UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION ET RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONT EN BÉTON ARMÉ CONÇUES SELON LES PRESCRIPTIONS PRÉVALANT AVANT 1971

XAVIER DAUDEY
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
NOVEMBRE 1998

© Xavier Daudey, 1998.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-38673-2

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉVALUATION ET RENFORCEMENT SISMIQUE
DE PILES DE PONT EN BÉTON ARMÉ
CONÇUES SELON LES PRESCRIPTIONS
PRÉVALANT AVANT 1971

présenté par: Xavier DAUDEY
en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président
M. FILIATRAULT André, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre

À Jean-Pierre, Danielle,
Sébastien et Émilie

REMERCIEMENTS

L'auteur désire remercier son directeur de recherche M. André Filiatrault pour son aide précieuse dans la réalisation de cette étude. Sa confiance, sa perception intellectuelle et l'autonomie laissée dans l'élaboration de ce projet ont été fortement appréciées.

La partie expérimentale décrite dans ce mémoire a été élaborée au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. L'auteur désire remercier M. Mike Holleran pour la réalisation des spécimens lors de son projet. L'auteur désire témoigner sa reconnaissance aux techniciens, M. Denis Fortier et M. Patrice Bélanger, ainsi que le directeur du Laboratoire, M. Gérard Desgrange, pour leur soutien technique et leurs commentaires dans la conception et l'élaboration de la partie expérimentale du renforcement.

L'auteur désire remercier le corps professoral du Département de Structures pour leur dévouement dans la formation d'ingénieurs et leurs qualités humaines.

Enfin l'auteur désire remercier ses parents pour leur soutien et leur confiance.

RÉSUMÉ

Les derniers séismes de Californie (San Fernando-1971, Loma Prieta-1989, Northridge-1994) et du Japon (Kobe-1995) ont mis en évidence les lacunes structurales de certains ouvrages de Génie Civil.

Les poteaux de ponts en béton armé, dimensionnés avec un ferraillage d'armatures similaires à ceux conçus avant 1971 (date des premiers importants dommages observés lors du séisme de San Fernando), ont subi de sévères dégradations. Ces dégâts ont parfois abouti à l'effondrement de l'ouvrage à cause du faible degré de redondance de ces structures.

Les médiocres performances de ces poteaux sont attribuées dans la majorité des cas à un manque de compréhension de la philosophie du calcul parasismique couplée avec une pauvre attention des détails d'armatures transversales lors de la conception. Des études récentes, plus particulièrement en Nouvelle Zélande et aux États Unis dans le cadre de programmes de recherche du California Department of Transportation (Caltrans), ont été menées pour appréhender les divers mécanismes locaux de ruptures et les réponses de ces 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 rotule plastique en se prémunissant contre tout autre mode de rupture non ductile.

Cette recherche a pour but de présenter les déficiences de ces poteaux et étudier les préceptes d'évaluation et de renforcement sismique pour l'environnement séismique qui

prévaut au Canada et plus particulièrement au Québec. Cette étude analytique est supplée par une approche expérimentale en considérant comme prototype une pile d'un pont typique de la région de Montréal. L'étendue de la partie expérimentale concerne un spécimen représentant la section initiale et quatre autres spécimens renforcés.

Les résultats des essais quasi-statiques sur quatre modèles renforcés à échelle réduite ont montré que le renforcement par une chemise en acier enveloppant la zone de rotule plastique permettait d'améliorer considérablement la résistance en flexion et la capacité en ductilité de poteaux avec des barres de recouvrement prédisposés initialement à une amorce prématurée du glissement des armatures longitudinales pour de faibles ductilités.

ABSTRACT

Collapse or severe damage of a number of bridges in recent earthquakes (San Fernando-1971, Loma Prieta-1989, Northridge-1994, Kobe-1995) has emphasized the need to develop evaluation procedures and retrofit measures of bridge columns designed before current seismic design provisions were implanted. The structural inadequacies inherent in many of the older bridge columns can be categorized as inadequate flexural strength, inadequate flexural ductility, undependable flexural capacity for slap splices columns, inadequate shear strength.

The inadequate seismic design philosophy coupled with poor transversal reinforcement was the consequence of the bad behavior of the pre 1971 column design. Particular emphasis, on researches in New Zealand and U.S, was placed on quantifying the influence and effectiveness of lateral confining steel in the plastic hinge region on the flexural strength, ductility, and shear strength. Seismic evaluation and retrofit programs were implemented by the California Department of Transportation after the 1971 San Fernando earthquake to improve ductility and shear resistance of these bridge columns.

Despite Eastern Canada has a seismic environment less prejudicial than California, number of bridge columns in urban zone have identical details of transversal reinforcement of bridges damaged in recent earthquakes. In this context, research has been conducted at the École Polytechnique de Montréal on a evaluation and retrofit of a prototype of reinforced concrete bridge columns with lapped starter bars.

Quasi static tests on models investigate the failure mode and solutions for enhance seismic performance. The purpose of the research program is to test and confirm the validity of the proposed design solutions for retrofitting existing bridge column. The

retrofit experimental programs to enhance seismic behavior investigate columns with encased plastic hinge regions with elliptical steel jacket. Results from four scaled strengthened columns tests showed the effectiveness of restoring the flexural strength and ductility capacity of a column with lapped starter bars in the plastic hinge suffering bond failure at less than their nominal flexural strength.

TABLE DES MATIÈRES

page

DÉDICACE....iv

REMERCIEMENTS....v

RÉSUMÉ....vi

ABSTRACT....viii

TABLE DES MATIÈRES....x

LISTE DES FIGURES....xvi

LISTE DES TABLEAUX....xxiii

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS....xxv

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION

1.1 Pilier de pont en béton armé et concept de ductilité 1

1.2 Problématique 2

1.3 Objectif du mémoire 3

1.4 Contenu du mémoire 4

CHAPITRE 2 - DOMMAGES OBSERVÉS LORS DE SÉISMES RÉCENTS

2.1 Introduction 7

2.1.1 Concept de ductilité 7

2.1.2 Causes des dommages 8

2.2 Dommages observés lors de séismes majeurs récents 9

2.2.1 Déficiences des poteaux en flexion 10

2.2.2 Déficiences des poteaux en cisaillement 20

2.2.3 Déficiences des semelles 26

2.2.4 Conclusions 28
2.3 Études expérimentales et nouvelles approches 29
2.3.1 Études expérimentales 30
2.3.2 Nouvelles approches 31

CHAPITRE 3 - PROCÉDURES ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

3.1 Évolution de la conception parasismique 35
3.1.1 Leçons tirées des derniers séismes 35
3.1.2 Nouvelle conception parasismique 36
3.2 Évaluation séismique des poteaux existants 39
3.2.1 Résistance des matériaux 40
3.2.2 Caractéristiques en flexion 53
3.2.3 Caractéristiques en cisaillement 73
3.2.4 Évaluation du mode de rupture 80
3.3 Renforcement des poteaux en béton armé 85
3.3.1 Techniques de renforcement 85
3.3.2 Critères de conception 96
3.3.3 Considérations sur la rigidité 126
3.3.4 Réparations des poteaux endommagés 127

CHAPITRE 4 - ÉVALUATION ET RENFORCEMENT D'UNE PILE EXISTANTE

4.1 Évaluation de la pile 128
4.1.1 Caractéristiques du poteau 129
4.1.2 Calcul du confinement 135
4.1.3 Propriétés du béton confiné 140
4.2 Réponse en flexion 144

4.2.1 Utilisation du logiciel RESPONSE 144
4.2.2 Caractéristiques en flexion 145
4.2.3 Réponse en flexion 153
4.3 Caractéristiques au cisaillement 155
4.4 Détermination du mode de rupture 158
4.5 Renforcement du poteau vis à vis du glissement 163
4.5.1 Chemise en acier 164
4.5.2 Chemise en matériaux composite 166
4.5.3 Chemise en béton 167
4.5.4 Vérification 168
4.6 Renforcement vis à vis d'un manque de ductilité en flexion 172
4.6.1 Chemise en acier 174
4.6.2 Chemise en matériaux composites 174
4.6.3 Chemise en béton 175
4.6.4 Hauteur du renforcement 176
4.7 Renforcement vis à vis du cisaillement 176
4.7.1 Chemise en acier 180
4.7.2 Chemise en matériaux composites 180
4.7.3 Chemise en béton 181
4.7.4 Hauteur du renforcement 181
4.8 Discussion 182

CHAPITRE 5 - ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA PILE NON RENFORCÉE

5.1 Objectif de l'essai 188
5.2 Analyse dimensionnelle 189
5.2.1 Théorie 189
5.2.2 Simulation du béton 193

5.3 Évaluation expérimentale de la pile 196
5.3.1 Modèle de la pile 196
5.3.2 Montage du modèle d'essai 196
5.3.3 Procédure de chargement 200
5.4 Interprétation des résultats 202
5.4.1 Observation générale 203
5.4.2 Courbe hystérétique 205
5.5 Proposition d'un renforcement 208

CHAPITRE 6 - ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA PILE RENFORCÉE

6.1 Déficience du poteau 210
6.2 Type de renforcement 211
6.2.1 Objectif du renforcement 211
6.2.2 Caractéristiques de la chemise 212
6.2.3 Dimensionnement de la chemise 213
6.2.4 Caractéristiques en flexion du poteau renforcé 215
6.3 Portée de l'étude expérimentale 222
6.3.1 Objectifs 223
6.3.2 Spécimen S1 225
6.3.3 Spécimen S2 226
6.3.4 Spécimen S3 227
6.3.5 Spécimen S4 228
6.3.6 Réalisation de la chemise 229
6.4 Caractéristiques de l'essai 238
6.4.1 Montage 238
6.4.2 Instruments de mesure 240
6.4.3 Procédure de chargement 245

6.5 Observations générales 248
6.5.1 Spécimen S4 248
6.5.2 Essais quasi-statiques 249
6.5.3 Influence de l'analyse dimensionnelle 252

CHAPITRE 7 - COMPARAISON DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

7.1 Courbes d'hystérésis 256
7.1.1 Observations générales 257
7.1.2 Mécanisme de rupture 263
7.1.3 Enveloppe des courbes d'hystérésis 265
7.2 Courbures 267
7.2.1 Distribution des courbures 267
7.2.2 Longueur de rotule plastique 272
7.2.3 Relation moment-courbure 275
7.3 Déformations dans les armatures de la section initiale 280
7.3.1 Armatures de recouvrement 281
7.3.2 Armature longitudinale 293
7.3.3 Armatures transversales 296
7.4 Déformations dans la chemise en acier 297
7.4.1 Distribution des déformations horizontales 297
7.4.2 Distribution des déformations verticales 302
7.4.3 Distribution des déformations horizontales sur le périmètre 306
7.5 Critère énergétique 312

CHAPITRE 8 - COMPARAISON NUMÉRIQUE

8.1 Introduction 319

8.2 Relation moment-courbure 320
8.2.1 Spécimens renforcés 321
8.2.2 Spécimen initial 323
8.3 Relation effort-déplacement 324
8.3.1 Spécimens renforcés 325
8.3.2 Spécimen initial 326
8.4 Modélisation du glissement 328
8.4.1 Modèle de Xiao et Ma (1997) 328
8.4.2 Modèle proposé pour l'étude de la section initiale 332

CHAPITRE 9 - CONCLUSIONS

9.1 Sommaire 344
9.2 Recommandations 349
9.3 Études complémentaires 353
9.3.1 Études analytiques 353
9.3.2 Études expérimentales 354

RÉFÉRENCES 357

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Rupture en flexion à la base du poteau, 1989 Loma Prieta (adaptée de Priestley et al., 1996) 12
Figure 2.2 : Rupture par manque de ductilité à la base du poteau, 1995 Kobe (adaptée de Priestley et al., 1996) 16
Figure 2.3 : Rupture en flexion-cisaillement à mi hauteur d'une pile, 1995 Kobe (adaptée de Priestley et al.,1996) 19
Figure 2.4 : Différents types de rupture en cisaillement, 1994 Northridge (adaptée de Priestley et al., 1996) 21
Figure 2.5 : Rupture en cisaillement dans la partie haute du poteau, 1995 Kobe et 1971 San Fernando (adaptée de Priestley et al., 1996) 22
Figure 2.6 : Rupture de poteau par arrachement , 1971 San Fernando (adaptée de Priestley et al., 1996) 27
Figure 2.7 : Déficiences des piles de pont en béton armé conçues selon les prescriptions prévalant avant 1971 33
Figure 3.1 : Zone de rotule plastique dans les poteaux et piles de pont (adapté de Mitchell, 1991) 38
Figure 3.2 : Courbe contrainte-déformation pour le béton confiné (adapté de Mander et al., 1988) 44
Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation pour l'acier d'armature 48
Figure 3.4 : Courbe contrainte-déformation pour l'acier sous des chargements cycliques illustrant l'effet de Baushinger 49
Figure 3.5 : Application du modèle de Mander et al. (1988) pour le béton confiné pour trois degrés d'espacements 50
Figure 3.6 : Organigramme de l'évaluation des matériaux 52
Figure 3.7 : Caractéristiques des diverses résistances en flexion 54
Figure 3.8 : Analyse moment-courbure à l'ultime pour une section de poteau 56

Figure 3.9 : Diagramme schématique des fissurations internes pour le glissement..... 59
Figure 3.10 : Progression des fissures lors du glissement des armatures de recouvrement (adapté de Priestley et al., 1996) 61
Figure 3.11 : Capacité en flexion résiduelle du poteau après le glissement des armatures de recouvrement (adapté de Priestley et al., 1996)..... 64
Figure 3.12 : Relation moment-courbure par une approximation bilinéaire..... 66
Figure 3.13 : Relations moment courbure et déformation inélastique pour un poteau de pont (adapté de Priestley et al., 1996) 70
Figure 3.14 : Ductilité en courbure pour différents ferraillages de poteaux (adapté de Priestley et al., 1996) 72
Figure 3.15 : Relation entre la composante du béton de la résistance au cisaillement et la ductilité en courbure (adapté de Priestley et al., 1996)..... 75
Figure 3.16 : Évaluation de la contribution de la charge axiale sur la capacité en cisaillement du poteau..... 77
Figure 3.17 : Ductilité à la rupture pour des poteaux avec différents ratios d'armatures longitudinales (adapté de Priestley et al., 1996) 79
Figure 3.18 : Réponse moment-courbure simplifiée dans le cadre d'une évaluation..... 81
Figure 3.19 : Organigramme de l'évaluation du mode de rupture..... 84
Figure 3.20 : Renforcement d'un poteau en béton armé par une chemise en béton 87
Figure 3.21 : Renforcement d'un poteau en béton armé par une chemise en acier 89
Figure 3.22 : Renforcement sur des sections rectangulaires vis à vis du glissement..... 92
Figure 3.23 : Effort de confinement latéral passif pour une chemise elliptique.....101
Figure 3.24 : Renforcement d'un poteau de section rectangulaire par une chemise elliptique.....102
Figure 3.25 : Flambement des armatures longitudinales dans la rotule plastique.....105
Figure 3.26 : Longueur de la chemise requise pour un confinement de la rotule plastique pour $\frac{P}{f'_{ce} A_g} \leq 0.3$ 109

Figure 3.27 : Organigramme du renforcement vis à vis d'un manque de ductilité 110
Figure 3.28 : Effort de confinement nécessaire pour une résistance en flexion 112
Figure 3.29 : Confinement actif/passif d'un poteau circulaire par une chemise en matériaux composites 115
Figure 3.30 : Organigramme pour un manque de résistance en flexion 119
Figure 3.31 : Organigramme pour un manque de résistance en cisaillement 125
Figure 4.1 : Ferraillage du prototype de la section initiale 131
Figure 4.2 : Modélisation de la pile comme un poteau bi-encastré 132
Figure 4.3 : Relation contrainte déformation pour l'acier longitudinal 134
Figure 4.4 : Béton confiné en plan 136
Figure 4.5 : Béton confiné en élévation 137
Figure 4.6 : Caractéristiques géométriques des armatures transversales 139
Figure 4.7 : Abaque de Mander et al.(1988) pour un confinement différent dans les deux directions 141
Figure 4.8 : Courbes contraintes-déformations pour le béton confiné selon le modèle de Mander et al.(1988) 143
Figure 4.9 : Principe de calcul en flexion avec le logiciel RESPONSE 145
Figure 4.10 : Propriétés en flexion du poteau 147
Figure 4.11 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné simplifiée pour le calcul à l'ultime sur RESPONSE 149
Figure 4.12 : Calcul du périmètre de fissures 151
Figure 4.13 : Moment-courbure pour les deux sections de la pile 154
Figure 4.14 : Enveloppe de la relation effort-courbure dans les rotules plastiques 154
Figure 4.15 : Effort à la base versus courbure dans la rotule plastique 158
Figure 4.16 : Approximation élasto-plastique de la relation moment-courbure 160
Figure 4.17 : Influence de la charge axiale sur la capacité en courbure 162
Figure 4.18 : Amélioration du confinement par une chemise en acier 170
Figure 4.19 : Enveloppe de l'effort tranchant dans la rotule plastique 178

Figure 4.20 : Mécanisme de rupture globale de l'ouvrage. 185
Figure 4.21 : Renforcement de la pile 187
Figure 5.1 : Transfert d'efforts pour le béton armé (adapté de Moncarz et al., 1981) ... 195
Figure 5.2 : Modélisation de la pile dans la direction transversale du tablier 198
Figure 5.3 : Modèle du spécimen S0 (adapté de Holleran, 1998) 199
Figure 5.4 : Montage d'essai sur la table sismique pour le spécimen S0 (adapté de Holleran, 1998) 200
Figure 5.5 : Procédure de chargement pour l'essai quasi-statique (Spécimen S0) 201
Figure 5.6 : Modèle de la section initiale (Spécimen S0) 202
Figure 5.7 : Patron de fissures pour l'essai quasi-statique sur la section initiale à la fin du cycle de ductilité de 6 204
Figure 5.8 : Courbe hystérétique du spécimen S0 (section initiale) 207
Figure 5.9 : Renforcement par une chemise elliptique en acier 208
Figure 5.10 : Modèle du renforcement par une chemise en acier 209
Figure 6.1 : Propriétés géométriques des chemises 215
Figure 6.2 : Effort de confinement équivalent pour une chemise elliptique 217
Figure 6.3 : Amélioration de la déformation ultime du béton pour le poteau renforcé selon le modèle de Mander et al.(1988) 221
Figure 6.4: Chemise elliptique en acier avec un jeu de 15 mm (Spécimen S1) 225
Figure 6.5 : Chemise elliptique en acier avec un jeu de 40 mm (Spécimen S2) 226
Figure 6.6 : Chemise circulaire en acier avec un jeu de 40 mm (Spécimen S3) 227
Figure 6.7 : Réalisation de la chemise 231
Figure 6.8 : Montage du spécimen S4 233
Figure 6.9 : Réalisation du coulis de ciment expansif (Spécimen S4) 234
Figure 6.10 : Montage sur la dalle d'essai 239
Figure 6.11 : Position des LVDTs pour le calcul des courbures 241
Figure 6.12 : Position des jauges extensiométriques pour les spécimens renforcés 242
Figure 6.13 : Mesure des déplacements du spécimen 244

Figure 6.14 : Procédure de chargement pour l'essai quasi statique des spécimens renforcés....246
Figure 6.15 : Montage du spécimen renforcé sur la dalle d'essai....247
Figure 6.16 : Variation de la déformation de la chemise pour le spécimen S4....249
Figure 6.17 : Comportement du spécimen S4 pour une ductilité de 2 et de 10....250
Figure 6.18 : Rupture en traction des armatures....255
Figure 6.19 : Flambement des armatures....255
Figure 7.1 : Courbe d'hystérésis du spécimen S1....258
Figure 7.2 : Courbe d'hystérésis du spécimen S2....259
Figure 7.3 : Courbe d'hystérésis du spécimen S3....260
Figure 7.4 : Courbe d'hystérésis du spécimen S4....262
Figure 7.5 : Modélisation du glissement probable pour le spécimen S4....262
Figure 7.6 : Mécanisme de glissement pour les différents spécimens....265
Figure 7.7 : Enveloppe des courbes hystérétiques....266
Figure 7.8 : Distribution de la courbure pour le spécimen S0 (section initiale)....270
Figure 7.9 : Distribution de la courbure pour le spécimen S1....270
Figure 7.10 : Distribution de la courbure pour le spécimen S2....271
Figure 7.11 : Distribution de la courbure pour le spécimen S3....271
Figure 7.12 : Évolution de la longueur de rotule plastique....274
Figure 7.13 : Relation moment-courbure à la section A-A (Spécimen S0)....275
Figure 7.14 : Relation moment-courbure à la section B-B (Spécimen S0)....276
Figure 7.15 : Relation moment-courbure à la section C-C (Spécimens S0)....276
Figure 7.16 : Relation moment-courbure à la section A-A (Spécimen S2)....278
Figure 7.17 : Enveloppes de la relation moment-courbure....279
Figure 7.18 : Déformation de l'armature de la face Est à 55 mm de la base (E1)....282
Figure 7.19 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 55 mm de la base (W1)....282
Figure 7.20 : Historique de la déformation E1 du spécimen S0....283
Figure 7.21 : Hypothèse du phénomène d'inversion pour les jauges E1 et W1....284

Figure 7.22 : Déformation de l'armature de la face Est à 110 mm de la base (E2).....285
Figure 7.23 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 110 mm de la base (W2)...285
Figure 7.24 : Déformation de l'armature de la face Est à 165 mm de la base (E3).....287
Figure 7.25 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 165 mm de la base (W3)...287
Figure 7.26 : Distribution des déformations sur la face Ouest pour le spécimen S3 288
Figure 7.27 : Distribution des déformations sur la face Est pour le spécimen S3 288
Figure 7.28 : Modélisation du poteau pour les mécanismes du comportement.....291
Figure 7.29 : Déformation de l'armature longitudinale au sommet de la zone de recouvrement.....293
Figure 7.30 : Corrélation entre la déformation dans l'armature longitudinale et la courbe d'hystérésis.....295
Figure 7.31 : Évolution de la déformation dans l'armature transversale #10.....296
Figure 7.32 : Distribution de la déformation horizontale de la chemise pour les cycles de *Push* du spécimen S1 299
Figure 7.33 : Distribution de la déformation horizontale de la chemise pour les cycles de *Pull* du spécimen S1.....300
Figure 7.34 : Mécanisme du confinement de la chemise 302
Figure 7.35 : Distribution de la déformation verticale de la chemise pour les cycles de *Push* du spécimen S1 304
Figure 7.36 : Distribution de la déformation verticale de la chemise pour les cycles de *Pull* du spécimen S1.....305
Figure 7.37 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S1 307
Figure 7.38 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S3 309
Figure 7.39 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S4 310
Figure 7.40 : Variation des déformations de la chemise pour les spécimens renforcés...311

