popov, E. P. et Bertero, V. V., "Nonlinear Beam Model for R/C Frame Analysis", 7th Conference on Electronic Computation, American Society of Civil Engineering, St. Louis, Missouri, USA, (1979), 483-509.
47. Saatcioglu, M., Derecho, A. T. et Corley, W. G., "Coupled Walls in Earthquake-Resistant Buildings, Modeling Techniques and Dynamic Analysis", Report to the National Science Foundation, Construction Technology Laboratories, Portland Cement Association, (1980), 117p.
48. Takayanagi, T., Derecho, A. T. et Corley, W. G., "Analysis of inelastic shear deformation effects in reinforced concrete structural wall systems", Nonlinear Design of Concrete Structures CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium, University of Waterloo, Ontario, Canada, (1979), 545 – 579.
49. Tremblay, R., Léger, P. et Tu, J., "Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-delta effects", Canadian Journal of Civil Engineering, V. 28, n°4, (2001), 640-655.
50. Panneton, M., Léger, P. and Tremblay, R., "Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005". Canadian Journal of Civil Engineering, V.33, n° 7, (2006), 854-871.
51. Lai, S. S., Will, G. T. et Otani, S., "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Member", Journal of Structural Engineering, ASCE, V.110, n°11, (1984), 2563-2584.

52. Jiang, Y. and Saiidi, S. M., "Four-Spring Element for Cyclic Response of R/C columns", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V.116, n°4, (1990), 1018-1029.
53. Li, K. N. et Otani, S., "Multi-Spring Model for 3-Dimensional Analysis of RC Members" *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, V.1, n°1, (1993), 17-30.
54. Combescure, D., "IAEA CRP-NFE Camus Benchmark: experimental results and specifications to the participants", Rapport DM2S. SEMT/EMSI/RT/02-047/A, (2002).
55. Li, K. N., "Three dimensional nonlinear static and dynamic structural analysis computer program, User's Manual", CANNY Structural Analysis, Vancouver, BC, Canada, (2006).
56. Galal K., "Modeling of lightly reinforced concrete walls subjected to near-fault and far-field earthquake ground motions", *Journal of the Structural Design of Tall and Special Buildings*, V.17, n°2, (2008), 295-312.
57. La Borderie, C.L., "Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse des structures en béton", Thèse de doctorat, Université Paris 6, (1991).
58. Spacone, E., Filippou, F.C. and Taucer F.F., "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. I: Formulation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V.25, n°7, (1996a), 711-725.
59. Spacone E., Filippou F.C. and Taucer F.F., "Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames. II: Applications", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V.25, n°7, (1996b), 727-742.

60. Ghavamian S., Mazars J., "Stratégie de calculs simplifiés pour l'analyse du comportement des structures en BA: le code EFICOS". Revue Française de Génie Civil, V.2, n°1, (1998), 61-90.
61. Ghavamian, S., Davenne, L. and Gatuingt, F., "Elément de poutre multifibre (droite)", (2002).
62. Petrangeli, M., Pinto, P.E. and Ciampi, V., "Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory", Journal of Engineering Mechanics, V. 125, n°9, (September 1999), 994-1001.
63. Kotronis, P., Davenne, L. and Mazars, J., "Poutre 3D multifibre Timoshenko pour la modélisation des structures en béton armé soumises à des chargements sévères". Revue Française de Génie Civil, V.8, issues 2-3, (2004), 329-343.
64. Kotronis, P. et Mazars, J., "Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of R/C walls". Journal of Earthquake Engineering, V.9, issue 2, (2005a), 285- 306.
65. Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F. and Casaux G., "Using multifiber beams to account for shear and torsion. Applications to concrete structural elements". Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, (2006).
66. Nguyen, X.H., "Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation". Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France, (2006)
67. Belmouden, Y. et Lestuzzi, P., "Analytical model for predicting nonlinear reversed cyclic Behaviour of reinforced concrete structural walls", Engineering Structures, V.29, n°7, (2007), 1263-1276.
68. Emori, K. et Schnobrich, W. C., "Inelastic Behavior of Concrete Frame-Wall Structures", Journal of the Structural Division, ASCE, V.107, n°1, (1981), 145-164.

69. Monti, G. et Spacone, E., "Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.126, n° 6, (2000), 654-661.
70. Kotronis, P., Ragueneau, F. et Mazars J., "A simplified modeling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design", *Engineering Structures*, V. 27, n° 8, (2005), 1197-1208.
71. Dazio, A., Wenk, T. and Bachmann, H., "L'analyse statique non linéaire par la méthode des éléments finis des structures spatiales formées de poutres à section non symétrique", Thèse de doctorat, Université de Liège, (1989).
72. Lemaitre, J., Chaboche, J.L., "Mécanique des matériaux solides", 2e édition, Dunod, (1986), 577 p.
73. Menegotto, M. et Pinto, P. E., "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending", IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Final Report, Lisbon, (1973).
74. Monti, G. et Nutti, C., "Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V.118, n°12, (1992), 3268-3284.
75. Filippou, F.C., Popov, E.P. et Bertero, V.V., "Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints", Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. (1983).
76. Fragiadakis, M., Pinho, R. et Antoniou, S., "Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading", in *Progress in Computational Dynamics and Earthquake Engineering*, Eds. M.Papadrakakis, D.C. Charmpis,

N.D. Lagaros and Y. Tsompanakis, A.A. Balkema Publishers – Taylor & Francis, The Netherlands, (2008).