Figure 7.41 : Distribution énergétique lors d'un séisme (adapté de Filiatrault, 1996).....312
Figure 7.42 : Modèle bi-linéaire élasto-plastique.....313
Figure 7.43 : Energie dissipée cumulée.....315
Figure 7.44 : Énergie dissipée par cycle.....317
Figure 7.45 : Pourcentage de l'énergie dissipée par rapport à un modèle élasto- plastique parfait.....317
Figure 8.1 : Enveloppe de la relation moment-courbure pour les spécimens renforcés..322
Figure 8.2 : Moment-courbure pour le spécimen de la section initiale.....323
Figure 8.3 : Effort-déplacement pour le spécimen S1.....327
Figure 8.4 : Enveloppe de la relation effort-déplacement pour S2, S3 et S4.....327
Figure 8.5 : Modèle analytique.....329
Figure 8.6 : Procédure de calcul en flexion.....333
Figure 8.7 : Contrainte d'adhérence selon les deux approches.....336
Figure 8.8 : Contrainte d'adhérence-glissement selon le modèle de Popovic (1973).....338
Figure 8.9 : Moment-courbure pour la section initiale.....340
Figure 8.10 : Effort-déplacement du spécimen initial.....342
Figure 8.11 : Glissement des armatures pour le spécimen de la section initiale.....343
Figure 8.12 : Distribution des déformations dans les armatures avec la prise en compte du glissement.....343

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Déficiences des poteaux en fonction du mode de rupture....33
Tableau 3.1 : Résumé des caractéristiques en compression 51
Tableau 3.2 : Objectif du renforcement en fonction du mode de rupture 81
Tableau 3.3 : Propriétés des matériaux composites (adapté de Priestley et al., 1996) 94
Tableau 3.4 : Études expérimentales avec une chemise en béton 95
Tableau 3.5 : Études expérimentales avec une chemise en acier 95
Tableau 3.6 : Études expérimentales avec une chemise en matériaux composites 96
Tableau 3.7 : Amélioration de la rigidité (%) du poteau à leur limite élastique dû au renforcement (adapté de Priestley et al., 1996) 126
Tableau 4.1 : Caractéristiques du ferraillage du poteau 130
Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la section 130
Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques des armatures du modèle 134
Tableau 4.4 : Propriétés des matériaux pour le béton 143
Tableau 4.5 : Caractéristiques en flexion de la pile 152
Tableau 4.6 : Résistance au cisaillement du poteau (Unité kN) 157
Tableau 4.7 : Caractéristiques des chemises en fonction de l'objectif du renforcement pour une charge axiale de 1600 kN 186
Tableau 5.1 : Facteurs d'échelle pour des modèles statiques 192
Tableau 5.2 : Facteurs d'échelle pour les modèles d'essai 197
Tableau 6.1 : Propriétés géométriques des chemises pour le modèle 214
Tableau 6.2 : Matrice de la partie expérimentale 223
Tableau 6.3 : Mélange du béton (kg/m^3) 235
Tableau 6.4 : Tests en compression sur les éprouvettes de béton et de coulis 237
Tableau 6.5 : Instruments de mesure sur le montage des spécimens renforcés 240
Tableau 6.6 : Dommages observés sur les spécimens renforcés 252
Tableau 7.1 : Longueur moyenne de la rotule plastique pour les spécimens renforcés ..274

Tableau 7.2 : Jauges intègres durant les essais 281
Tableau 8.1 : Comparaison de la contrainte d'adhérence 335

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ε_t	déformation en traction du béton
ε_c	déformation en compression de la fibre extrême
ε_{cu}	déformation ultime en compression du béton confiné
ε_s	déformation de l'acier tendu
ε'_s	déformation de l'acier comprimé
ε_{sh}	déformation des armatures à l'écrouissage
ε_{su}	déformation des armatures correspondante au plateau élastique
ρ_h	ratio volumétrique des armatures transversales
ρ_{sj}	ratio volumétrique du renforcement
ϕ_y	courbure élastique équivalente
ϕ_y	courbure élastique
ϕ_p	capacité en courbure plastique
ϕ_u	courbure ultime
θ_p	rotation plastique
μ_ϕ	ductilité en courbure
$\mu_{\phi s}$	ductilité en courbure au cisaillement
$\mu_{\phi\alpha}$	ductilité en courbure en flexion
μ_Δ	ductilité en déplacement
Δ_y	déplacement élastique
Δ_p	déplacement plastique
Δ_u	déplacement ultime
ψ	coefficient de friction
φ	indice de concentration de contrainte

τ_{bc}' contrainte d'adhérence maximum

A_b section des armatures longitudinales de recouvrement

A_e aire effective au cisaillement

A_{sp} section de l'armature transversale

D profondeur de la section ou du diamètre du poteau

D' diamètre des frettes ou spirales

E_c module d'élasticité du béton

E_{sec} module d'élasticité sécant du béton

H hauteur du poteau soumis à un moment de renversement

I_c rigidité effective de la section

L_p longueur de rotule plastique équivalente

L distance entre la section critique de la rotule plastique et le point d'inflexion

K_e coefficient d'efficacité du confinement

M_{if} moment de flexion atteint avant la rupture

M_n moment de flexion nominale

M_{cr} moment de flexion de fissuration

M_r moment de flexion résiduelle

M_s moment de flexion réduit

M_y moment de flexion de la première plastification

M_u moment de flexion ultime

S_l facteur d'échelle

T_b effort de traction maximum repris par les armatures longitudinales an flexion

V_c contribution du béton pour la capacité en effort tranchant

V_{if} effort tranchant atteint avant la rupture en flexion

V_n capacité en effort tranchant

V_{in} capacité en effort tranchant maximum

V_{id} capacité en effort tranchant minimum

V_p contribution de la charge axiale pour la capacité en effort tranchant

V_s contribution des armatures transversales pour la capacité en effort tranchant

S_{bc} glissement équivalent à la contrainte maximum

a profondeur de la zone de compression de la section critique.

c enrobage ou profondeur de l'axe neutre en flexion

d_b diamètre des armatures longitudinales

f_c résistance en compression nominale

f'_c résistance en compression du béton non-confiné

f'_{cc} résistance ultime en compression du béton confiné

f'_t résistance en traction du béton

f_y limite élastique nominale

f_{yh} limite élastique des armatures transversales

f_l pression latérale maximum effective

f'_l effort de confinement latéral effectif

f_{ya} limite élastique des armatures

f_y limite élastique nominale des armatures

f_s contrainte dans les armatures

f_g contrainte maximum causant le glissement des armatures

f_j contrainte de traction dans les chemises en acier ou en matériaux composites

k coefficient pour la contribution du béton au cisaillement

l_s longueur de recouvrement

p	périmètre de fissure associé pour chaques barres
s	espacement longitudinal des armatures transversales
t_j	épaisseur de la chemise en acier ou en matériaux composites
r	paramètre du modèle de Popovic

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

1.1 Pilier de pont en béton armé et concept de ductilité

La fonction première d'un pilier de pont en béton armé est de pouvoir supporter les charges verticales tels que le poids propre, les superstructures et le trafic routier de l'ouvrage. De plus l'ouvrage par le biais de ses piliers doit résister aux diverses combinaisons horizontales comme le vent, les séismes ou encore les efforts de freinage des véhicules.

Dans le domaine élastique, la réponse du pilier à un déplacement horizontal imposé est fonction de la rigidité horizontale de ce pilier. Cette rigidité prend en considération les diverses composantes qui constituent le pilier: appuis élastomères, section et hauteur du poteau, semelle et pieux éventuels.

Pour de grands déplacements, la réponse de la structure se situe dans le domaine plastique. La capacité de la structure à se plastifier dépend de la formation de rotules plastiques qui permettent à la structure de supporter ce surplus de déplacement.

Dans des études sur le comportement séismique d'ouvrages, où la demande en déplacement est substantielle, on fait souvent référence à la notion de ductilité. On la définit comme la capacité d'une structure à se déformer dans le domaine inélastique des matériaux sans atteindre la rupture. Pour un poteau en béton armé, la ductilité est alors fonction des caractéristiques de la section et du ferraillage d'armatures longitudinales et transversales dans les zones de rotules plastiques.

1.2 Problématique

Les séismes de San Fernando en 1971, de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) en Californie et Kobe (1995) au Japon, ont illustré le comportement médiocre de certains piliers de pont en béton armé dimensionnés avant 1971. Les modes des ruptures se sont traduits par des fissures en flexion ou (et) en cisaillement dans les zones de rotule plastique ou par des fissures en cisaillement sur toute la hauteur du poteau.

Le ferraillage transversal était en général réalisé à l'aide d'armatures transversales #4 (12.7 mm de diamètre) espacées tous les 305 mm indépendamment de la section du poteau et de la demande en résistance et en déformation. L'inspection des dommages a montré que ce ferraillage de poteau était inadapté pour un bon comportement sismique. Ces poteaux avaient des déficiences vis à vis de la résistance, de la ductilité en flexion et de la résistance au cisaillement.

Ces premières observations ont servis de prémices à la remise en question des principes de conception et ont abouti à l'élaboration des recommandations structurales pour les nouvelles normes parasismiques.

Aux États Unis, le California Department of Transportation (Caltrans) dans le cadre d'une classification des ponts à risque a financé des programmes de recherche pour évaluer la résistance des ponts existants et élaborer des techniques de renforcement.

Le risque séismique d'un pont est le produit de sa vulnérabilité structurale et de l'aléa séismique du site de l'ouvrage, c'est à dire la probabilité associée à l'apparition d'un séisme causant un certain niveau de vibration au sol. Le Québec est considéré comme une région à faible aléa séismique comparé au Japon ou à la Californie, mais le récent

tremblement de terre du Saguenay en 1988, d'une magnitude 6, prouve que la possibilité d'un séisme important n'est pas à écarter.

Il n'en reste pas moins qu'au Québec un certain nombre d'ouvrages en béton armé dans des zones urbaines fortement peuplées ont des poteaux présentant des détails d'armatures identiques aux ouvrages qui ont subi des dégradations majeurs lors des séismes récents en Californie et au Japon.

Toutefois l'environnement séismique du Québec avec un contenu en fréquences élevées est différent de celui qui prévaut en Californie. Les principes et procédures élaborés en Californie ne sont donc pas directement applicables au Québec.

1.3 Objectif du mémoire

Dans le contexte qui a été décrit précédemment, l'École Polytechnique de Montréal en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec ont mis sur pied un projet expérimental sur l'évaluation et le renforcement sismique d'un prototype de pont de la région de Montréal.

Le volet expérimental s'est étendu sur 8 spécimens à échelle réduite. Quatre de ces spécimens, représentant la section initiale, ont été testé sur le simulateur sismique du Laboratoire de Structure. Trois d'entre eux ont été soumis à des sollicitations sismiques typiques de l'Est du Canada. Le quatrième de ces spécimens a été testé par un essai quasi statique normalisé. L'évaluation sismique de ces spécimens a été réalisée dans la première partie de ce projet par M. Holleran (1998) lors de son mémoire de maîtrise.

La deuxième partie de ce projet, sujet de ce mémoire, s'est dirigée vers des solutions de renforcement sismique. La conception du renforcement s'est basée sur les résultats du

spécimen initial lors de son évaluation théorique et expérimentale lors de l'essai quasi-statique. L'objectif du renforcement consiste à améliorer le comportement du spécimen en le prémunissant de tout mode de rupture non ductile.

Ce mémoire espère présenter une double vocation. Dans une première étape, le mémoire se veut être un guide d'évaluation et de renforcement sismique de piles de pont en béton armé dimensionnés selon les prescriptions prévalant avant 1971. Ce guide permettra d'évaluer correctement le comportement d'un poteau en estimant le mode de rupture prévisible. Par la suite, le guide de conception du renforcement permet de prévoir un renforcement adéquat pour améliorer le comportement du poteau. Le niveau de confinement est fonction de(s) déficiences soulevée(s) lors de l'évaluation. Les procédures d'évaluation et de renforcement sont, pour plus d'informations, illustrées par un exemple.

Le deuxième objectif du mémoire est d'étudier expérimentalement les diverses possibilités de renforcement sur le prototype étudié. Les choix des différents paramètres de conception du renforcement et l'interprétation des résultats obtenus lors des essais quasi statiques permettront d'évaluer l'efficacité du renforcement et d'appréhender les mécanismes de confinement. De plus, cette étude expérimentale servira de validation des principes présentés dans la première partie du mémoire et de calibration pour l'élaboration de modèles analytiques.

1.4 Contenu du mémoire

Dans le Chapitre 2, une classification des dommages observés lors des séismes permettra d'appréhender les vulnérabilités des poteaux de pont en béton armé dimensionnés selon les prescriptions prévalant avant 1971. Chaque mode de rupture sera décrit en fonction

des dégâts, des causes, des déficiences et de leur simulation sur des études expérimentales et leur approche théorique.

Le Chapitre 3 décrit les principes et les procédures d'évaluation sismique de poteau en béton armé permettant de définir le mode de rupture prévisible. Par la suite, les divers types de renforcement et les procédures à suivre dans le calcul du renforcement sont présentées pour les trois modes de rupture possibles.

Le Chapitre 4 illustre les équations et les principes présentés au Chapitre 3 sur un prototype de pile d'un pont de la zone de Montréal. La procédure d'évaluation de la réponse sismique permet d'évaluer le mode de rupture de ce poteau avec un ferraillage d'armatures de recouvrement à la base. Par la suite, le renforcement est réalisé en fonction des trois matériaux les plus couramment utilisés (acier, béton, matériaux composites).

Le Chapitre 5 présente l'évaluation expérimentale du poteau étudié dans le Chapitre 4 avec une description de l'analyse dimensionnelle permettant de relier le modèle d'essai et le prototype. Les observations de l'essai quasi-statique normalisé et le choix du renforcement pour améliorer le comportement de la section initiale sont présentés à la fin du chapitre.

Le Chapitre 6 décrit le dimensionnement et la réalisation des spécimens renforcés, le montage expérimental et le choix des instruments de mesure utilisés ainsi que les observations générales durant les essais.

Le Chapitre 7 présente les résultats expérimentaux des spécimens testés et leurs comparaisons avec ceux obtenus pour le spécimen représentant la section initiale.

Le Chapitre 8 traite de la comparaison des résultats expérimentaux avec des analyses numériques. La comparaison est axée sur les relations moment-courbure à la base du poteau et sur l'enveloppe de la relation hystérétique (effort-déplacement). Les analyses numériques sont réalisées sur un logiciel de calcul en section plane. L'utilisation d'un modèle élasto-plastique permet de relier la courbure à la base avec le déplacement au sommet. De plus, la prise en compte de la relation adhérence-glissement pour le béton dans un modèle analytique permet de simuler le mécanisme de glissement pour le spécimen de la section initiale.

Finalement, dans le Chapitre 9, un sommaire de ce mémoire est présenté avec des recommandations et des suggestions pour des études complémentaires dans ce domaine.

CHAPITRE 2
DOMMAGES OBSERVÉS LORS DE SÉISMES RÉCENTS

Ce chapitre présente une revue des articles relatant les dommages observés lors des derniers grands séismes (Kobe-1995, Northridge-1994, Loma Prieta-1984 et San Fernando-1971) sur des piles de ponts en béton armé avec des détails d'armatures similaires aux piles conçus avant 1971 en Californie. Une attention particulière est mise sur la compréhension de la cause de ces dommages et sur les lacunes du détail des armatures dans ces piles. Les différentes études expérimentales et analytiques traitant du comportement sismique seront énumérées brièvement en fonction du mode de rupture.

2.1 Introduction

2.1.1 Concept de ductilité

Les superstructures dont les poteaux, les piles et les fondations sont les premières composantes d'un pont dissipant de l'énergie. Cette dissipation d'énergie provient de la formation de rotule plastique qui permet alors à la pile de supporter, sans s'effondrer, des déplacements inélastiques importants. La capacité d'un poteau à supporter des déplacements importants se révèle par sa ductilité. Le facteur de ductilité en déplacement, μ, est défini comme le rapport Δ_u / Δ_y, où Δ_u est le déplacement latéral maximum et Δ_y est le déplacement latéral à la première plastification. Il est alors nécessaire pour obtenir un bon comportement sismique de bien détailler les zones de rotule plastique pour obtenir une capacité en ductilité adéquate et éviter tout autre mode de rupture non ductile.

2.1.2 Causes des dommages

La vulnérabilité principale des piles de pont étudiées est le manque de ductilité dans les zones anticipées de rotule plastique. La mauvaise conception et le manque de détail des armatures dans ces zones en sont les conséquences premières.

Suite aux derniers séismes, il apparaît que trois problèmes de calcul sont à la base de tous les dommages observés. Ces trois déficiences de calcul se manifestent sous différentes formes (angle, position et causalité de la fissuration) et modes de rupture. Elles sont la conséquence directe de la philosophie du calcul élastique qui prévalait avant 1970. Ces trois méconnaissances sont selon Priestley et al.(1996):

1. Une mauvaise évaluation des flèches induites, lors de séismes, qui sont sous-estimées du fait de l'utilisation dans le calcul de la section brute de l'élément. Il est préférable en fait de travailler avec la section fissurée car elle donne des valeurs plus réalistes du comportement du béton lors de sollicitations sismiques. La fissuration des sections entraînent une diminution de la rigidité et donc une augmentation des déplacements.

2. Le ratio des charges de gravité sur les forces sismiques sont incorrectes. Cette erreur d'estimation entraîne une évaluation erronée de la forme du diagramme des moments. Les points d'inflexion sont alors mal localisés et la redistribution des efforts mal interprétée entraînant ainsi une mauvaise définition des zones de rotules plastiques potentielles et une conception inadéquate du ferraillage.

3. Les notions des actions structurales inélastiques et de ductilité sont primordiales dans la conception et le calcul du comportement sismique des structures. La méconnaissance de ces notions dans le calcul élastique entraîne une mauvaise assimilation des zones sensibles. Les zones critiques de rotules potentielles ne sont pas

dimensionnées pour supporter les grands déplacements inélastiques du fait que la résistance des éléments au cisaillement est moins grande que celle à la flexion. Il en résulte une rupture fragile de ces éléments par cisaillement qui entraîne l'effondrement de la structure.

Cette remise en cause des codes de conception et de construction vis à vis des séismes a abouti à quatre développements importants:

1. de nouvelles recommandations pour la construction des ouvrages à venir avec une approche dans le domaine inélastique;
2. une nouvelle approche de dimensionnement basée sur le déplacement;
3. une évaluation des ponts existants et du niveau de rénovation requis;
4. des études sur les différents types de renforcement et degré de fiabilité.

2.2 Dommages observés lors de séismes majeurs récents

Afin de bien évaluer ces nouvelles demandes de conception et de comprendre les problèmes potentiels, un examen systématique lors des observations des derniers séismes et un classement des fissures et dommages causés ont été réalisés. Les rapports sur les dégâts observés, Anderson et al.(1996), Mitchell et al.(1995) et Priestley et al.(1994c), ont bien mis en évidence les causes des diverses ruptures. Dans ce chapitre, les dommages présentés servent d'exemples pour souligner le besoin d'évaluer les ponts existants et les renforcer le cas échéant.

Lors des trois derniers importants séismes, Northridge, Loma Prieta et Kobe, les dégâts observés ont été classés selon les éléments structuraux endommagés. De façon non exhaustive on peut les distinguer comme:

1. déplacements sismiques (rupture en bout de portée due à un glissement au niveau du joint, amplification due à la liquéfaction et effondrement des fondations, cognement entre différentes structures);
2. rotation/glissement des culées;
3. rupture de coin dans les assemblages poteau-poutre;
4. rupture au niveau des joints;
5. rupture des composantes en acier (garde-corps, tablier en acier);
6. rupture des poteaux;
7. rupture des semelles.

Dans la présente étude on focalisera notre intérêt sur le problème des poteaux et des semelles. Ces dégâts, conséquence du calcul élastique, peuvent être distingués selon leur mode de rupture en deux catégories. Il s'est avéré que les poteaux de ponts dimensionnés avant 1970 avaient des vulnérabilités vis à vis de la résistance et de la ductilité en flexion et de la résistance au cisaillement. Ces insuffisances de résistance structurale varient selon la pile considérée. La hauteur, la section, le ferraillage, la présence d'éléments raidisseurs (poutre de transfert, semelle, évasement) sont des paramètres qui influencent le comportement d'une pile ainsi que le type et la cause de la rupture. Une étude approfondie des modes de rupture a conduit à soulever quelques déficiences aussi bien dans les hypothèses durant la conception que dans le détail des armatures longitudinales ou transversales de ces poteaux existants. Chaque mécanisme de rupture est détaillé par le type de dommages, leur simulation sur des essais avec une conclusion sur les leçons et recommandations pour éviter ce mode de rupture.

2.2.1 Déficiences des poteaux en flexion

Avant les années 1970, les ingénieurs avaient généralement une mauvaise connaissance de la demande en ductilité dans les régions de rotule plastique. En effet, la notion de rotule

plastique était sans rapport avec l'approche du dimensionnement élastique. Ces méconnaissances de ce phénomène peuvent se traduire sous trois formes de déficiences structurales soit: la flexion, le cisaillement et les déficiences de la semelle.

2.2.1.1 Résistance en flexion

Ce type de déficience est caractéristique des poteaux comportant des armatures de recouvrement à la jonction semelle/poteau. La conception des armatures longitudinales pour des poteaux préconisait des armatures ancrées dans la semelle avec une longueur de recouvrement au niveau de la base du poteau. Ce ferraillage à la base du poteau dans la zone de rotule plastique gouverne le comportement de ce type de poteau. Ces dommages se situent à la base du poteau et se caractérisent par la formation de fissures verticales sur la hauteur du recouvrement entraînant un effritement du béton d'enrobage comme illustré à la Figure 2.1. Ces fissures verticales traduisent un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement. Dans la région de la rotule plastique, ces ruptures dues au manque d'adhérence armature/béton apparaissent avant d'atteindre la résistance nominale en flexion et la formation de la rotule plastique. Le manque de confinement prédispose alors le poteau à l'amorce de glissement pour de faibles ductilités ($1<\mu<2$).

Études expérimentales

De nombreux essais ont été effectués pour évaluer l'importance du ferraillage longitudinal (section et longueur de recouvrement) et transversal (section, espacement) dans diverses sections. Il est apparu que la longueur de recouvrement et le ratio des armatures transversales étaient des paramètres prépondérants pour éviter ce mécanisme de rupture.

Priestley et Park (1987) ont testé une multitude de poteaux de ponts en béton armé pour évaluer leur résistance et ductilité sous des chargements sismiques. Les spécimens testés en laboratoire par des essais quasi-statiques variaient par leur géométrie de section, par

leur détail des armatures transversales de confinement (espacement, section, crochet d'ancrage) et par le niveau de la charge axiale appliquée sur le poteau. Ils ont conclu qu'il

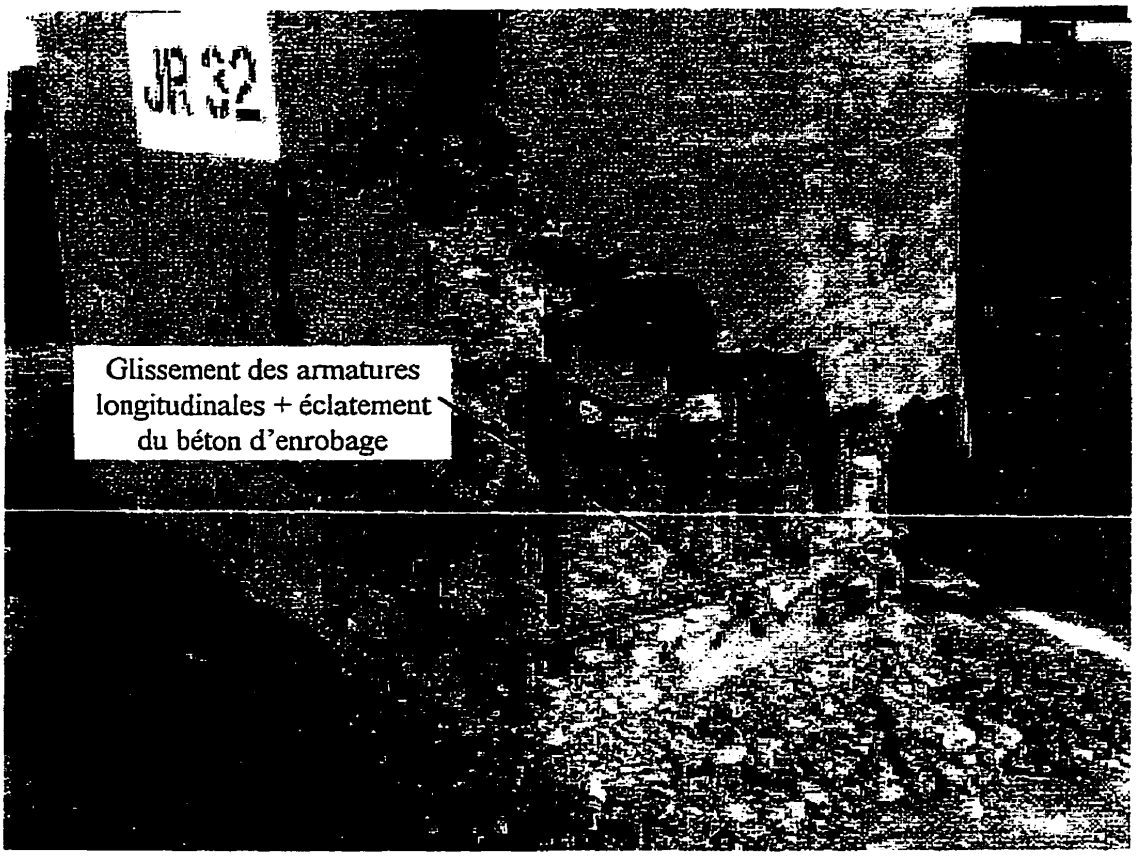


Figure 2.1 : Rupture en flexion à la base du poteau, 1989 Loma Prieta (adaptée de Priestley et al., 1996)

n'est pas recommandé vis à vis de l'adhérence béton/acier d'utiliser des barres de recouvrement dans la zone potentiel de rotule plastique pour une ductilité $\mu \geq 3$. Les résultats ont permis de montrer que:

(1) on doit augmenter le ratio des armatures transversales avec le niveau de la charge axiale. En effet un degré de charge axiale élevé diminue la capacité en ductilité pour un ferraillage d'armature transversale donné;

(2) une longueur de recouvrement de 30 d_b est insuffisante pour éviter un effritement du

béton d'enrobage pour des ductilités importantes;

(3) la présence d'armatures de recouvrement limite la plastification des armatures à cause d'un glissement prématuré;

(4) un recouvrement avec système en X dans le noyau de béton est plus efficace qu'un recouvrement traditionnel droit avec crochets.

À ce sujet il est intéressant de noter que dans le code actuel de béton de Nouvelle-Zélande, il est interdit de ferrailler avec des barres de recouvrement à l'intérieur de la région de la rotule plastique malgré les inconvénients pratiques de construction.

Chai et al. (1991) ont testé en flexion un poteau circulaire avec un ferraillage comportant des armatures de recouvrement à l'aide d'essais quasi statique cycliques. Dès le premier cycle, il est apparu une fissure de flexion et il y a eu une propagation de la fissure tout au long du cycle sur la mi-hauteur du poteau. Ces fissures sont verticales et leurs espacements sont influencés par la répartition des frettes. La première apparition de fissure verticale a lieu à la base du poteau, annonçant ainsi une amorce de perte d'adhérence du béton. L'éclatement du béton intervient sur la face tendue durant le premier cycle à $\mu = 1$ jusque à $\mu = 1.5$. À partir de ce stade la courbe d'hystérésis présente une rapide dégradation de la résistance et de la rigidité avec une très faible dissipation d'énergie. La rupture du poteau est causée par une perte totale du béton d'enrobage dans la zone de recouvrement du à un large déplacement inverse.

Les essais ont montré aussi une propagation de la fissure dans la direction latérale au chargement au niveau supérieure de la semelle. La jonction poteau/semelle demande donc une attention accrue pour essayer de prévenir ce mode de rupture. De plus, les résultats ont montré qu'une longueur de 20 d_b est insuffisante pour pouvoir développer la résistance en flexion du poteau pour des grands déplacements.

Priestley et al. (1992a) confirment ces résultats pour des poteaux de sections rectangulaires. Le comportement du poteau est sensiblement identique à celui de section circulaire. La rupture par manque d'adhérence, dans les aciers longitudinaux, a lieu avant d'atteindre une ductilité de $\mu = 1.5$. La courbe d'hystérésis montre une rapide dégradation de la résistance et de la rigidité, et un mécanisme dissipant peu d'énergie. Il est logique d'obtenir un comportement plus sensible pour les sections rectangulaires ou carrés ($\mu = 1$) vis à vis d'une rupture par adhérence. Ce type de section est plus difficile à confiner par des armatures transversales qu'une section circulaire.

Leçons tirées et recommandations

Pour les poteaux avec des barres de recouvrement à la jonction poteau/semelle, on note que le manque de confinement effectif des armatures transversales et une faible longueur de recouvrement prédisposent ceux-ci à une rupture par manque d'adhérence. Cette longueur des barres en attente était en général recommandée pour être au moins 20 fois le diamètre des barres longitudinales. Il est à noter que même avec une longueur de recouvrement plus grande, satisfaisant les nouvelles recommandations des codes, il y aurait un mécanisme de glissement pour un degré de ductilité modéré.

La résistance ultime en flexion du poteau ne peux pas être développée à cause de l'amorce du glissement des barres longitudinales. Le glissement de ces barres intervient dès la formation de micro-fissures verticales dans le noyau de béton. Ce phénomène s'amplifie avec l'augmentation de ces fissures verticales et l'effritement du béton d'enrobage, entraînant une dégradation rapide de la résistance et de la rigidité. Cette dégradation de résistance en flexion s'opère pour de faibles ductilités en courbure. Elle est plus prononcée pour des poteaux avec de faibles longueurs de recouvrement et un pauvre confinement. Mais elle peut aussi avoir lieu graduellement avec une longueur plus importante et un confinement plus conséquent. Pour ces raisons, les barres de recouvrement à l'intérieur de la rotule plastique sont déconseillées pour une structure où

une demande en ductilité de déplacement de l'ordre de μ =8 est requise.

2.2.1.2 Ductilité en flexion

Pour les poteaux élancés avec des barres continues, l'une des ruptures principales est en flexion dans la zone de rotule plastique à la base du poteau. Ce mode de rupture en flexion se traduit par un éclatement du noyau de béton, une rupture des armatures transversales et un flambement des armatures longitudinales, comme l'illustre la Figure 2.2. Sous des déplacements cycliques, les armatures longitudinales subissent une combinaison alternée de flambement et étirement qui entraîne, après le détachement des armatures transversales, une perte de la capacité portante du poteau à cause du manque de retenue latérale. Ce mode de rupture intervient aussi au sommet du poteau pour des piles comportant des poutres de transfert. La rupture se traduit par des fissures dues à l'effet combiné de flexion et cisaillement.

Études expérimentales

Chai et al. (1991), dans leur étude sur la résistance en flexion des poteaux avec des barres continues, obtient un comportement similaire. La rupture se manifeste par un flambement des barres longitudinales qui désagrègent l'intégrité de la zone comprimée du béton. Elle est atteinte pour une ductilité μ=5. Cette rupture par manque de confinement est accompagnée par une rapide dégradation en résistance. La courbe d'hystérésis montre un comportement stable en deçà de μ=4 et une bonne dissipation d'énergie. La fissure classique, résultant d'un ferraillage transversal inadéquat, a eu lieu mais à une ductilité plus grande que prévue. Des calculs basés sur une déformation ultime de compression de $\varepsilon_{cu} = 0.005$ présumaient une capacité en ductilité μ=3. En fait l'effritement du béton a bien eu lieu à ce stade mais il n'a pas été accompagné par la rupture du poteau. Ce gain de ductilité est explicable par une déformation ultime du béton plus élevée que présumée du fait de la présence de la semelle qui confine par sa rigidité la section à la base du

poteau. Ce comportement est encore plus défavorable quand le confinement du béton par les armatures transversales vient d'une conception à l'aide de frettes. Il a été nettement observé lors du séisme de Kobe un manque de répartition adéquat de ces armatures transversales dans la région de la rotule plastique.

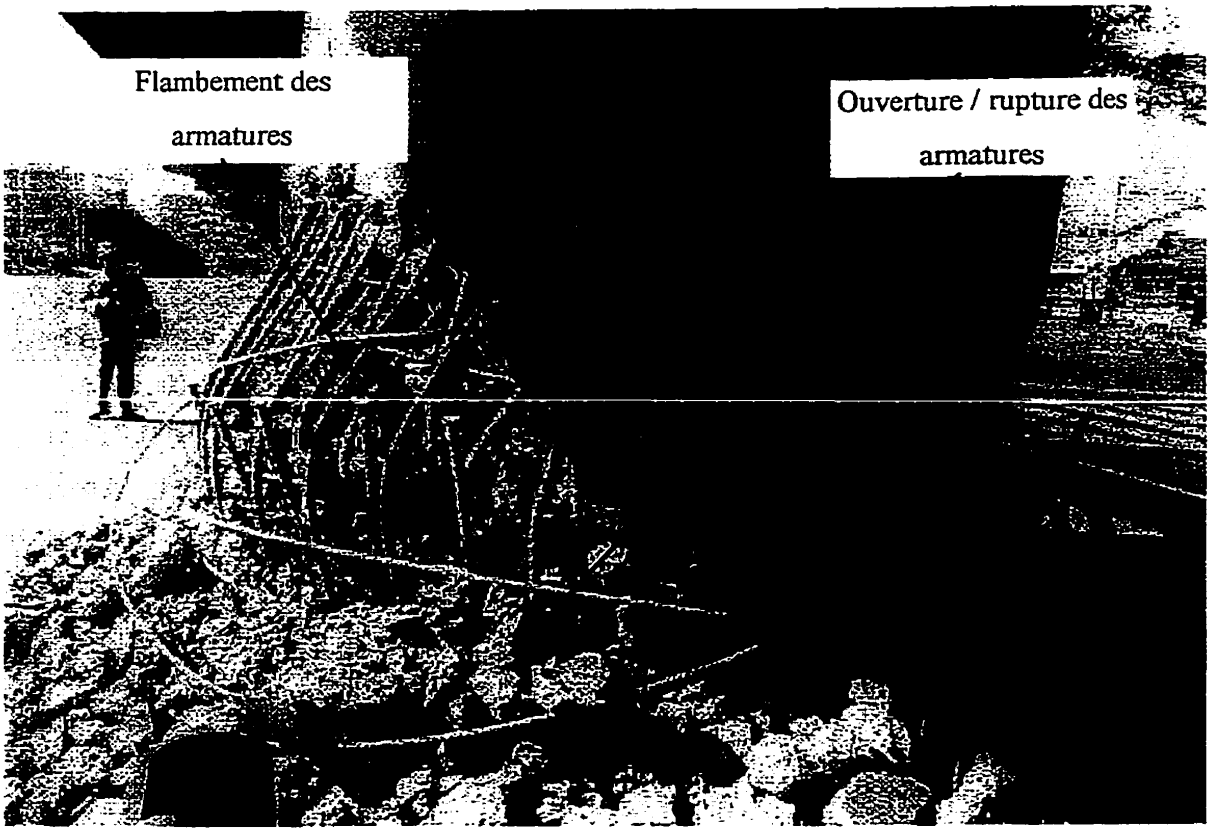


Figure 2.2 : Rupture par manque de ductilité à la base du poteau, 1995 Kobe (adaptée de Priestley et al., 1996)

Leçons tirées et recommandations

Un des modes de rupture dans les poteaux avec des barres continues consiste en une rupture en flexion de la zone de rotule plastique à la base du poteau. La détérioration et la rupture de la rotule se traduit par l'amorce de fissures horizontales en flexion, l'effritement et l'éclatement du noyau de béton, la rupture ou ouverture des armatures transversales et le flambement des armatures longitudinales ou une rupture en compression du noyau de béton.

Les ruptures de rotule plastique ont généralement lieu à un certain degré de ductilité en déplacement de l'ordre de 4. Elles sont limitées à certaines zones du poteau. Elles interviennent donc pour des grandes déformations inélastiques et sont moins destructives que les ruptures en cisaillement. Elles sont alors plus souhaitable par rapport aux ruptures aux cisaillement décrites ci-dessous. Le manque de ductilité de la rotule plastique est dû à un pauvre ferraillage des armatures dans cette zone. Le confinement inadéquat ne permet pas au noyau de béton d'atteindre des déformations importantes en compression limitant ainsi la ductilité de la rotule et la capacité en rotation du poteau.

Bien que la résistance à la flexion soit importante dans les piles de pont, elle n'est toutefois pas assez grande pour permettre une réponse élastique à une intensité séismique de calcul. Au niveau actuel de ductilité des ouvrages existants, la déformation en compression du béton dans la région de la rotule plastique dépasse la capacité de déformation du béton non confiné; il y a donc un éclatement du noyau de béton pour des ductilités en déplacement de l'ordre de 4. Au lieu de dimensionner l'ouvrage pour qu'il ait une réponse élastique, ce qui est coûteux, il est préférable de concevoir la structure avec un faible degré de force latérale et dimensionner celle-ci pour qu'elle puisse fournir de la ductilité afin de pouvoir supporter des déplacements inélastiques sans dégradation de sa résistance. Ce concept est la ligne directrice du calcul basé sur le déplacement.

Ces structures afin de résister aux sollicitations sismiques doivent donc être capable de fournir une grande ductilité. Elle doit être de l'ordre de 6 ou 8 et non comme actuellement de 2 ou 3. Dans le but d'obtenir un niveau de ductilité en déplacement structural important de l'ordre μ=6, une déformation de compression du béton dans la fibre la plus comprimé de 2 % à 4 % est nécessaire. À ce niveau de déformation du béton un bon confinement par le truchement d'armatures transversales est requis. Il est recommandé de confiner le béton à l'aide d'armatures en spirale plutôt que des frettes ou

des étriers. Pour satisfaire ce critère de ductilité il est essentiel aussi que l'espacement des armatures transversales n'excède pas $6d_b$, d_b étant le diamètre nominal des armatures longitudinales. Cette recommandation est nécessaire pour se prémunir de tout risque de flambement des armatures.

Avec une conception adéquate de la rotule plastique, la capacité en ductilité du poteau permet d'assurer une réponse inélastique en flexion et éviter des modes de déformation non ductile. Un comportement ductile pour un pilier de pont dépend de la formation de rotations flexionnelles inélastiques dans les rotules plastiques, préalablement identifiées et dimensionnées avec soin. Il est donc essentiel de se prémunir contre toute fissure au cisaillement dans la zone de rotule plastique ou dans le reste du poteau. En effet, sous des charges cycliques, une fissure en cisaillement associée avec une charge axiale de compression contribue à une rapide dégradation de la résistance, de la rigidité et de l'aspect de surface. Il faut donc pour atteindre cette ductilité éviter une rupture fragile en s'assurant que la capacité au cisaillement de la pile soit supérieure au cisaillement induit par la résistance maximum en flexion possible dans la région de la rotule plastique et dans le reste du poteau. Une approche de dimensionnement en capacité doit alors être adoptée pour garantir la pérennité de la structure au cisaillement. La détermination de la capacité en flexion doit alors considérer les propriétés non pondérées des matériaux.

2.2.1.3 Migration de la rotule plastique

Les ruptures en ductilité de la rotule plastique sont en général limitées à certaines zones prévisibles du poteau comme la base ou le sommet de la pile. Cependant lors du séisme de Kobe, un nombre de poteaux ont été brisés en flexion-cisaillement à mi-hauteur du poteau comme illustré à la Figure 2.3. Une longueur de recouvrement insuffisante, avec un arrêt brusque des barres longitudinales (aciers en attente) et une mauvaise compréhension des effets de confinement en sont les causes. Ce phénomène se comprend

aisément au vu du calcul des arrêts des barres longitudinales dans un dimensionnement élastique. Ce calcul est basé sur le concept de la courbe enveloppe du moment de flexion qui ne prend pas en compte les effets de l'évolution de la traction due aux fissures diagonales de cisaillement. Cette déficience est exacerbée par une longueur de recouvrement trop courte à cet endroit de la fissure.

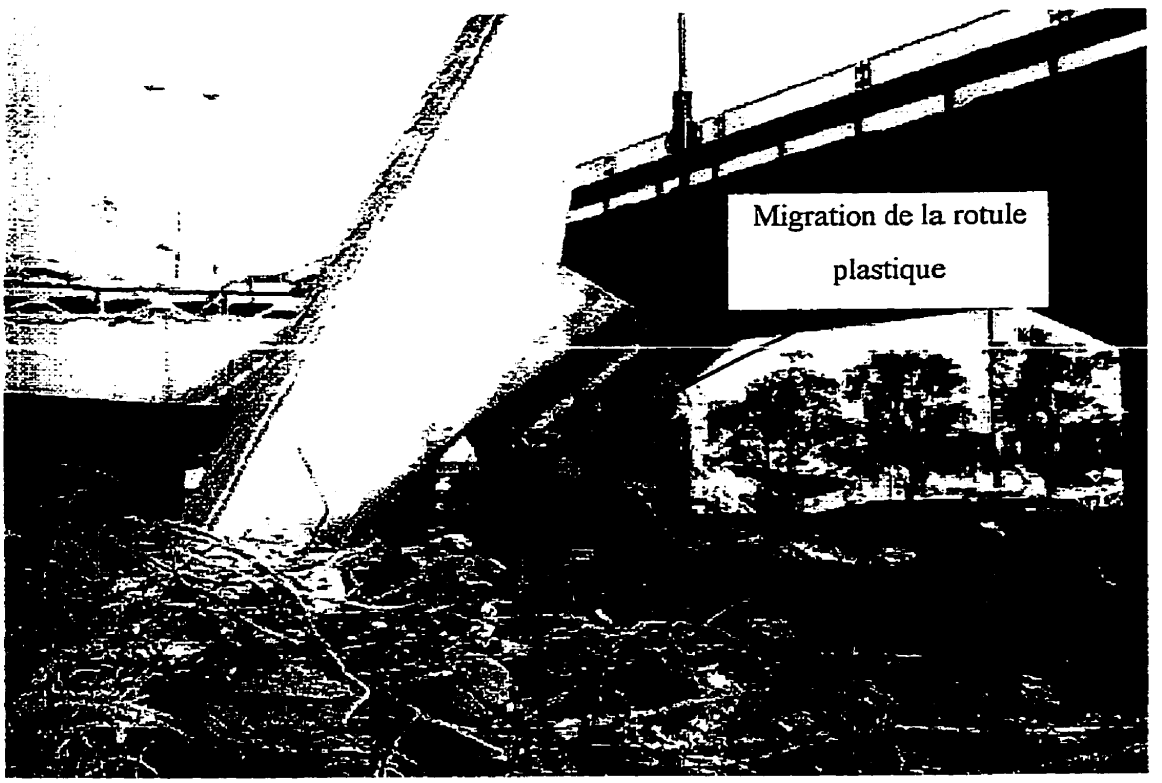


Figure 2.3 : Rupture en flexion-cisaillement à mi hauteur d'une pile, 1995 Kobe (adaptée de Priestley et al.,1996)

L'arrêt prématuré d'une partie des barres longitudinales a fragilisé la pile qui a subi l'apparition de rotules plastiques au-dessus de la base où elle ne pouvait pas bénéficier du confinement fourni par la rigidité de la semelle. La ``migration`` de la rotule plastique dans une zone non-dimensionnée pour cet effet a conduit en une rupture fragile causant l'effondrement des piles. Ce phénomène est caractéristique des poteaux avec un profil évasée. Le changement de section le long du poteau a tendance à concentrer la rotule

plastique dans la zone la moins confinée et non prévue à cet effet.