77. Prota, A., Cicco, F. et Cosenza, E., "Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues", *Journal of Earthquake Engineering*, V.13, n°4, (2009), 500–519.
78. Ramberg, W. and Osgood, W. R., "Description of stress-strain curves by three parameters", Tech. Note 902, National Advisory Committee on Aeronautics, (1943).
79. Ciampi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V. et Popov, E. P., "Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations", Report No. UCB/EERC82-23, EERC, Berkeley, California, (1982), 121p.
80. Karsan, I.D. and Jirsa, J.O., "Behavior of concrete under compressive loadings", *ASCE Journal of the Structural Division*, V.95, n°12, (1969), 2543–2563.
81. Gopalaratnman, V.S. and Shah, S.P., "Softening response of plain concrete under direct tension", *Journal of the American Concrete Institute*, V.82, n°3, (1985), 310–323.
82. Kupfer, H.B. et Gerstle, K.H., "Behavior of Concrete under Biaxial Stress", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, V.99, n°4, (1973), 853-866.
83. Ottosen, N.S., "Constitutive model for short time loading of concrete", *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, V.105, n°1, (1979), 127-141.
84. Sinha, B.P., Gerstle, K.H. and Tulin, L.G., "Stress-strain relations for concrete under cyclic loading", *Journal of the American Concrete Institute*, V.61, n°2, (1964), 195–211.

85. Yassin, M.H.M., "Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads", Dissertation. University of California. Berkeley, California, (1994).
86. Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N., "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", J. American Concrete Institute, V.79, n°1, (1982), 13-27.
87. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Observed stress-strain behavior of confined concrete", J. Struct. Eng., V.114, n°8, (1988a), 1827-1849.
88. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical stress-strain model of confined concrete." J. Struct. Eng., V.114, n°8, (1988b), 1804-1826.
89. Yankelevsky, D. Z. and Reinhardt, H. W., "Response of plain concrete to cyclic tension", ACI Materials Journal, V.84, n°5, (1987), 365–373.
90. Chang, G.A. and Mander, J.B., "Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I — evaluation of seismic capacity", NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006. State University of New York. Buffalo, New York, (1994).
91. Tsai, W. T., "Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, V.114, (1988), 2133–2136.
92. Popovics, S., "A numerical approach to the complete stress-strain curves of concrete", Cement and Concrete Research, V.3, n°5, (1973), 583-599.
93. Madas, P., "Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading", PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK, (1993).
94. Martinez-Rueda, J.E. and Elnashai, A.S., "Confined concrete model under cyclic load," Materials and Structures, V.30, n°197, (1997), 139-147.

95. Watson, S. et Park, R., "Design of Reinforced Concrete Frames of Limited Ductility", Research Report 89-4, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, (1989), 232p.
96. Soesianawati, M.T., Park, R. and Priestley, M.J.N., "Limited ductility design of reinforced concrete columns", Report 86-10, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, (1986), 208p.
97. Saatcioglu, M. and Gira, M., "Confinement of reinforced concrete columns with welded reinforcement grids", ACI Structural Journal, V.96, n°1, (1999), 29-39.
98. Mo, Y.L. and Wang, S.J., "Seismic behavior of reinforced concrete columns with various tie configurations", Structural Engineering, ASCE, V.126, n°10, (2000), 1122-1130.
99. Bechtoula, H., Kono, S. and Watanabe, F., "Experimental and analytical investigation of seismic performance of cantilever reinforced concrete columns under varying transverse and axial loads", JAABE, V.4, n°2, (2005), 467-475.
100. Kono, S., Bechtoula, H., Sakashita, M., Tanaka, H., Watanabe, F. and Eberhard, M.O., "Damage assessment of reinforced concrete columns under high axial loading", ACI Special Publication, V.237.n°SP, (2006), 165-176.
101. Shibata, A. and Sozen, M.A., "Substitute-structure method for seismic design in R/C", J. Struct. Div., ASCE, V.102, n°ST1, (1976), 1-18.
102. Park, R., "Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages iron Laboratory Testing," Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, V.22, n°3, (1989), 155-166.
103. Mongeau. D., "Effet des étriers à haute limite élastique sur le comportement des poteaux en béton à haute performance". Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, Université de Sherbrooke, CANADA, (1996).

104. Correia, A.A. and Virtuoso, F.B.E., "Nonlinear Analysis of Space Frames", Proceedings of the Third European Conference on Computational Mechanics: Solids, Structures and Coupled Problems in Engineering, Mota Soares et al. (Eds.), Lisboa, Portugal,(2006).
105. Filippou, F.C. and Fenves, G.L., "Methods of analysis for earthquake-resistant structures", Chapter 6 in 'Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering', Cambridge University Press, Cambridge, UK, (2004).
106. Fragiadakis, M. and Papadrakakis, M., "Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures: computational issues", Computational Methods, V.5, n°4, (2008), 483-511.
107. Hellesland, J. and Scordelis, A., "Analysis of RC bridge columns under imposed deformations", Proceeding of the IABSE Colloquium, Delft, Holland, (June 1981), 545-559.
108. Mari, A. and Scordelis, A., "Nonlinear geometric material and time dependent analysis of three dimensional reinforced and pre-stressed concrete frames", SESM Report 82-12, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA, (1984).
109. Spacone, E., Ciampi, V. and Filippou, F.C., "Mixed formulation of nonlinear beam finite element", Computers & Structures, V.58, n°1, (1996), 71-83.
110. Neuenhofer, A. and Filippou, F.C., "Evaluation of nonlinear frame finite-element models", Structural Engineering, V.123, n°7, (1997), 958-966.
111. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Structural Engineering, V.114, n°8, (1988), 1804-1826.

112. Williams, M.S. and Sexsmith, R.G., "Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art review", *Earthquake spectra*, V.11, n°2, (1995) 319-349.
113. Park, Y.J. and Ang, A.H.S., "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *Structural Engineering, ASCE*, V.111, n°4, (1985), 722-739.
114. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Règles parasismique algériennes RPA 99/version 2003.