2.2.2 Déficiences des poteaux en cisaillement

De très nombreuses piles ont été endommagées par cisaillement lors des derniers séismes. La rupture en cisaillement est fragile et conduit à une rapide dégradation de la résistance. Elle se retrouve surtout pour des poteaux trapus, très rigides, où les efforts d'inertie induits durant le séisme sont importants.

Une déficience en cisaillement se traduit sous différentes formes et à différents endroits comme on peut le remarquer sur les Figures 2.4 et 2.5. Selon la section de la pile, on obtient soit une rupture de cisaillement pur, qui se traduit par une fissure majeure diagonale sur toute la hauteur du poteau, soit une rupture du type flexion-cisaillement qui est due aux effets combinées de ses deux sollicitations accompagnées en général d'un phénomène de migration de la rotule plastique. Ce mode de rupture est caractérisé par des fissures diagonales de cisaillement et des dégâts similaires à ceux observés pour les ruptures par manque de ductilité dans les zones de rotule plastique.

La rupture en cisaillement pur est due à une mauvaise conception du ferraillage transversal qui fournit une trop faible contribution à la résistance au cisaillement.

La rupture en flexion-cisaillement dans une zone de rotule plastique est due à la diminution de la contribution du béton à la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la ductilité. La formation de la rotule plastique cause une réduction de la capacité en cisaillement du béton et prédispose la rotule à une rupture en cisaillement. Sur la Figure 2.4, l'évasement de la colonne a forcé la rotule plastique à se former à la base de l'évasement plutôt que, présumée durant la conception, dans le haut de la pile. Cette ``migration`` a conduit à des efforts de cisaillement plus importants durant le mécanisme de la formation de rotule.

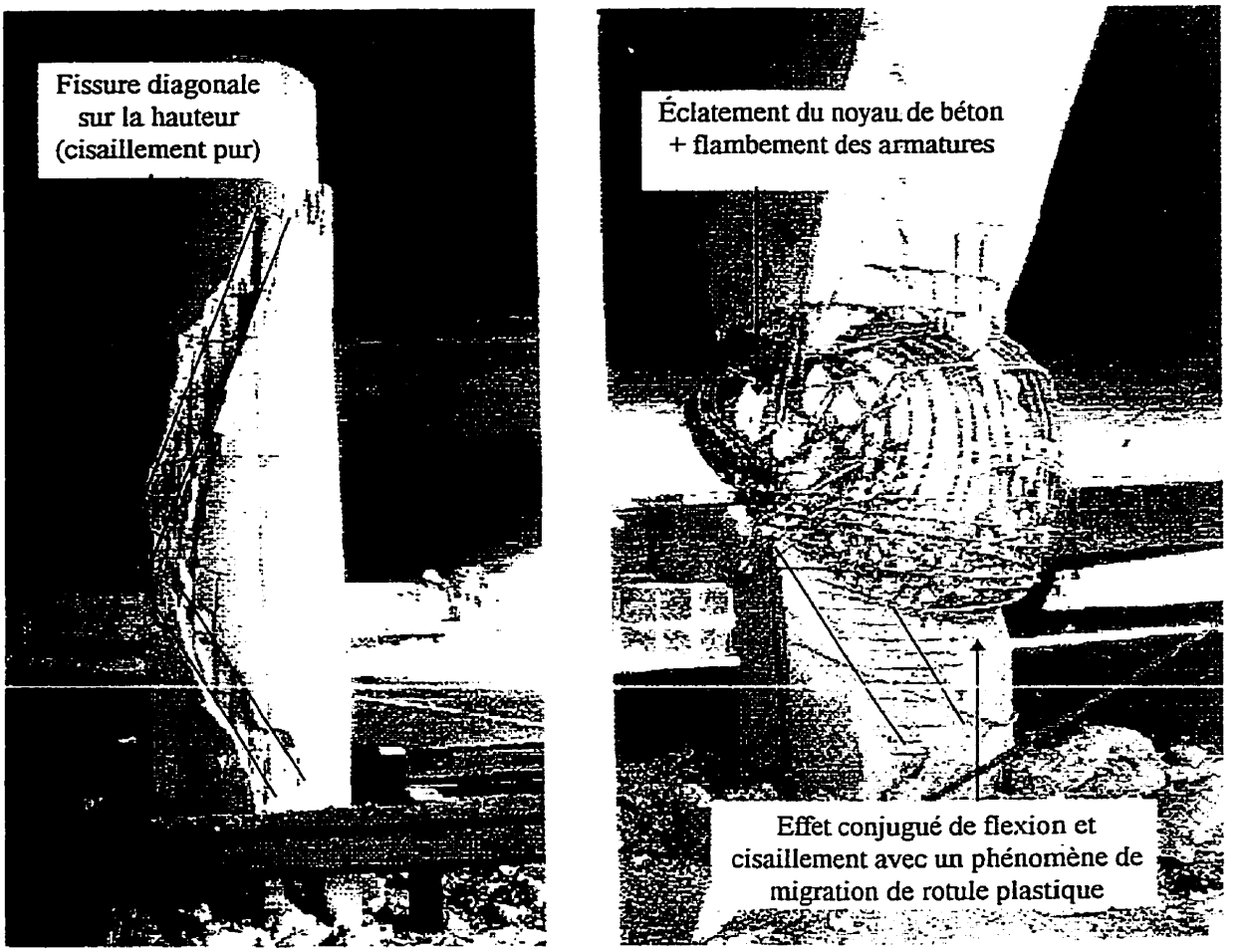


Figure 2.4 : Différents types de rupture en cisaillement, 1994 Northridge (adaptée de Priestley et al., 1996)

Comme on peut le voir sur la Figure 2.5, les ruptures en cisaillement sont localisées dans les zones autres que celles du moment maximum. L'effet combiné des sollicitations locales, compression et cisaillement, au niveau de l'appui a provoqué une rupture fragile en cisaillement dans le haut de la pile. On note que l'insuffisance de détail (diamètre, espacement et ancrage) confère à la pile un comportement très sensible au cisaillement.

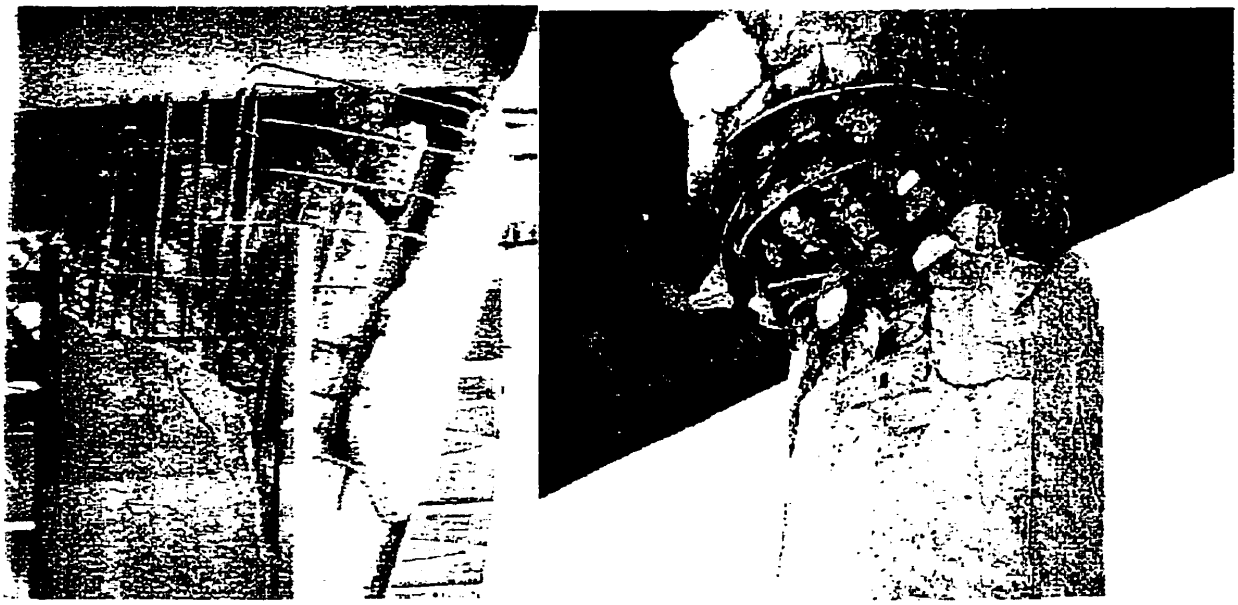


Figure 2.5 : Rupture en cisaillement dans la partie haute du poteau, 1995 Kobe et 1971 San Fernando (adaptée de Priestley et al., 1996)

Études expérimentales

Les essais réalisés par Priestley et al. (1992a) sur le comportement des poteaux, circulaires ou rectangulaires, vis à vis de la flexion et du cisaillement ont montré, au vu du type de fissures, la mauvaise influence du cisaillement dans la réponse structurale séismique de ces poteaux. Les courbes d'hystérésis ont indiqué un comportement stable en deçà d'une ductilité μ =2. Bien que la capacité théorique en flexion soit atteinte pour un niveau de ductilité μ =1.5, le poteau se brise de façon fragile au cisaillement durant le premier cycle (section circulaire) ou le troisième cycle (section rectangulaire) d'une ductilité μ =3. Il s'en suit une dégradation rapide de la résistance latérale et une considérable étendue de fissures, causées par une combinaison cisaillement/flexion. Elles se propagent le long du poteau et se traduisent sous une orientation verticale et horizontales (flexion) ou inclinée (cisaillement). La rupture finale du poteau conduit en une fissure majeure diagonale allant du haut du poteau jusque à la zone d'écrasement du béton en compression détruisant ainsi toute capacité portante du poteau et entraînant

l'effondrement de celui-ci. Il est à noter que la charge maximum obtenue est considérablement plus importante que celle fournie par le code de béton américain (ACI Code 318 (1989)).

Bett et al. (1987) ont étudié une section carrée avec un rapport portée sur profondeur de la section inférieure à 2.5. Le comportement du spécimen du poteau initial est caractérisé par une perte de rigidité et des boucles d'hystérésis instable à partir d'un ratio déplacement relatif sur hauteur de 1 %. La résistance se dégrade rapidement à partir de ce niveau de déplacement et le mode de rupture observé est dominé par une rupture fragile en cisaillement

Une étude de Ghee et al. (1989) sur la résistance au cisaillement a montré que celle-ci augmentait avec le degré de charge axiale mais que pour un important niveau de charge axiale la dégradation est plus rapide après l'amorce de la rupture fragile en cisaillement. À moins que le noyau de béton soit bien confiné par des armatures transversales, la fissuration atteint rapidement le noyau, les armatures longitudinales fléchissent et une rapide dégradation de la résistance a lieu. Il s'ensuit indéniablement une rupture due à l'impossibilité de la structure de supporter les charges mortes.

Cette importante étude sur 25 spécimens de colonnes circulaires a illustré que la résistance au cisaillement dépendait du degré de charge axiale, de la configuration du ratio des aciers longitudinaux, de la répartition et de la section des armatures transversales et du facteur de ductilité en flexion. Sur la base des résultats expérimentaux, les colonnes ont été classées en 4 catégories selon leur niveau de ductilité. Des équations de comportement, fondées sur les divers paramètres des essais, ont été suggérées selon deux niveaux de ductilité.

À un faible degré de ductilité (μ =2), le principe additif décrit assez bien le comportement des poteaux au cisaillement. Cette approche est basée sur une contribution du béton, un mécanisme de treillis à 45° dû aux armatures transversales et des effets de voûte dues à la compression diagonale du béton.

À un degré de ductilité en flexion supérieur à 2, la résistance au cisaillement diminue graduellement avec l'augmentation de la ductilité et de la diminution de l'inclinaison de l'axe longitudinal des bielles diagonales de béton dans le mécanisme de treillis.

Leçons tirées et recommandations

Le plus courant et le plus critique mode de rupture est la rupture au cisaillement combinée avec de la flexion. Elle se traduit par un cheminement des fissures consistant en plusieurs étapes qui sont:

(1) développement de fissures inclinées dès que la résistance en traction du béton est atteinte;

(2) dilatation de ces fissures inclinées et apparition de fissures diagonales. Elles provoquent le début de l'éclatement du noyau de béton d'enrobage;

(3) rupture ou ouverture des armatures transversales;

(4) amorce du flambement des armatures longitudinales ;

(5) désintégration du noyau de béton qui entraîne l'effondrement du poteau.

La déformation inélastique en cisaillement ne convient donc pas pour la réponse ductile séismique. Les petites colonnes sont particulièrement sensibles à la rupture par cisaillement du fait du grand rapport de résistance en flexion/cisaillement et de la valeur conservatrice de la résistance en flexion de ces poteaux. Il s'avère qu'avant 1971:

1. le calcul vis à vis du cisaillement n'était pas considéré comme crucial. Il en résulte un manque d'attention sur l'espacement des armatures transversales et la longueur de recouvrement;

2. l'effort tranchant équivalant à la résistance au cisaillement est 3 fois moins grand que celui obtenu à la résistance en flexion.

Il a été remarqué aussi que les ruptures au cisaillement étaient localisées aussi bien dans les zones de rotules plastiques que hors de ces zones. Le point intéressant à noter est le fait que la résistance au cisaillement dans la zone de rotule plastique est moins importante que dans les autres zones. Ce phénomène est dû à la réduction de la cohésion inter-granulaire, conséquence de la propagation de la fissure de flexion-cisaillement causant une diminution de la contribution du béton à la résistance en cisaillement. Cette détérioration totale du noyau est due alors au transfert de l'effort tranchant dans la rotule plastique sous une demande de ductilité en flexion importante. La nouvelle approche dans la conception séismique tient compte de l'interaction de la demande de ductilité en flexion et la résistance au cisaillement.

La conséquence de ces vulnérabilités est qu'on obtient une rupture fragile au cisaillement dans les zones de rotules plastiques. Ce mode de rupture non ductile fournit à la structure une faible capacité en ductilité. Cette rupture dégrade rapidement la résistance et la rigidité du poteau. Il s'ensuit que, pour fournir une ductilité en flexion, des zones non dimensionnées deviennent de manière inattendue des régions de rotule plastique (phénomène de migration de rotule plastique). Ce phénomène tient au fait que la rigidité de l'appui ou de la semelle fournit un confinement additionnel à leurs sections adjacentes, zone présumée de rotule plastique. La résistance et la performance de ces sections critiques sont donc améliorées. La formation de rotules plastiques, pour fournir de la ductilité à la pile, a donc tendance à se déplacer dans une zone adjacente à ces sections critiques sans toutefois profiter du confinement fourni par le reste de la structure.

La capacité en ductilité est alors limitée par l'intégrité de ces rotules plastiques imprévues. Il est donc nécessaire d'assurer une marge adéquate de résistance entre les

modes de rupture non ductiles et les modes de déformation ductiles voulus. Ce concept sert de ligne directrice au calcul par capacité.

Afin d'assurer une ductilité nécessaire et d'éviter une rupture fragile, la conception et le renforcement des piles doivent être basés alors sur un principe différent que celui utilisé dans les codes. Le dimensionnement des poteaux vis à vis du cisaillement ne doit pas être directement lié aux charges d'inertie horizontales spécifiées par les codes, mais doit dépendre de la résistance maximum en flexion que peut développer le poteau dans la région de la rotule plastique. Par les études de Priestley et al. (1994a, 1994b), la résistance au cisaillement est déterminée en fonction des diverses contributions (béton, acier, charge axiale) en tenant compte de la réduction avec la ductilité pour les zones de rotule plastique.

2.2.3 Déficiences des semelles

Comparativement aux autres parties structurales d'un pont (culée, tablier, pile,..) les semelles ont subi peu de dommages durant les derniers séismes importants. Plusieurs raisons peuvent expliquer le peu d'incidents observés:

1. les efforts critiques pour les semelles n'ont pas été atteints du fait de la rupture dans un premier temps des autres parties structurales de l'ouvrage;

2. les sols rocheux ont dû protéger ces semelles de forces séismiques excessives;

3. les semelles étant enterrées; elles n'ont pas été inspectées correctement.

On peut cependant soulever quelques problèmes sur le détail des armatures comme l'illustre la Figure 2.6. Certaines vulnérabilités des semelles dimensionnées avant 1970

font aujourd'hui dans les nouveaux codes parasismiques l'objet de recommandations. Il s'avérerait en effet qu'il y ait:

1. un manque d'armatures sur la face supérieure de la semelle, diminuant ainsi sa résistance en flexion;

2. une résistance inadéquate au cisaillement;

3. une pauvreté des détails d'armatures pour le joint entre la semelle et la pile, de l'ancrage des barres longitudinales et de la connexion entre les pieux et la semelle.

Figure 2.6 : Rupture de poteau par arrachement , 1971 San Fernando (adaptée de Priestley et al., 1996)

2.2.4 Conclusions

Les divers séismes de ces 25 dernières années ont mis en évidence la médiocrité du comportement sismique des ponts dimensionnés avant les années 1970. La plupart de ces ouvrages se sont détériorés par une rupture fragile du fait de leur faible confinement et résistance au cisaillement. Ces ruptures, résumées au Tableau 2.1, varient selon les caractéristiques géométriques (élancement, hauteur versus profondeur) et structurales des poteaux. Les dégâts observés ont souligné de nombreuses déficiences qui sont illustrées à la Figure 2.7 et résumées par :

1. longueur de recouvrement trop courte des barres longitudinales et un ferraillage transversal trop lâche pour éviter un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement;

2. ferraillage des armatures transversales (section, espacement) inadapté dans la zone de la rotule plastique qui entraîne un mauvais confinement du béton et une faible marge vis à vis du flambement des armatures longitudinales. Ce manque de détails d'armatures prédispose la rotule plastique à une rupture en flexion limitant ainsi la ductilité du poteau;

3. ferraillage des armatures transversales inadéquat dans le poteau qui cause une mauvaise résistance au cisaillement et prédispose le poteau à une rupture fragile;

4. ferraillage transversal inadéquat dans les zones d'appui pour éviter une rupture combinée de flexion et cisaillement par éclatement du béton;

5. arrêt prématuré des armatures longitudinales dans les régions de rotule plastique inattendu. Ce détail est crucial lors du phénomène de migration de rotule plastique

pour les poteaux avec des éléments raidisseurs (pile avec évasement, poutre de transfert);

6. ancrage des armatures longitudinales dans la semelle inadéquat et risque de rupture en cisaillement.

La cause première de ces dégâts est due à une mauvaise conception du ferraillage d'armatures transversales. Ces armatures ont comme fonction de :

(1) munir le poteau d'une capacité en cisaillement adéquate en équilibrant les principaux efforts de traction dus à des fissures inclinées;

(2) confiner les régions de rotules plastiques flexionnelles en augmentant la capacité en déformation du béton;

(3) appliquer un effort de serrage afin d'éviter un glissement des armatures longitudinales.

Afin d'assurer ces trois fonctions, ces armatures transversales doivent être conçues avec un ancrage adéquat dans le noyau de béton.

2.3 Études expérimentales et nouvelles approches

Ces ruptures de piles de ponts ont montré que les structures non ductiles sont sollicitées au delà du domaine élastique ou de leurs résistances au cisaillement. La pauvreté du détail des armatures longitudinales et transversales et l'inadéquation des principes utilisés ne permettent pas en général à la pile d'atteindre une ductilité nécessaire pour un bon

comportement séismique. La faible résistance au cisaillement empêche la formation de rotules plastiques et donc fournit à la pile une faible capacité en ductilité de déplacement. Les ruptures peuvent donc aboutir à des ruptures fragiles indésirables qui entraînent souvent un effondrement non réversible.

2.3.1 Études expérimentales

La plupart des dégâts observés sur les poteaux lors des derniers grands séismes ont été confrontés avec beaucoup de similitudes lors d'études expérimentales. Ces divers tests ont permis de mieux comprendre le comportement de ces poteaux et de définir les causes structurales de ces dommages. Seuls quelques phénomènes tels que la migration de la rotule plastique et l'éclatement de la zone d'appui n'ont pu être reproduit en laboratoire du fait de la difficulté de modéliser des spécimens avec des conditions frontières respectant l'environnement exact de rigidité de la pile.

Ces essais ont permis, en fonction du mode de rupture, de déterminer les paramètres de calcul nécessaire à l'évaluation du comportement sismique des poteaux. Certains des nouveaux principes présentés au Chapitre 3 ont été formulés sur la base de ces essais.

Poteau avec une lacune au niveau de la résistance en flexion

Priestley et al. (1996) ont formulé une notion de périmètre de fissure au vu du modèle de fissures du mécanisme de glissement. Cette approche permet d'estimer à quel niveau d'effort dans les armatures le glissement intervient.

Chai et al. (1991) sur leur étude avec des barres de recouvrement ont montré que le poteau était capable de supporter un effort latéral résiduel après le glissement. Ce gain de résistance est dû à l'intégrité du noyau de béton qui peut reprendre une partie des efforts.

Poteau avec une lacune au niveau de la ductilité en flexion

Mander et al. (1988) ont formulé des équations pour évaluer les caractéristiques en résistance du béton confiné en fonction du degré de confinement. Ce modèle théorique effort-déformation pour le béton confiné qui tient compte de la configuration des armatures transversales et de l'effort de confinement latéral effectif, permet d'estimer la déformation à l'ultime du béton et donc la ductilité en courbure.

Dans une étude sur l'évaluation de la ductilité, Priestley and Park (1987) ont formulé une relation entre la capacité de ductilité en déplacement et la ductilité en courbure à l'intérieur de la rotule plastique. Ils ont de façon empirique déterminé une longueur de zone de rotule plastique et ainsi déterminé une formule pour évaluer la ductilité en fonction de la géométrie des déformations de la pile.

Poteau avec une lacune au niveau de la résistance en cisaillement

Priestley et al.(1994a et 1994b) ont calibré des équations pour déterminer la résistance au cisaillement d'un poteau (rectangulaire et circulaire) en fonction des différentes contributions. Les auteurs ont différenciés la résistance en cisaillement selon la contribution du béton diminuant avec la demande en ductilité dans la rotule plastique, le contribution de l'acier et la contribution de la charge axiale.

2.3.2 Nouvelles approches

Afin d'évaluer le comportement sismique et de réhabiliter les piles de ponts conçues avant 1971, une approche alternative de celles proposées par les codes a été formulée. Elle est basée sur la capacité en déplacement des structures. Cette approche considère les dommages comme une combinaison linéaire du déplacement maximum et de l'énergie de dissipation pour la déformation plastique.

Avec l'approche du calcul par capacité, le concepteur détermine le mode de rupture ductile désiré, soit une rotule plastique à la base pour les poteaux de ponts, en assurant une marge suffisante pour éviter tout autre mode de rupture fragile.

Priestley et al. (1992b) ont développé des manuels d'évaluation et de conception pour des renforcements sismiques de poteaux de pont en béton armé avec des chemises. En fonction du choix du matériau pour la chemise, le renforcement permet d'améliorer la résistance en flexion et en cisaillement et assure un confinement adéquat de la zone de recouvrement. Les courbes d'hystérésis de leurs résultats expérimentaux sur une série de chemises montrent que la technique du renforcement stabilise la réponse du poteau jusqu'à une ductilité en déplacement de 8 avec une bonne dissipation d'énergie hystérétique.

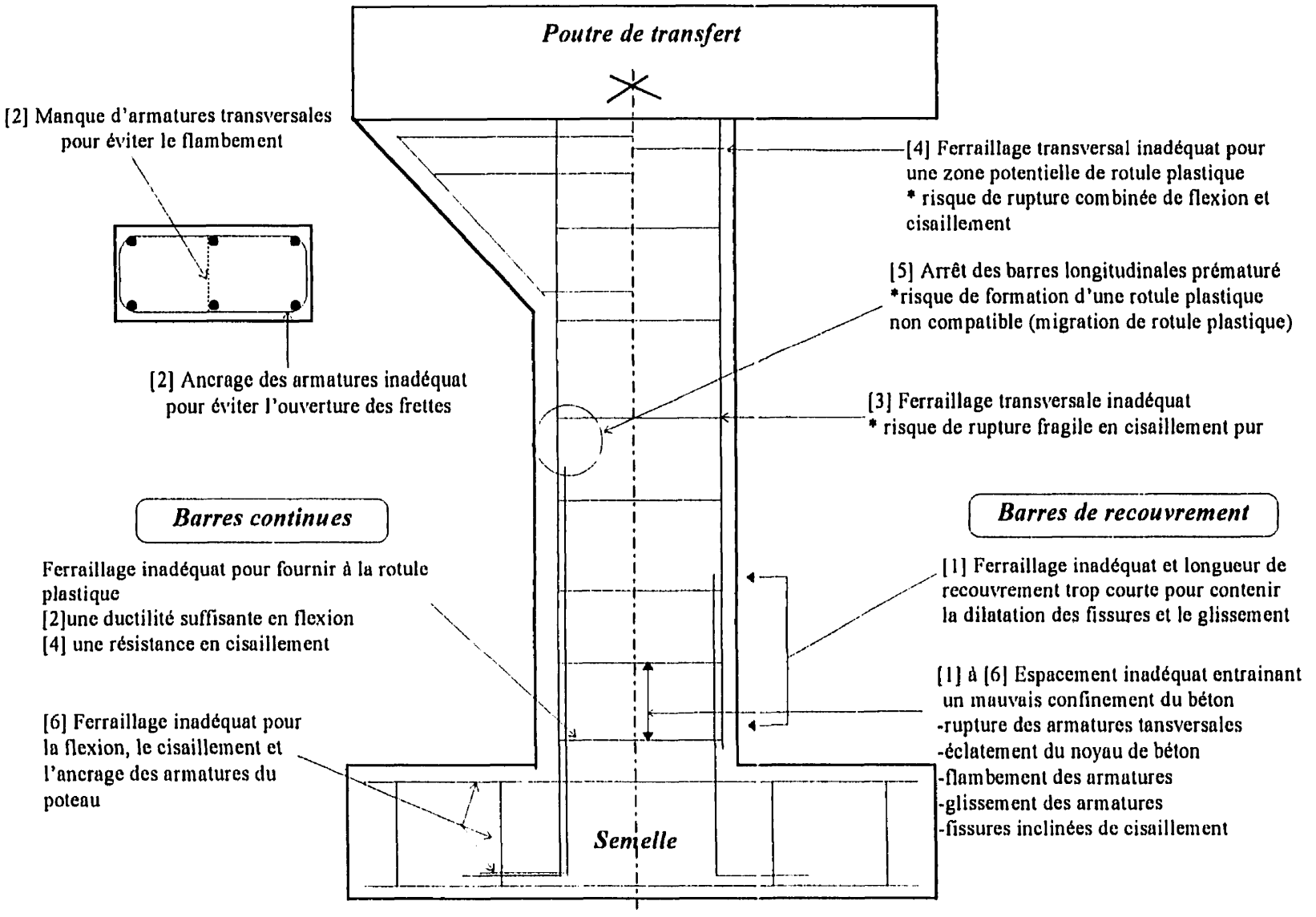


Figure 2.7 : Déficiences des piles de pont en béton armé conçues selon les prescriptions prévalant avant 1971

Tableau 2.1 : Déficiences des poteaux en fonction du mode de rupture

Mode de rupture	Poteau	Type de fissure	Déficiences	Études théoriques et expérimentales	Recommandations
Glissement des armatures (manque de résistance en flexion) [1]	Ferraillage avec des barres de recouvrement	1.Fissures verticales sur la hauteur du recouvrement 2.Éclatement du béton d'enrobage	1. Longueur de recouvrement trop faible pour un ancrage 2. Ferraillage transversal insuffisant pour un effort de serrage	Priestley et Park (1987) Chai et al. (1991) Priestley et al. (1992a) Priestley et al. (1996)	Pas de chevauchement
Rupture en flexion dans la zone de rotule plastique (manque de ductilité) [2]	Ferraillage continu poteau élancé	1.Éclatement du béton 2.Flambement des armatures longitudinales 3. Ouverture des armatures transversales	Ferraillage transversal 1. Confinement inadapté pour la déformation du béton 2. Manque de retenue latérale des armatures longitudinales 3. Ancrage inadapté au noyau	Chai et al. (1991) Priestley et Park (1987) Mander et al. (1988)	1. Déformation du noyau de béton supérieure à 0.02 2. Espacement < $6d_{bl}$ 3. Ancrage avec des crochets
Rupture en cisaillement pur [3]	Ferraillage continu poteau trapu	Éclatement du béton sur toute la hauteur avec une fissure à 45°	Ferraillage transversal contribution insuffisante pour une résistance en cisaillement	Priestley et al. (1992a) Ghee et al. (1989)	Différencier les contributions à la résistance au cisaillement
Rupture combinée de flexion et cisaillement dans la zone de rotule plastique [4]	Ferraillage continu	1.Éclatement du béton avec des fissures inclinées 2. Détachement des armatures transversales	1.Ferraillage transversal 2.Diminution de la contribution du béton en fonction de la ductilité dans la rotule plastique	Priestley et al. (1994a) Priestley et al. (1994b)	Tenir compte de la diminution de la contribution du béton dans les zones de rotule plastique
Rupture combinée en flexion et cisaillement en dehors de la rotule plastique potentiel [5]	Poteau évasé	1. Migration de la rotule plastique dans une zone non dimensionnée à cet effet 2. Éclatement du noyau de béton et flambement des armatures longitudinales	1. Arrêt prématuré des armatures longitudinales 2. Mauvaise compréhension du phénomène de confinement	Priestley (1994c)	Localisation des zones de rotules plastiques potentielles
Rupture au niveau de la semelle [6]	Semelle flexible	1. Arrachement 2. Fissures de flexion et cisaillement	1. Armatures longitudinales 2. Armatures transversales 3. Armatures d'ancrage dans la semelle	Xiao et al. (1996)	Dimensionner selon l'approche par capacité

CHAPITRE 3
PROCÉDURES ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

Ce chapitre décrit en premier lieu les principes et les procédures d'évaluation sismique de poteaux en béton armé. Cette étude permet d'évaluer le mode de rupture anticipé en tenant compte des différents mécanismes intervenant dans le domaine inélastique. La deuxième partie de ce chapitre présente les divers types de renforcement et les procédures à suivre dans le dimensionnement du renforcement. Pour les trois modes de rupture possibles, les principes de calcul sont détaillés pour les trois types de chemise les plus couramment utilisés (béton, acier, matériaux composites). La grande majorité des notions et équations présentées dans ce chapitre est extraite des travaux réalisés à l'Université de Californie à San Diego pour le compte du California Department of Transportation (Caltrans) et résumés dans des articles par les chercheurs Priestley et Seible.

3.1 Évolution de la conception parasismique

3.1.1 Leçons tirées des derniers séismes

Les récents séismes en Californie et au Japon ont illustré les dangers potentiels associés à la plupart des ponts incorporant des détails d'armatures similaires à ceux conçus avant 1970 en Californie. Ces ruptures des piles de ponts ont montré que les structures non ductiles sollicitées au delà du domaine élastique, ou de leur résistance au cisaillement, ont des problèmes majeurs lors d'importants séismes. La déficience majeure de la performance sismique est généralement une conséquence du manque de ductilité plutôt qu'une résistance latérale inadéquate. La pauvreté du détail des armatures transversales (distribution, ancrage) et l'inadéquation des principes utilisés ne permettent pas en général à la pile d'atteindre une ductilité importante dans la zone de rotule plastique. La

faible résistance au cisaillement empêche la formation de rotules plastiques et donc fournit à la pile une faible capacité en ductilité de déplacement. Les ruptures peuvent donc aboutir à des ruptures fragiles indésirables qui entraînent souvent un effondrement non réversible à cause du faible degré de redondance dans les ponts.

Les déficiences inhérentes aux poteaux sont:

1. une résistance en flexion inadéquate du fait de la prise en compte de coefficients séismiques trop faibles et de la pratique courante de ferraillage à l'aide d'armatures de recouvrement dans la zone de rotule plastique potentielle et d'un manque d'effort de serrage;

2. une ductilité inadaptée, conséquence d'un confinement trop lâche du béton par un ferraillage des armatures transversales insuffisant et mal détaillé;

3. une résistance au cisaillement insuffisante pour une demande en ductilité importante, résultat du pauvre confinement et de l'utilisation de méthodes de conception élastique qui entraîne une résistance au cisaillement plus faible que celle à la flexion pour un effort latéral donné et donc prédispose les poteaux à des ruptures fragiles.

3.1.2 Nouvelle conception parasismique

La procédure d'évaluation incorporant des aspects du calcul par capacité est fondée sur une approche de déplacement plutôt que sur l'approche conventionnelle basée sur les forces statiques équivalentes. Cette évaluation permet d'estimer la capacité disponible du poteau.

Conception avec les forces statiques équivalentes

Dans cette approche conventionnelle, la résistance en flexion requise et la ductilité de la rotule plastique sont reliées. La plupart des codes de calcul sismique traite de cette interaction implicitement en spécifiant un facteur de réduction sur les forces latérales. Ce facteur, appliqué sur les efforts élastiques équivalents, est calculé en considérant un amortissement de 5 % dans la structure. Le dimensionnement en résistance à ce niveau d'effort est couplé avec des recommandations sur le détail des armatures transversales dans les régions de rotules plastiques. La difficulté dans cette approche est d'obtenir une bonne estimation du facteur de réduction en fonction du type de structure. La faiblesse réside dans la relation non explicite entre la ductilité et une réponse élastique (basée sur le déplacement équivalent ou sur l'énergie équivalente). De plus, il y a un manque de considération des caractéristiques de dissipation d'énergie hystérétique. Une approche alternative plus rigoureuse est de dimensionner la structure avec une approche basée sur le déplacement plutôt que sur la considération des efforts. Il paraît être plus réaliste de comparer directement demande et capacité en terme de déplacement.

La méthode des forces statiques équivalentes est toujours utilisée en pratique au Canada pour la conception parasismique des structures. En Californie, la conception actuelle est essentiellement basée sur cette approche de déplacement (Displacement-Based Design)

Conception basée sur le déplacement et calcul par capacité

La procédure de conception cherche à fournir le détail adéquat des membrures afin d'obtenir le déplacement désiré au centre des forces sismique (centre de masse pour un poteau). L'adoption de cette approche réside dans le fait que l'état limite ultime présente une corrélation plus évidente avec l'état limite de déformation et que celui-ci peut être converti plus facilement en déplacement équivalent qu'en force statique équivalente.

Dans cette nouvelle approche, la notion du calcul par capacité a été élaborée. Cet aspect fondamental de l'évaluation sismique repose sur l'identification des mécanismes de déformations inélastiques probables.

Ce concept consiste à déterminer le mode de rupture et le cheminement des mécanismes inélastiques que l'on désire obtenir lors de grands déplacements sismiques. Pour les ponts, la déformation inélastique est identifiée par la formation d'une rotule plastique à la base du poteau, comme illustré à la Figure 3.1. Cependant, pour permettre la rotation du poteau lors de ces déplacements inélastiques, il faut s'assurer que la réponse inélastique en flexion soit ductile. Il est alors nécessaire d'assurer une marge adéquate de résistance entre les modes de rupture non ductiles et le mode de déformation ductile prévu.

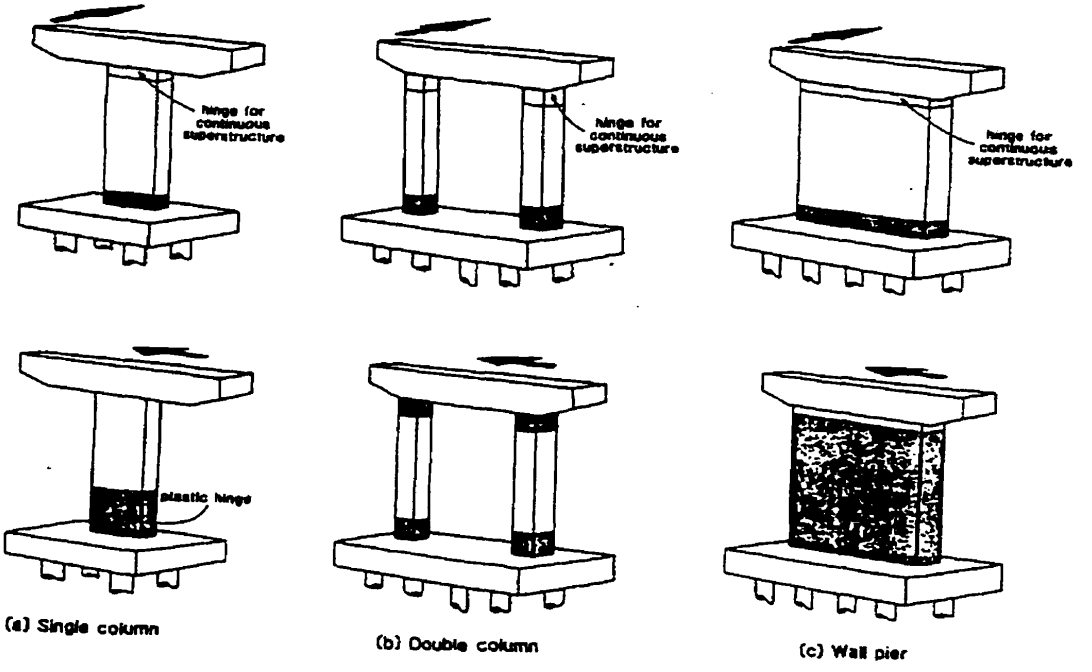


Figure 3.1 : Zone de rotule plastique dans les poteaux et piles de pont (adapté de Mitchell, 1991)

Pour la plupart des cas, il est préférable d'avoir des fondations plus rigide que le poteau pour forcer la formation de la rotule plastique dans le poteau ou dans les murs de pile. La Figure 3.1 illustre différentes zones possibles pour la rotule plastique pour des poteaux et des murs de pile. Ces zones dépendent des conditions frontières du poteau et du degré d'hyperstaticité des travées. Comme la longueur de rotule plastique est fonction de la profondeur de la section dans la direction des forces sismiques considérées, celle-ci est différente pour des forces agissant dans des directions différentes.

Philosophie du renforcement

Les nouvelles approches pour la conception des ouvrages porte une attention accrue sur le confinement et la résistance au cisaillement des poteaux. Ces recommandations sur le ferraillage des armatures transversales permettent, par un confinement adéquat, au béton d'atteindre une déformation ultime de l'ordre de 0.03 dans les régions de rotule plastique potentielle et prémunir le poteau contre tout mode de rupture fragile en cisaillement. Cette augmentation significative de la déformation ultime en compression améliore la capacité en ductilité de la section de béton. Dans le cadre d'un renforcement, ce confinement effectif peut être fourni pour un poteau existant en appliquant un effort de serrage dans les régions de rotule plastique potentielle. Ce surplus de confinement est fourni par le biais d'une chemise qui enrobe la section à renforcer et contribue à la résistance au cisaillement du poteau. Cette enveloppe peut être en béton, en acier ou en matériau composite.

3.2 Évaluation séismique des poteaux existants

L'évaluation de la résistance d'un poteau existant doit être guidée par une estimation moins conservatrice que celle spécifiée par les divers codes durant la conception. Le but de l'étude est d'obtenir un degré de sécurité adéquat mais pas obligatoirement uniforme avec les prescriptions des codes dans tous les cas.

L'évaluation est menée avec le plus de précision possible pour connaître la réponse aux sollicitations séismiques dans le domaine inélastique. L'étude est basée sur une approche capacité/demande afin de détecter le mode de rupture prédominant et les vulnérabilités du poteau existant. Il est important de bien évaluer la résistance de l'ouvrage à fin de le renforcer adéquatement envers ses déficiences.

3.2.1 Résistance des matériaux

L'évaluation sismique d'un poteau doit tenir compte des divers mécanismes de confinement et des propriétés non pondérées des matériaux. En effet les sollicitations sismiques ont tendance à entraîner de grands déplacements inélastiques référant au comportement à l'ultime de la structure. À ce stade, les caractéristiques mécaniques du noyau de béton sont dépendantes du confinement et donc du ferraillage des armatures transversales. Pour l'acier, il faut tenir compte des différentes phases (élastique, plastique, écrouissage) caractérisant son comportement à la rupture. Une évaluation effectuée avec des propriétés de matériaux trop conservatrices pourrait altérer le mode de rupture critique et rendre inapte le renforcement le cas échéant.

3.2.1.1 Béton non-confiné

Résistance en compression

La résistance en compression d'un béton dépend de la qualité et quantité des composantes qui le constituent (ciment, eau, granulats) et de son âge. La plupart des bétons utilisés dans la conception séismique ont une résistance de l'ordre de 25 MPa à 55 MPa. Les béton à haute-performance (90 MPa) ne sont généralement pas recommandés du fait de leurs ruptures fragiles.

Priestley et al. (1996) recommandent d'adopter pour l'évaluation de la résistance une valeur de:

$$f'_c = 1.5f_c \tag{3.1}$$

où f_c est la résistance spécifiée du béton à 28 jours. L'augmentation de 50% de la résistance en compression du béton reflète le conservatisme pratiqué lors de la conception et du gain naturel en résistance lors du vieillissement du béton. Des tests effectués sur des bétons d'ouvrages conçus lors des années 1950-1960 ont montré que la résistance était 1.5 à 2.7 fois plus importante que la résistance considérée durant la conception. La déformation ultime du béton non confiné est considérée égale à 0.004.

Au Québec, les rigueurs climatiques (gel-dégel) de l'hiver, la pénétration des sels déglaçant et la corrosion des armatures sont des paramètres qui seraient nécessaires d'étudier plus en détail pour évaluer leurs influences sur les caractéristiques réelles des matériaux.

Module d'élasticité

Le module d'élasticité pour un béton normal, basé sur une mesure sécante sous l'application d'une charge axiale de compression allant au delà d'une contrainte maximum de $0.5f'_c$, est égale à:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \qquad \text{(MPa)} \tag{3.2}$$

Pour les mêmes raisons données ci-dessus, le module d'élasticité peut être estimé de 20% à 50 % plus élevé que la valeur actuelle.

Résistance en traction

En général on néglige sous des sollicitations séismiques la contribution de la résistance en traction du béton par rapport à la résistance des autres éléments du fait de l'altérabilité du béton (fissures, retrait). Toutefois, il est nécessaire d'estimer le comportement à la flexion ou à la traction des éléments structuraux lors de l'apparition des fissures afin de s'assurer de la stabilité de l'ouvrage. De façon conservatrice on estime la résistance en traction:

$$f'_t = \begin{cases} 0.5\sqrt{f'_c}\ \text{MPa} & \text{(traction)} \\ 0.75\sqrt{f'_c}\ \text{MPa} & \text{(flexion)} \end{cases} \tag{3.3}$$

Bien que la résistance en traction soit ignorée dans les calculs de flexion, elle joue un rôle crucial dans le comportement vis à vis de l'adhérence, de l'ancrage des armatures et de l'effort tranchant.

3.2.1.2 Béton confiné

Afin de prédire la réponse latérale d'un poteau dans le domaine inélastique, il est nécessaire de déterminer la capacité ultime en rotation disponible dans les régions de rotule plastique des membrures en béton armé. Avant de calculer cette rotation il faut donc évaluer avec une précision raisonnable la déformation ultime en compression du béton afin d'estimer la capacité en courbure ultime du poteau.

De nombreuses études récentes sur la déformabilité du béton en compression dans les structures en béton armé ont conduit à plusieurs formulations pour cette déformation ultime en compression ε_{cu}. Un résumé des équations récemment formulées est présenté par Park et Paulay (1975).

Récemment Scott et al. (1982) ont suggéré que la déformation ultime du béton en compression soit définie comme la déformation longitudinale à laquelle la première rupture de frette intervient. Cette déformation correspond à la limite de la courbe contrainte-déformation du béton confiné comme illustré à la Figure 3.2. Après la rupture de la première frette, il y a d'habitude une chute soudaine de la capacité portante du noyau de béton du poteau dû à la réduction du confinement qui prédispose les armatures longitudinales au flambement.

Pour calculer la déformation ultime du béton en compression, Mander et al. (1988) ont proposé une approche basée sur l'équilibre énergétique; ils ont formulé une équation simplifiée qui prend en considération la déformation ultime en compression du béton non confiné et l'effet du confinement fourni par les armatures transversales. Selon cette approche, la déformation ultime en compression du béton confiné, ε_{cu}, s'exprime par:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_h f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \qquad (3.4)$$

où f_{yh} est la limite élastique des armatures transversales, ε_{su} la déformation correspondante à l'écrouissage de l'acier, ρ_h est le ratio volumétrique des armatures transversales et f'_{cc} est la résistance ultime en compression du béton confiné, déterminée par l'équation (3.6).

L'effet de la charge axiale de compression est de réduire la ductilité en déplacement disponible. Il est donc nécessaire de confiner le noyau de béton avec des armatures transversales correctement dimensionnées et ancrées afin de se prémunir de tout flambement des armatures longitudinales pour éviter une rupture du poteau. Conjointement avec les armatures longitudinales, un espacement étroit des frettes empêche l'expansion du béton lors de l'apparition des premières fissures en maintenant l'intégrité du noyau de béton. Un confinement latéral adéquat des poteaux augmente donc non seulement la résistance en compression mais aussi permet au béton d'augmenter sa déformation maximum en compression, ε_{cu}, d'environ 0.005 à 0.03, comme indiqué schématiquement sur la Figure 3.2.

Dans ces relations, la déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné, ε_{cc}, est calculée en considérant pour la déformation maximum du béton non confiné, ε_{co}, une valeur de 0.002 (Richart et al., 1928). La courbe contrainte-déformation du béton s'exprime alors sous la forme:

$$f_c = \frac{f'_{cc}.x.r}{r-1+x^r} \qquad (3.5)$$

avec

$$f'_{cc} = f'_c\left(2.254\sqrt{1+7.94\frac{f'_l}{f'_c}} - 2\frac{f'_l}{f'_c} - 1.254\right) \text{ en MPa} \qquad (3.6)$$

où f'_l correspond à la pression de confinement latéral effectif.

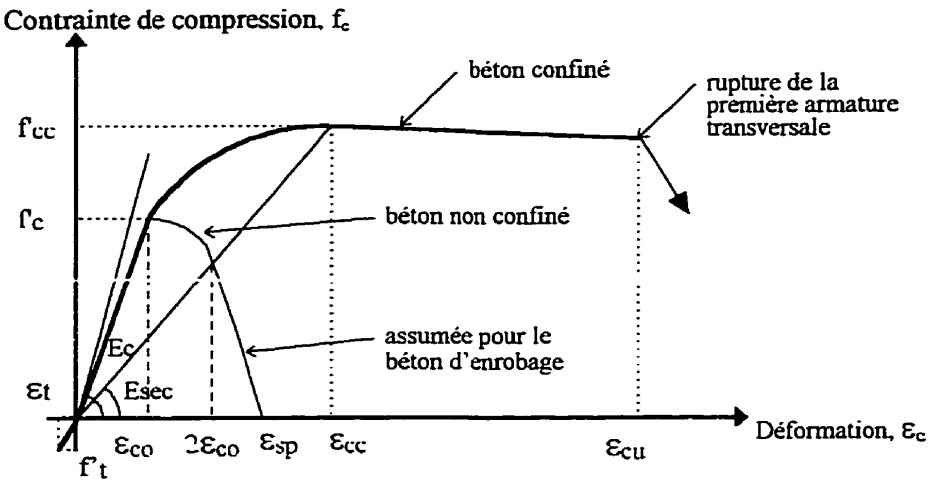


Figure 3.2 : Courbe contrainte-déformation pour le béton confiné (adapté de Mander et al., 1988)

Les symboles dans cette courbe correspondent à :

ε_{co} : déformation à la contrainte maximum pour le béton non-confiné

ε_{sp} : déformation ultime pour le béton non-confiné

ε_{cc} : déformation à la contrainte maximum pour le béton confiné

ε_{cu} : déformation ultime pour le béton confiné

ε_t : déformation en traction

f'_t : résistance en traction

f'_c : résistance en compression du béton non-confiné

f'_{cc} : résistance en compression du béton confiné

E_c : module d'élasticité du béton

E_{sec} : module d'élasticité sécant du béton

La courbe contrainte déformation du béton confiné suit alors les relations suivantes:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \tag{3.7}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] \tag{3.8}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \tag{3.9}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \tag{3.10}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{3.11}$$

La pression latérale maximum possible dans le béton, f_l, a lieu quand les armatures transversales sont tendues à leur limite élastique f_{yh}. Par équilibre on obtient

$$f_l = \frac{2 f_{yh} A_{sp}}{D'.s} \tag{3.12}$$

où D' est le diamètre des frettes ou spirales, A_{sp} est la section de l'armature transversale et s est l'espacement longitudinal de ces armatures transversales.

L'effort de confinement latéral effectif, f'_l, correspond à la moyenne de la pression latérale ramenée pour une section circulaire:

$$f'_l = K_e . f_l \tag{3.13}$$

Pour une section rectangulaire avec des ratios d'armatures transversales, ρ_x et ρ_y différents dans les directions principales, des efforts de confinement différents ont été développés:

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh}$$
$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} \qquad (3.14)$$

Dans les équations (3.13) et (3.14), K_e correspond au coefficient d'efficacité du confinement. Ce coefficient dépend de l'aire effective du noyau de béton confiné par rapport à l'aire nominale du béton délimitée par la ligne moyenne des armatures transversales. Les valeurs typiques adoptées pour K_e sont 0.95 pour une section circulaire, 0.75 pour une section rectangulaire et 0.6 pour une section de mur rectangulaire. Un calcul plus rigoureux de ce coefficient sera réalisé dans le Chapitre 4.

Pour une section rectangulaire avec des efforts de confinement effectifs f'_{lx} et f'_{ly} différents, la résistance du béton confiné f'_{cc} est déterminée par l'abaque proposé par Mander et al. (1982) illustré à la Figure 4.7 (voir Chapitre 4).
Cette abaque, fonction des pressions de confinement effectifs dans les deux directions $\frac{f'_{lx}}{f'_c}$ et $\frac{f'_{ly}}{f'_c}$, donne un rapport de $\frac{f'_{cc}}{f'_c}$.

Bien que la déformation ultime du béton en compression, ε_{cu}, obtenue avec la relation (3.4) est de 4 à 16 fois plus grande que la valeur traditionnelle assumée pour le béton non confiné, cette valeur de ε_{cu} est une estimation conservatrice.

Elle a été formulée en considérant une section confinée soumise à une charge axiale de compression. Quand la section est soumise à des sollicitations combinées de flexion composée, la valeur obtenue ε_{cu} est conservatrice d'au moins 50%. On peut considérer que cette sous estimation permet d'assurer une marge adéquate de sécurité pour éviter toutes incertitudes sur la demande en ductilité.

De plus, l'équation a été établie sur la base du comportement d'une section située au

centre de l'élément comprimé. Dans la plupart des cas ce sont les sections adjacentes aux éléments d'appui où la demande en courbure est importante. Ces zones sont en général les plus prédisposées aux différents modes de rupture. La formulation présentée ne prend pas en considération la rigidité de ces appuis (semelle, poutre de transfert) qui fournit un confinement additionnel et donc augmente la déformation ultime de compression du béton dans cette zone.

Ce comportement peut être en général ignoré durant la conception et l'analyse. En effet sous des sollicitations sismiques, ce surplus de confinement diminue par l'amorce de fissuration dans les appuis. Toutefois ce supplément de confinement des zones les plus sollicitées peut entraîner la formation de la rotule plastique dans une zone adjacente moins confinée et en général moins bien dimensionnée. Ce comportement se manifeste par le phénomène de migration plastique observé lors des dommages causées lors des derniers importants séismes et présenté dans le Chapitre 2.

3.2.1.3 Acier d'armature

La ductilité d'un élément structural en béton armé dépend de la capacité des armatures d'acier à subir des grandes déformations plastiques sans réduction significative de leur résistance quand elles sont soumises à des charges cycliques. Les caractéristiques de l'acier sont déterminées par la courbe contrainte-déformation présentée à la Figure 3.3, où ε_y correspond à la déformation de la première plastification, ε_{sh} est la déformation finale du palier plastique et ε_{su} équivaut à la déformation ultime d'écrouissage.

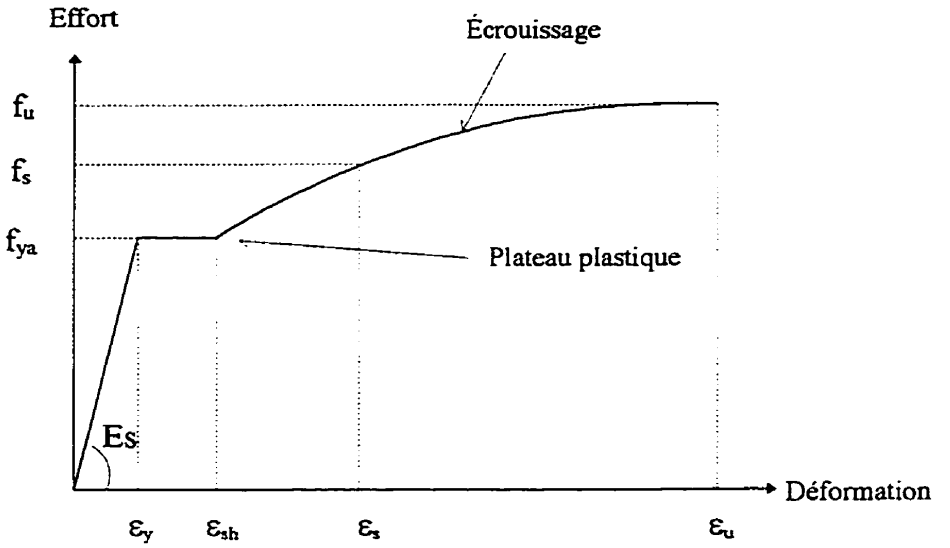


Figure 3.3 : Courbe contrainte-déformation pour l'acier d'armature

À défaut de tests sur les armatures utilisées, on peut adopter la Figure 3.3 avec $\varepsilon_{sh} = 0.008$ pour la limite du plateau plastique et $\varepsilon_{su} = 0.12$ pour la déformation ultime. Ces déformations sont caractéristiques d'un acier de Grade 60 des États Unis. La résistance élastique est comprise entre 414 et 538 MPa et correspond au Canada à de l'acier de nuance Grade 400 MPa. Dans la partie d'écrouissage de la courbe, la relation est :

$$f_s = f_{ya}\left[1.5 - 0.5\left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}\right)^2\right] \qquad (3.15)$$

Dans le cadre d'une évaluation, Priestley et al. (1996) conseillent d'adopter en général pour la limite élastique, f_{ya}, et la contrainte ultime , f_u, les valeurs suivantes:

$$f_{ya} = 1.1 f_y \qquad (3.16)$$

$$f_u = 1.25 f_{ya} \qquad (3.17)$$

L'amélioration des résistances s'explique par la volonté lors de l'évaluation d'obtenir le meilleur estimé du comportement du poteau.

Les sollicitations sismiques se traduisent par des cycles de chargement et de déchargement pour les armatures. La courbe contrainte-déformation de l'acier présentée à la Figure 3.3 ne considère pas tous les effets de ces cycles. Un calcul plus rigoureux devrait considérer le phénomène de Bauschinger diminuant le module d'élasticité tangeant après plastification dans en cycle antérieur comme illustré à la Figure 3.4, les cycles alternés de flambement-plastification entraînant également une rupture par fatigue.

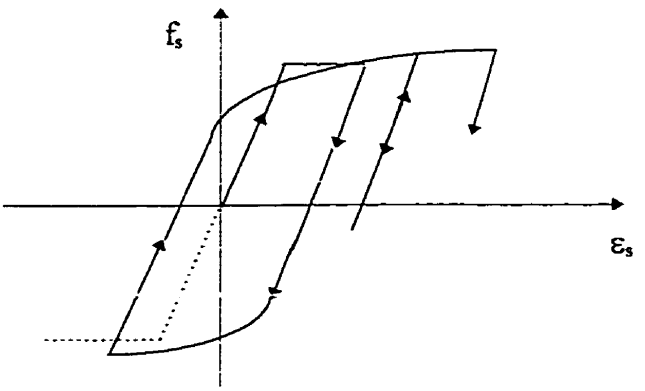


Figure 3.4 : Courbe contrainte-déformation pour l'acier sous des chargements cycliques illustrant l'effet de Baushinger

3.2.1.4 Exemple

Pour illustrer l'influence du ratio volumétrique des armatures transversales sur la capacité en déformation ultime du béton, on étudie une section circulaire, de diamètre D=1500 mm, avec des frettes circulaires de section A_{sp}=129 mm^2 espacées avec 3 valeurs différentes. On prend un espacement de (1) s=305 mm; (2) s=200 mm; (3) s=100 mm.

Cette section d'armatures transversales (#3 dans la norme américaine avec un diamètre de 12.8 mm) avec un espacement de 305 mm équivaut au détail d'armatures transversales couramment utilisées pour le dimensionnement des piles de pont en Californie avant le

séisme de San Fernando en 1971. On suppose que le béton possède une résistance en compression nominale $f_c' = 35$ MPa et que la limite élastique des aciers est de $f_y = 410$ MPa. L'épaisseur d'enrobage est égale à 50 mm.

On effectue le calcul avec l'hypothèse que le poteau a été construit depuis une vingtaine d'années. Le gain de la résistance en compression du béton non confiné est alors évalué à 50%. On prend donc pour les caractéristiques de matériaux selon les principes présentés ci dessus: $f'_c = 1.5 \times f_c = 52.5$ MPa et $f_{yh} = 1.1 \times f_y = 450$ MPa.

On applique pour chaque espacement les équations (3.4), (3.10) et les relations du modèle de Mander et al.(1988) pour tracer la courbe contrainte-déformation du béton confiné comme indiqué sur la Figure 3.5.

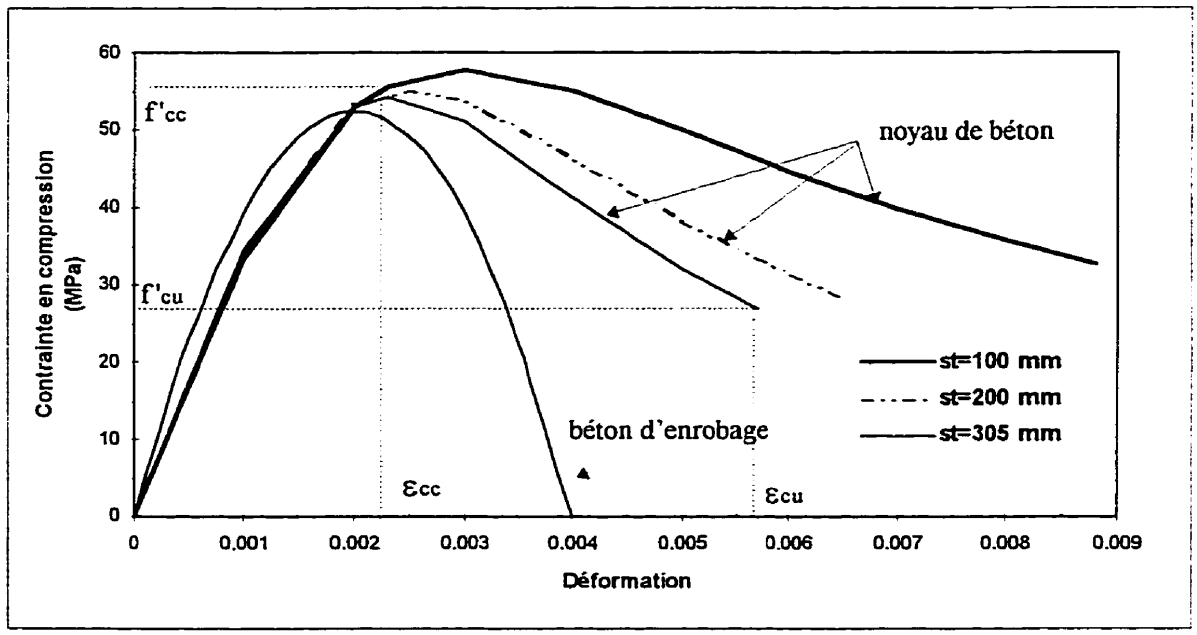


Figure 3.5 : Application du modèle de Mander et al. (1988) pour le béton confiné pour trois degrés d'espacements

On note au vu des courbes que selon le niveau de confinement passif fourni par les

armatures transversales on obtient une déformation en compression ultime ε_{cu}, plus importante pour un espacement plus étroit. À un diamètre de frette fixé pour un espacement 3 fois plus petit, on a un gain de 76 % sur la déformation en compression ultime du béton non confiné comme indiqué au Tableau 3.1. L'amélioration de ε_{cu} par rapport à la déformation ultime du béton non confiné $\varepsilon_{sp} = 0.004$ est de l'ordre de 25 % pour s=305 mm et de 120 % pour s=100 mm. De plus, la résistance en compression est améliorée avec un espacement plus faible.

Tableau 3.1 : Résumé des caractéristiques en compression

	Maximum		**Ultime**	
Espacement	**Résistance (MPa)** f'_{cc}	**Déformation** ε_{cc}	**Résistance** f'_{cu}	**Déformation** ε_{cu}
s=100 mm	57.8	0.003	32.8	0.0088
s=200 mm	55.2	0.025	28.5	0.0065
s=305mm	54.3	0.023	26.8	0.005

Pour un même ferraillage d'armatures longitudinales dans le poteau, la résistance ultime en flexion et la ductilité sont fonction du niveau de confinement. Le ferraillage transversal, comme on peut le remarquer, est primordial pour obtenir une déformation ultime en compression capable de fournir un niveau de ductilité adéquat.

On verra plus tard que l'un des objectifs du renforcement est d'augmenter ce degré de confinement pour atteindre une valeur de ε_{cu} qui puisse fournir la résistance et la ductilité en flexion requise pour de grands déplacements inélastiques.

La Figure 3.6 illustre l'organigramme de l'estimation des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier) nécessaires à l'évaluation sismique d'une structure en béton armé.

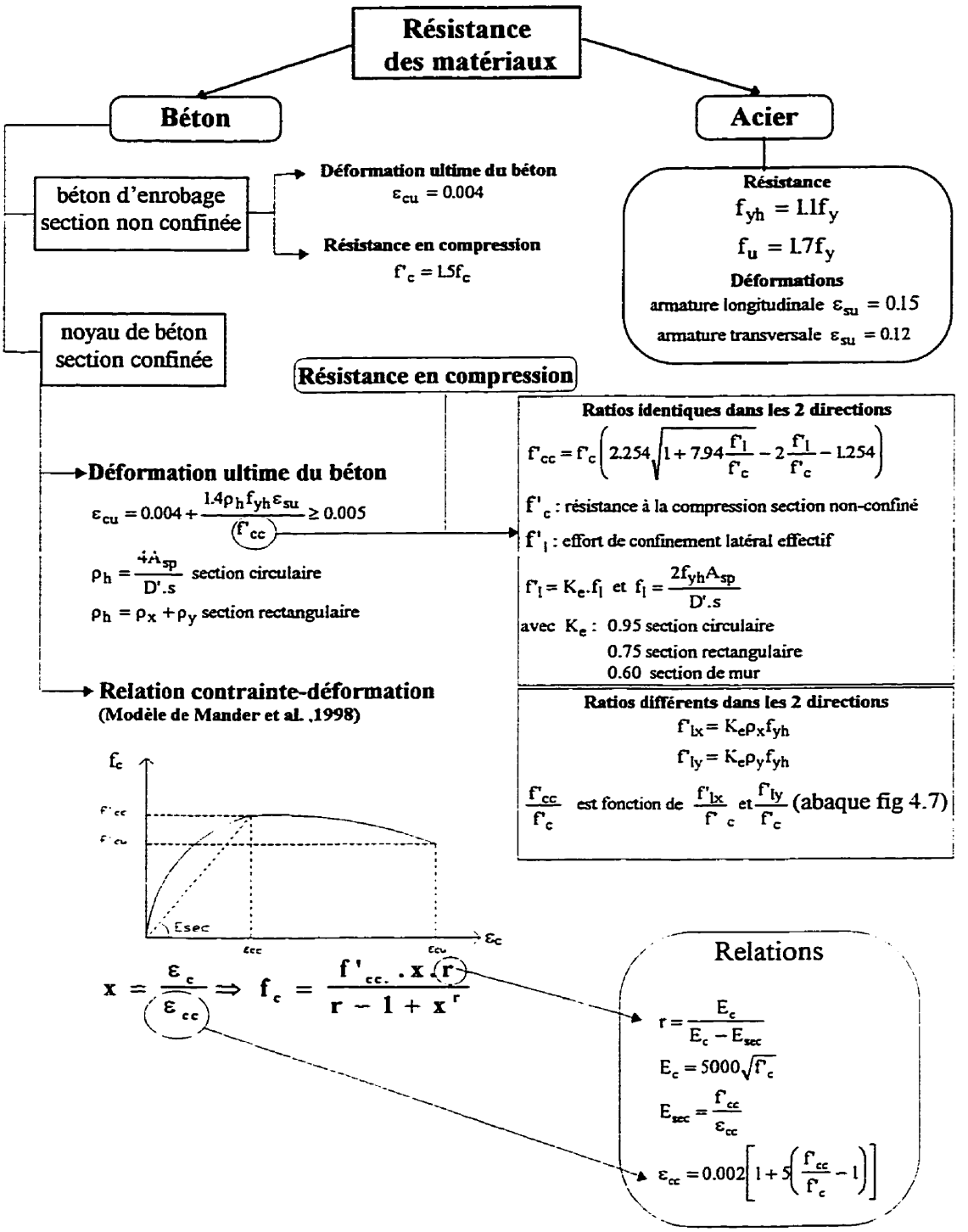


Figure 3.6 : Organigramme de l'évaluation des matériaux

3.2.2 Caractéristiques en flexion

3.2.2.1 Résistance en flexion

La réponse en flexion doit être basée sur l'analyse moment-courbure des sections. La détermination de la résistance en flexion à l'ultime doit inclure les effets de confinement. Un confinement adéquat améliore la déformation ultime du béton en compression et empêche le flambement des armatures longitudinales. Il faut aussi tenir compte de l'effet d'écrouissage des aciers d'armatures.

Comme la charge axiale affecte considérablement la courbure ultime, il est essentiel que la force axiale sismique soit incluse dans l'estimation de la rotation plastique. Ce commentaire est illustré à la Figure 4.17 (voir Chapitre 4) sur un exemple concret. Le poteau critique est donc celui avec la force axiale de compression la plus importante. Dans la conception parasismique des bâtiments en béton armé, cette observation a motivé le concept de poutres faibles et poteaux forts.

(a) Poteaux avec armatures continues

On distingue, en fonction du type de ferraillage en place, différentes résistances en flexion. Pour des poteaux avec des armatures continues de la semelle au sommet du poteau, on considère quatre types de résistances comme représentées à la Figure 3.7.

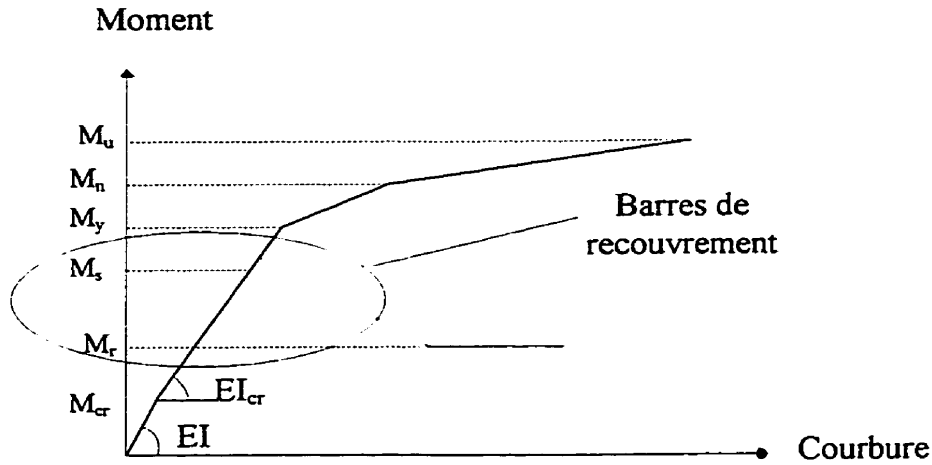


Figure 3.7 : Caractéristiques des diverses résistances en flexion

Moment de fissuration

La résistance de fissuration en flexion, M_{cr}, correspond au moment qui engendre l'apparition des premières fissures pour une déformation en traction. Ce moment est déterminée dès que la déformation aux fibres extrêmes dépasse la déformation en traction du béton :

$$\varepsilon_t = \frac{f'_t}{E_c} \qquad (3.18)$$

Moment de plastification

La résistance de plastification en flexion, M_y, correspond à la première plastification des armatures. Ce moment est déterminé dès que la déformation dans les armatures des fibres extrêmes dépasse la limite élastique de l'acier :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_{ya}}{E_s} \qquad (3.19)$$

Moment nominal

La résistance nominale en flexion, M_n, est atteinte quand le moment de flexion cause une déformation en compression de la fibre extrême de $\varepsilon_c = 0.004$ correspondant à l'éclatement du béton d'enrobage. Cette valeur est légèrement moins conservatrice que celle utilisée par la norme canadienne du béton (ACNOR, A23.3) qui considère $\varepsilon_c = 0.0035$.

Moment ultime

La résistance ultime en flexion, M_u, est déterminée en prenant en compte les effets de confinement du béton et l'écrouissage des aciers. Le calcul est basé sur la section confinée délimitée par les armatures transversales en estimant la première condition de rupture. Celle-ci a lieu si la déformation ultime, ε_{cu}, évaluée à l'aide de l'équation (3.4), est atteinte dans le béton ou si l'acier tendu atteint sa déformation ultime ε_{su} fixée à 0.015.

(b) Poteaux avec armatures discontinues (barres de recouvrement)

Pour des poteaux avec des barres de recouvrement, il faut considérer deux autres résistances en flexion additionnelles. Elles décrivent le comportement du poteau au glissement éventuel des armatures dans la zone de recouvrement. Ces deux caractéristiques en flexion influencent et régissent le comportement de poteaux avec des barres de recouvrement. Le paragraphe 3.2.2.2 sur les barres de recouvrement fournit plus de précisions sur le mécanisme de glissement et la détermination de ces résistances.

Moment de glissement

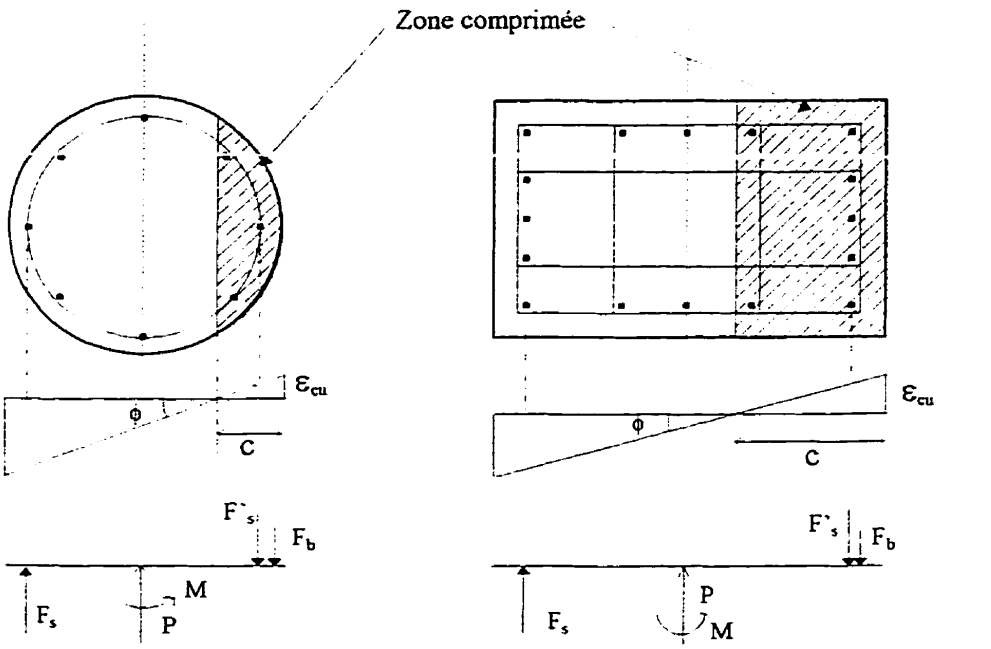
La résistance au glissement en flexion, M_s, correspond au moment entraînant un glissement entre les barres et le béton ou entre les barres elles-mêmes.

Moment résiduel

La résistance résiduelle en flexion, M_r, équivaut au moment que peut reprendre la section de béton sans la participation des armatures.

(c) Procédure d'analyse

Pour chaque déformation donnée, définissant le comportement de la section, on détermine la valeur du moment fléchissant correspondant en équilibrant les forces puis la courbure équivalante comme illustrée sur la Figure 3.8.



Efforts internes

Fs : effort dans les armatures tendues

F`s : effort dans les armatures comprimées

Fb : effort de compression dans le béton

Sollicitations externes

M : moment de flexion

P : charge axiale

(a)section circulaire

(b)section rectangulaire

Figure 3.8 : Analyse moment-courbure à l'ultime pour une section de poteau

3.2.2.2 Résistance au glissement des barres de recouvrement

Mécanismes de glissement

Le ferraillage typique des ponts dimensionnés avant 1970 en Californie utilisait des armatures longitudinales avec des barres de recouvrement à la base du poteau dans la zone de rotule plastique potentielle. Les dommages observés lors des derniers séismes majeurs ont illustré que ce type de ferraillage était inadapté pour obtenir un bon comportement des poteaux vis à vis des sollicitations séismiques. En effet, sous des chargements cycliques l'effort de traction important dans les armatures dans cette zone de moment maximum entraîne un glissement relatif entre les barres pour de faible valeurs de ductilité en déplacement.

Les barres de recouvrement sont généralement mises en place avec les armatures continues par chevauchement avec quelques fils de fer de ligature. Par conséquence la matrice du béton est responsable du transfert d'effort entre les armatures dans la zone de recouvrement. Ce mécanisme est accompagné par des actions d'adhérence (contraintes radiales et tangentielles) entre le béton environnant et les armatures. Le mécanisme de transfert dans la zone de recouvrement est l'un des aspects le moins bien compris dans les structures en béton.

Le mécanisme de rupture diffère selon le niveau de confinement des armatures. À travers les multiples études antérieures, certains phénomènes significatifs ont pu être clairement illustrés (Goto 1971, Giuriani et al.1991). La relation d'adhérence entre le béton et les armatures suit 4 étapes qui sont illustrées à la Figure 3.9.

1. Pour des petites valeurs de contrainte d'adhérence, le seul mécanisme résistant provient de l'adhésion chimique qui permet au béton de suivre la déformation de la barres avec un glissement négligeable. La magnitude moyenne de la contrainte d'adhérence causant la rupture de l'adhésion chimique est comprise entre $0.5f_t'$ et

$0.8f_t'$ où f_t' est la résistance en traction du béton.

2. Pour des valeurs plus importantes de la contrainte d'adhérence, l'adhésion chimique est détruite par les actions de coin des nervures des armatures qui tendent à pousser le béton en le séparant de l'armature. Dès que les fissures primaires apparaissent, les bielles de béton entre les nervures se déforment en se déplaçant de la surface de la barre.
3. Après la rupture de l'adhésion chimique, le mécanisme est dû à l'interaction mécanique entre les nervures des armatures et le béton. Cette interaction induit d'importantes contraintes sur les nervures et des contraintes locales de traction dans le béton à l'extrémité des nervures. Ce mécanisme a lieu presque immédiatement après l'amorce de l'ouverture des fissures primaires. L'importante contrainte de tension dans le béton produit des fissures internes pour une valeur moyenne de 1 à 3 f_t'.
4. Après la formation de la première fissure interne, le mécanisme entraîne un éclatement local du béton autour de la nervure qui gouverne la majorité du glissement après la rupture de l'adhésion chimique. En effet cet éclatement du béton améliore l'action de coin des armatures sur le béton environnant.
5. Le déchirement total du béton sur le périmètre des armatures produit par l'action radiale induite de la nervure entraîne des fissures de fendage qui gouvernent la résistance d'adhérence.

Les paramètres influençant le comportement au glissement des armatures sont le diamètre des barres, l'état de surface, la forme des nervures et le confinement. Vis à vis du glissement, l'action de confinement équilibrant la pression latérale joue le rôle le plus important. En fonction de la nature et la qualité du confinement on peut identifier deux modes de ruptures. Pour une armature confinée adéquatement, la rupture par glissement intervient par l'arrachement total du bloc de béton délimité par les fissures de fendage. Par contre, quand aucun confinement n'est fourni, la rupture par glissement intervient dès que les fissures primaires se propagent jusqu'à la face de la section de béton.

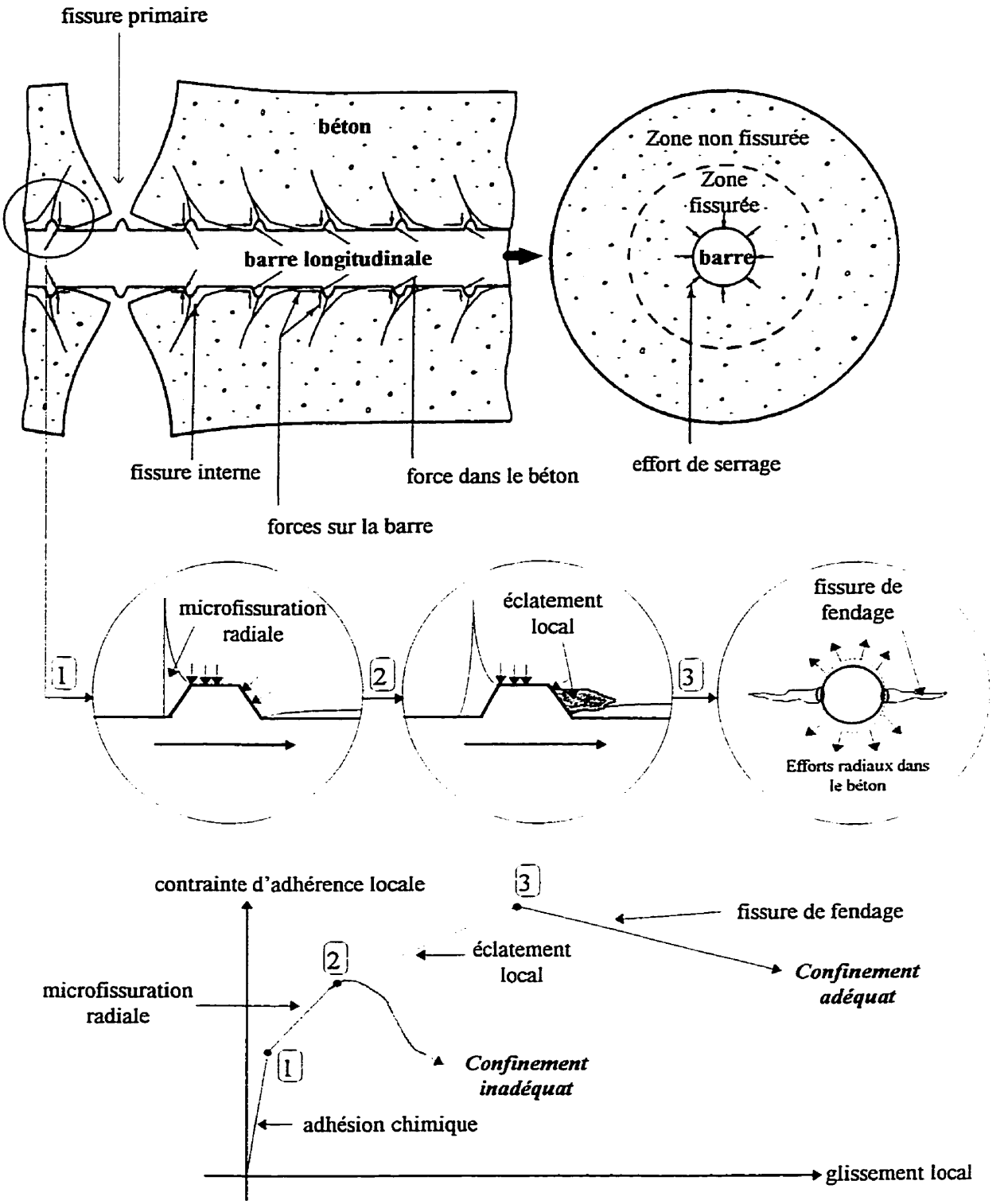


Figure 3.9 : Diagramme schématique des fissurations internes pour le glissement

Le confinement influence le comportement au glissement sur deux mécanismes. Au début, l'action de confinement peut entraîner localement une amélioration de la résistance en traction de la zone du béton non fissurée et aussi augmenter la résistance résiduelle en traction transmise par les faces des premières fissures de fendage. Une fois que la propagation et l'ouverture des fissures de fendage sont importantes, le confinement fourni par les armatures transversales est prépondérant pour contenir ses fissures. De plus, d'autres formes de confinement peuvent être fournies par des charges externes, des contraintes appliquées ou une redistribution des déformations internes.

Il est alors nécessaire pour éviter ce mode de rupture de ne pas utiliser ce type de ferraillage dans la zone de rotule plastique. Les barres de recouvrement sont donc à éviter même si la longueur de recouvrement est théoriquement adéquate pour développer la limite élastique de l'acier d'armature.

Si les armatures de recouvrement sont confinées avec une bonne répartition d'armatures transversales, la rupture par glissement peut être évitée mais cela a pour conséquence de réduire la longueur effective de la rotule plastique. La zone de plasticité du poteau sera donc raccourcie à cause du dédoublement des armatures qui fourniront une résistance importante en flexion sur la longueur de recouvrement. Il s'ensuivra alors un surcroît de demande en courbure plastique dans la zone sous-jacente à la longueur de recouvrement, près de la fondation, qui peut conduire à la formation d'une rupture par manque de ductilité.

Glissement fragile (confinement inadéquat)

Ce premier mode de glissement est caractérisé par l'apparition et la propagation de fissures verticales et la dilatation de ces fissures non contenues. Comme on a pu le noter, le mécanisme de transfert d'effort pour les barres de recouvrement est assez complexe. Globalement il fait intervenir deux mécanismes de résistance au glissement: l'adhésion

chimique pour une faible traction, puis l'interaction mécanique entre les armatures et le béton pour une traction plus importante.

Cependant on peut estimer la résistance et le comportement de ces barres de recouvrement à partir de considérations sur les mécanismes de rupture observés. La rupture de ces barres, résultant d'un déplacement relatif des armatures longitudinales, intervient lors de la formation d'une série de fissures en surface. Les premières fissures, causées par une déformation en traction dans le béton, sont perpendiculaires à la surface du poteau comme indiqué à la Figure 3.10. Ces pertes d'adhérence permettent aux barres de glisser les unes entre les autres entraînant la formation petit à petit d'une fissure parallèle à la surface de la section considérée. Cette dernière fissure entraîne une dilatation des fissures radiales et un glissement relatif entre les armatures et le noyau de béton.

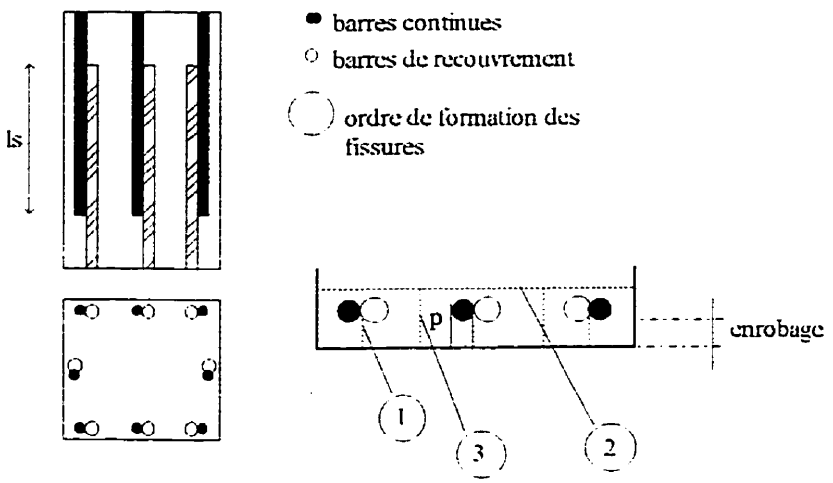


Figure 3.10 : Progression des fissures lors du glissement des armatures de recouvrement (adapté de Priestley et al., 1996)

Priestley et al.(1996) proposent de déterminer la résistance au glissement en considérant un bloc caractéristique de béton. Ce bloc résistant à l'arrachement équivaut à la longueur de recouvrement, l_s, et un périmètre, p, associé pour chaque barre.

Si on admet de la plasticité dans la résistance en traction du béton, la force transversale résistant à la formation de fissures en surface correspond alors à $f_t p l_s$. Des essais sur des poteaux avec des barres de recouvrement ont indiqué qu'une approximation de la résistance en traction du béton de $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ (MPa) est une estimation conservatrice. La résistance qui s'oppose au glissement de ces armatures est déterminée sur la base d'un modèle de treillis avec des diagonales à 45° entre les barres adjacentes ou entre les barres et le noyau de béton.

L'effort maximum dans les barres, T_b, qui peut être repris sans la présence d'armatures transversales de confinement est alors:

$$T_b = f_t p l_s \tag{3.20}$$

Priestley et al. (1996) proposent deux formulations différentes pour ce périmètre de fissure en fonction de la géométrie du poteau.

Le périmètre p du bloc caractéristique de béton est pour une section circulaire:

$$p = \frac{\pi D'}{2n} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}\left(c + d_b\right) \tag{3.21}$$

où n est le nombre d'armatures longitudinales de diamètre d_b régulièrement espacées sur le contour du noyau de béton de diamètre D' avec un enrobage c.

Pour une section rectangulaire, on obtient:

$$p = \frac{s}{2} + 2\left(d_b + c\right) \leq 2\sqrt{2}\left(c + d_b\right) \tag{3.22}$$

où s est l'espacement moyen entre les armatures de recouvrement le long de la face critique du poteau.

Les bornes supérieures dans les équations (3.21) et (3.22) s'appliquent pour des poteaux

où les armatures longitudinales sont très espacées. La rupture des barres de recouvrement intervient par une fissure de coin à 45° dû au faible périmètre effectif.

Caractéristiques flexionnelles lors du glissement

Moment de glissement

L'équation (3.20) fournit l'effort maximum, T_b, qui doit être repris par les barres de recouvrement pour éviter un mode de rupture par glissement. Si l'effort correspondant à T_b est moins important que la limite d'élasticité des barres, la section ne sera pas capable de développer sa résistance nominale en flexion. On détermine alors un moment réduit de glissement, M_s, correspondant à l'effort de traction maximum, f_s, que peuvent reprendre les armatures longitudinales avant d'avoir un glissement.

$$f_s = \frac{T_b}{A_b} = \frac{f_t p l_s}{A_b} \qquad (3.23)$$

où A_b est la section des armatures de recouvrement. On calcule alors le moment réduit, M_s, avec une déformation en traction dans les armatures de $\varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s}$.

L'équation (3.23) est valable pour de faibles demandes en ductilité. En effet dès que la déformation en compression du béton adjacent aux armatures est de l'ordre de 0.002 des microfissures se développent dans le béton. Durant la réponse sismique dans la direction inverse, ces microfissures dégradent la résistance en traction effective, f_t, et donc réduisent la résistance au glissement, T_b. Comme les réponses cycliques atteignent de hauts niveaux de ductilité en courbure, le comportement des barres de recouvrement se dégrade complètement et aucun effort ne peut être repris par ces armatures, cette vulnérabilité cause une rupture par manque d'adhérence.

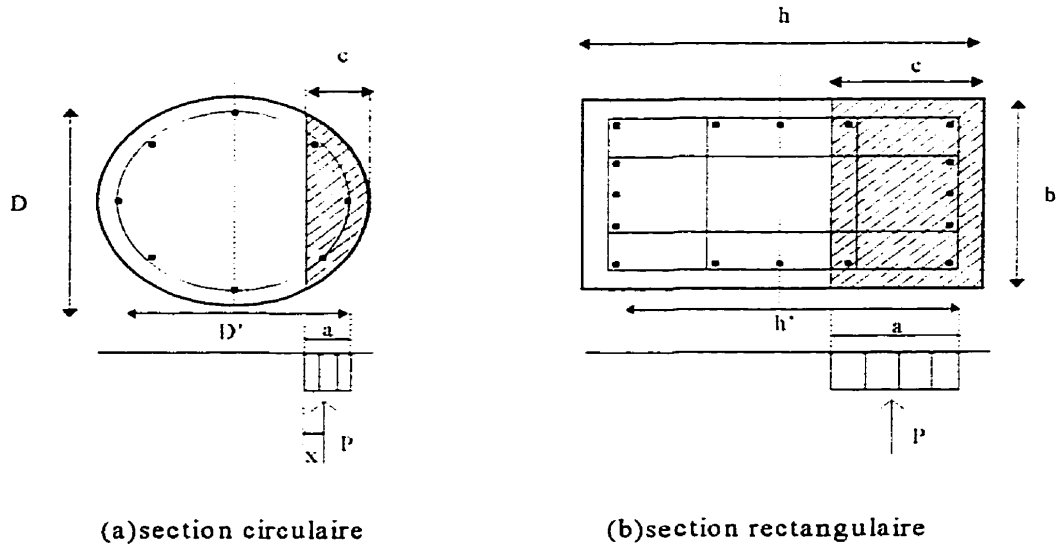
Moment résiduel

Des essais effectués par Chai et al.(1991) sur des poteaux avec des barres de recouvrement à la base ont illustré ce comportement en glissement. La courbe hystérésis montre que le poteau subit une dégradation rapide de la résistance sous les charges cycliques. Pourtant la réponse est stable à un niveau important de ductilité jusqu'à une valeur résiduelle de la capacité en flexion, M_r. Pour un poteau non confiné de façon effective, cette capacité résiduelle en flexion correspond au moment qui peut être supporté par la force axiale de compression du poteau sans la contribution des armatures longitudinales. Cette valeur de M_r est calculée en utilisant une section réduite délimitée par l'aire confinée du poteau considéré. Pour les sections illustrées sur la Figure 3.11, la valeur de M_r équivaut à:

$$M_r = P\left(\frac{D'}{2-x}\right) \text{ pour une section circulaire} \qquad (3.24)$$

$$M_r = P\left(\frac{h'-a}{2}\right) \text{ pour une section rectangulaire avec } a = \frac{P}{0.85f'_{ca}\,b'} \qquad (3.25)$$

où b' et h' sont les dimensions du noyau de béton.



(a)section circulaire (b)section rectangulaire

Figure 3.11 : Capacité en flexion résiduelle du poteau après le glissement des armatures de recouvrement (adapté de Priestley et al., 1996)

Si les barres de recouvrement sont confinées convenablement par des armatures transversales, la résistance résiduelle, M_r, est augmentée. Un bon ratio de confinement, considéré à partir de $\rho_h \geq \frac{1.4 A_b f_s}{p l_s f_{sh}}$, fournit au poteau un comportement capable d'atteindre la déformation ultime du béton en compression, ε_{cu}, et donc d'obtenir la résistance en flexion ultime du béton, M_u.

La résistance en flexion d'un poteau ferraillé avec des barres de recouvrement se dégrade de la résistance initiale, M_s, à une résistance résiduelle, M_r, sous des réponses cycliques inélastiques.

Pour des sections où une rupture des barres de recouvrement intervient avant d'avoir atteint la résistance en flexion nominale, M_n, des essais réalisés par Priestley ont assuré une capacité effective de ductilité en courbure de $\mu_\phi \approx 8$ pour obtenir la capacité résiduelle, M_r.

Pour des sections où on obtient une rupture après avoir atteint la capacité nominale, M_n, la capacité résiduelle est atteinte pour une ductilité en courbure plus importante.

3.2.2.3 Évaluation de la rotation inélastique et de la capacité en ductilité

La capacité en rotation plastique disponible, et donc la capacité en ductilité de la structure, dépend de la géométrie de la section, du niveau de la charge axiale appliquée et de la distribution des armatures transversales dans la région de la rotule plastique. Le ferraillage des armatures transversales peut influencer la capacité en rotation de deux façons. D'une part, les armatures confinent le noyau de béton en augmentant la résistance en compression et en permettant de supporter d'importantes déformations en

compression. D'autre part, ces frettes transversales à faible espacement servent de retenue latérale aux armatures longitudinales en les protégeant du flambement. L'interaction de ces deux mécanismes est complexe et encore assez mal comprise à ce jour.

Capacité en rotation plastique

En pratique, les rotations plastiques à l'intérieur des régions de rotule plastique sont déterminées par une approximation bilinéaire de la relation moment-courbure comme l'indique la Figure 3.12. Il existe de nombreux modèles qui tiennent compte des divers mécanismes en jeux : fissuration, perte de rigidité entre cycle de chargement pour des simulations sismiques, etc. Dans le cadre d'une évaluation, le modèle élasto-plastique bilinéaire convient parfaitement pour estimer la capacité en rotation plastique d'une structure en béton armé. On peut considérer soit un modèle élasto-plastique parfait [1] ou un modèle élasto-plastique avec une ``pente d'écrouissage``[2]. Selon le modèle choisi, on estime une courbure élastique équivalente, ϕ_y,nécessaire au calcul.

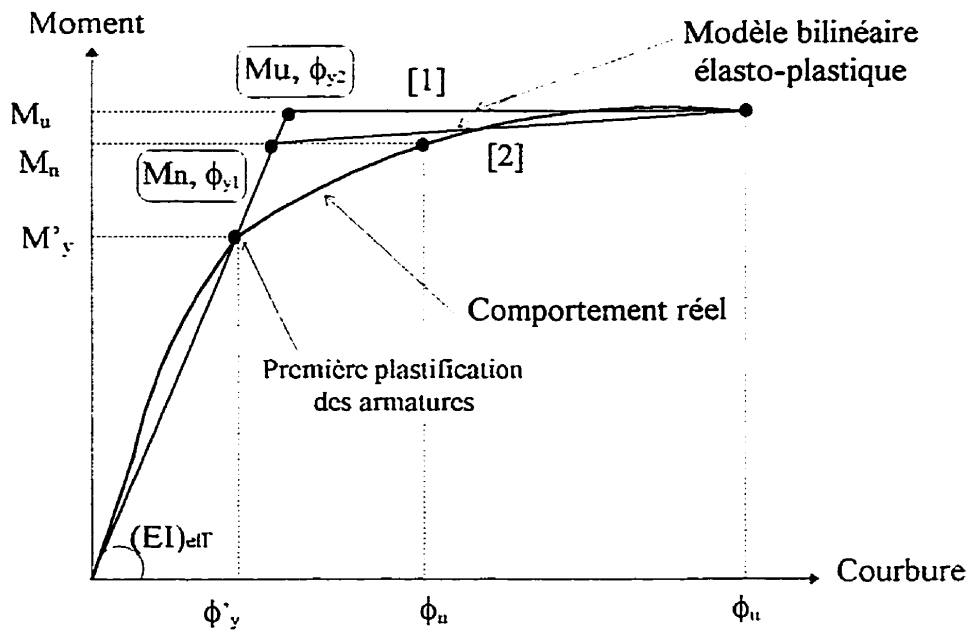


Figure 3.12 : Relation moment-courbure par une approximation bilinéaire

Modèle élasto-plastique parfait

La courbure élastique équivalente ϕ_{y1} est estimée en interpolant les lignes joignant l'origine et la première plastification, et la capacité ultime en flexion M_u.

$$\phi_{y1} = \frac{M_u}{M_y}\phi'_y \qquad (3.26)$$

Modèle élasto-plastique avec une pente d'écrouissage

La courbure plastique équivalente ϕ_{y2} est estimée en interpolant les lignes joignant l'origine et la première plastification, et la capacité nominale en moment de flexion M_n.

$$\phi_{y2} = \frac{M_n}{M_y}\phi'_y \qquad (3.27)$$

Selon le modèle choisi, la courbure ϕ_y correspond soit à ϕ_{y1} ou ϕ_{y2}. Dans toutes les autres formulations qui suivent, cette courbure élastique équivalente, ϕ_y, fait référence à une de ces deux valeurs.

La capacité en courbure plastique, ϕ_p, est la différence entre la courbure ultime, ϕ_u, correspondant à la déformation ultime en compression, ε_{cu}, et la courbure élastique équivalente, ϕ_y.

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \qquad (3.28)$$

La courbure plastique est assumée constante sur une longueur de rotule plastique équivalente L_p comme l'indique la Figure 3.13. Cette longueur est calibrée pour fournir la même rotation plastique, θ_p, qui est développée dans la structure réel.

Priestley et Seible (1989), sur la base d'analyses et de résultats expérimentaux, ont proposé une valeur raisonnable de cette longueur de rotule plastique. Pour une rotule

plastique se formant à la base du poteau près de la semelle, on a:

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} \qquad \left(f_{ye} \text{ en MPa}\right) \tag{3.29}$$

La longueur L est la distance entre la section critique de la rotule plastique et le point d'inflexion, d_{bl} est le diamètre des armatures longitudinales.

Cette longueur est fonction de la hauteur du poteau car sinon, pour des sections identiques avec des hauteurs différentes, on aurait une distribution de la courbure identique.

Le deuxième terme de l'équation tient compte de la rotation plastique additionnelle de la section critique dû à l'effort de pénétration des barres longitudinales dans la semelle. En effet, la longueur de rotule plastique ne dépend pas seulement de la hauteur du poteau L'une des raisons principales est due au glissement des armatures avec le béton. L'analyse moment-courbure classique assume que la base du poteau est parfaitement rigide. En fait, il existe un glissement relatif entre les armatures et le béton dans la partie supérieure de la base du poteau, entraînant une rotation additionnelle. Cette extension de la plasticité dans la semelle serait apparemment dépendante principalement du diamètre des armatures longitudinales ancrées dans la semelle et de leur limite élastique.

La rotation plastique devient donc:

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p \left(\phi_u - \phi_y\right) \tag{3.30}$$

Il est à noter que les courbures peuvent être évaluées à partir d'une estimation de la rigidité effective de la section. Les résultats expérimentaux ont montré que ce calcul était une approximation raisonnable.

$$\phi_y = \frac{M_n}{(EI)_{eff}} \tag{3.31}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \tag{3.32}$$

Capacité en ductilité du poteau

La ductilité nominale en courbure, μ_ϕ, de la section est définie comme:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \tag{3.33}$$

La ductilité nominale en déplacement, μ_Δ, de la section est définie comme:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{3.34}$$

où Δ_u est le déplacement ultime maximum et Δ_y est le déplacement élastique équivalent. Si on néglige, en première approximation, la flexibilité additionnelle des appuis (semelle, pieux), le déplacement élastique peut s'exprimer de la façon suivante comme indiqué sur la Figure 3.13.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \tag{3.35}$$

Le déplacement plastique Δ_p est une combinaison de deux composantes dont la rotation plastique, θ_p, et le déplacement élastique additionnel causé par l'augmentation du moment de M_n à M_u.

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1\right)\Delta_y + \theta_p\left(L - 0.5L_p\right) \tag{3.36}$$

Pour le modèle élasto-plastique parfait, on ne considère que la composante de la rotation plastique. En remplaçant θ_p par l'équation (3.30), on obtient pour le modèle élasto-plastique parfait:

$$\Delta_p = \Delta_y + L_p(\phi_u - \phi_y)(L - 0.5L_p) \tag{3.37}$$

ou pour le modèle élasto-plastique avec une pente d'écrouissage:

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_n} - 1\right)\Delta_y + L_p(\phi_u - \phi_y)(L - 0.5L_p) \tag{3.38}$$

La ductilité maximale en déplacement μ_Δ devient donc:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \tag{3.39}$$

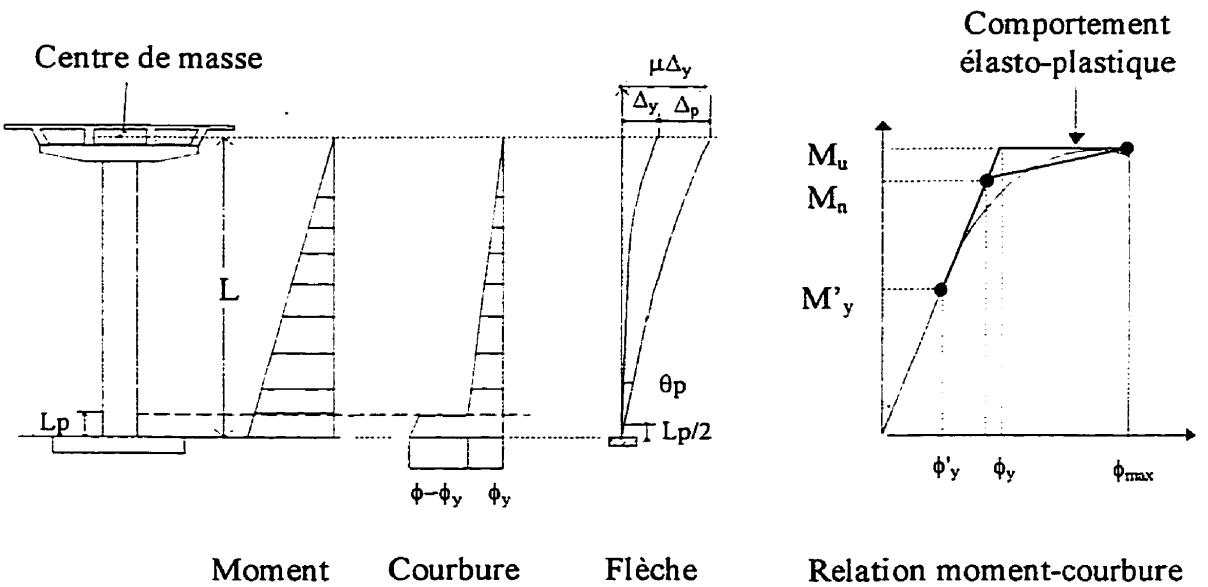


Figure 3.13 : Relations moment courbure et déformation inélastique pour un poteau de pont (adapté de Priestley et al., 1996)

3.2.2.4 Réponse en flexion

L'enveloppe de la réponse en flexion, qui est fonction des différentes résistances, ductilités et conditions de rotule plastique, est illustrée à la Figure 3.14. La relation moment fléchissant versus la ductilité en courbure, dans la zone de rotule plastique, est présentée pour quatre comportements de section différents. Toutes ces sections ont la même rigidité élastique.

Poteau avec un ferraillage de barres continues

La ligne 1 est une représentation bilinéaire de la réponse d'une section correctement confinée. Le moment nominal, M_n, se produit à $\mu_\phi = 1$. Par la suite, la capacité augmente jusqu'au moment ultime, M_u, au delà d'une capacité en ductilité μ_1. Ce comportement s'explique par l'écrouissage des armatures et les effets de confinement; il correspond aux conditions satisfaisant les équations (3.4), (3.22) et (3.23).

La ligne 2 correspond au comportement d'un poteau avec des barres continues mais avec un confinement inadéquat par les armatures transversales dans la zone de rotule plastique. La résistance ultime, M_u, équivaut à la résistance nominale, M_n, et la capacité maximum en ductilité de courbure, μ_2, est atteinte pour une déformation en compression de béton de l'ordre de $\varepsilon_c = 0.005$. Cette valeur est estimée à l'aide des équations (3.22) et (3.23).

Quand les limites en ductilité sont atteintes pour les lignes 1 et 2, la résistance se dégrade rapidement à cause de l'éclatement du noyau de béton et du flambement des armatures longitudinales. Le comportement de ce poteau se traduit par une rupture due à un manque de ductilité en flexion.

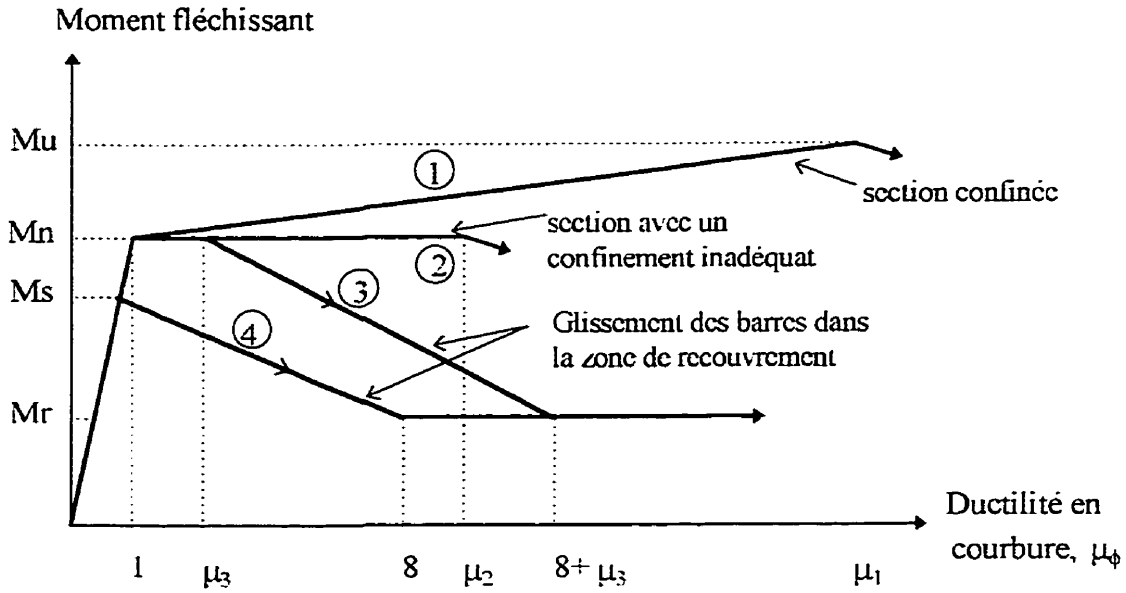


Figure 3.14 : Ductilité en courbure pour différents ferraillages de poteaux (adapté de Priestley et al., 1996)

Poteau avec un ferraillage de barres de recouvrement dans la zone de rotule plastique

Les lignes 3 et 4 représentent différentes possibilités de réponse pour des poteaux avec des barres de recouvrement. Le comportement de ce poteau se traduit par un mécanisme de glissement dû à un mauvais confinement de serrage dans la zone de recouvrement.

La ligne 4 reproduit la dégradation subie du fait que la capacité du moment nominal n'est pas atteinte à cause d'un glissement prématuré, comme formulé par l'équation (3.34). La résistance commence à se dégrader en deçà d'une ductilité $\mu_\phi = 1$ pour une résistance maximum, M_s, jusque à une capacité résiduelle en flexion, M_r, en accord avec l'équation (3.35) et (3.36) pour une ductilité en courbure de l'ordre de $\mu_\phi = 8$.

La ligne 3 représente la dégradation d'un poteau avec des barres de recouvrement où la limite élastique dans les armatures longitudinales est atteinte $T_b = A_b f_y$. Le moment nominal, M_n, est atteint et la dégradation commence quand la ductilité en courbure, μ_3,

correspondant à une déformation du béton dans la fibre extrême de l'ordre de $\varepsilon_c = 0.002$ est obtenue. La capacité flexionnelle diminue jusqu'au niveau du moment résiduel, M_r, pour une ductilité en courbure de $\mu_4 = 8 + \mu_3$. Bien que le moment M_r peut être soutenu pour des ductilités en courbure plus importante que $\mu_\phi = 8$ ou $\mu_\phi = 8 + \mu_3$, il est recommandé, dans le cadre d'une évaluation, de considérer celles-ci comme étant les courbures ultimes.

Les résultats d'essais sur plusieurs spécimens ont montré que le modèle de calcul de la Figure 3.12 est convenable dans le cadre d'une procédure d'évaluation.

3.2.3 Caractéristiques en cisaillement

La rupture en cisaillement des poteaux trapus de ponts a été l'un des problèmes majeurs des ponts en béton armé lors des derniers séismes majeurs. Ce mode de rupture non ductile entraîne une rapide dégradation de la résistance et de la rigidité du poteau. La propagation de cette rupture fragile sur la hauteur du poteau en cisaillement peut causer l'effondrement complet de la pile. Du fait du faible degré de redondance des ponts, ce mode de rupture est à proscrire à cause du risque d'une perte totale de l'ouvrage.

Les poteaux courts avec des rigidités élevées sont plus sensibles à ce mode de rupture. Ils tendent à absorber une grande proportion de l'énergie séismique et donc requièrent un dimensionnement accru vis à vis de l'effort tranchant pour développer une capacité en flexion adéquate.

Les dernières recherches sur ce comportement ont mis en évidence des nouveaux principes basés sur une approche de dimensionnement par capacité. La réponse en flexion ductile du béton est assurée en fournissant au poteau une résistance au cisaillement

supérieure au cisaillement maximum probable engendré par la résistance à la flexion dans la zone de rotule plastique.

Cette approche exige que la prédiction de l'effort tranchant repris par les poteaux durant les sollicitations séismiques ne soit pas évaluée à partir de coefficients empiriques des codes de dimensionnement séismique, mais par un examen des mécanismes des déformations inélastiques qui se produisent pour d'importants niveaux de ductilité.

3.2.3.1 Résistance en cisaillement

Des études antérieurs conduites par Ghee et al. (1989) ont montré que la plupart des codes de dimensionnement sont conservateurs et inconsistants dans leurs procedures d'évaluation de la résistance au cisaillement. Il a été observé que la capacité actuelle des poteaux au cisaillement diminuait avec l'augmentation de la ductilité en flexion et que les contributions de la charge axiale et du béton à la résistance au cisaillement devaient être séparées du fait que leurs évolutions dans le temps, lors de l'apparition des fissures diagonales, étaient différentes.

Priestley et al. (1994) ont proposé une équation simplifiée pour évaluer la résistance au cisaillement, V_n, d'un poteau circulaire. Cette approche est basée sur le principe additif traditionnel et peut s'appliquer pour des sections rectangulaires. La résistance au cisaillement est déterminée selon l'approche $V_c + V_s$ prévalant sur le continent Nord Américain. Cette approche est basée sur le modèle du treillis de Mörsch mais avec un angle inférieur à 45° pour tenir compte de la résistance en traction du béton.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \qquad (3.40)$$

où V_c est la contribution au cisaillement du béton, consistant principalement à la cohésion granulaire lors de la flexion seulement, V_s est le cisaillement repris par les

armatures transversales selon un modèle de treillis et V_p est la capacité en cisaillement fournie par la charge axiale par un mécanisme de voûte.

Contribution du béton V_c

La contribution du béton diminue avec l'augmentation de la ductilité.

$$V_c = kA_e\sqrt{f'_c} \qquad (3.41)$$

L'aire effective de cisaillement équivaut à $A_e = 0.8A_{brute}$, k est fonction du facteur de ductilité en courbure, μ_ϕ, comme l'indique la Figure 3.15. La réduction de la contribution du béton illustrée à la Figure 3.15 est valable seulement dans les zones de rotule plastique où l'augmentation de la taille des fissures de flexion-cisaillement avec la ductilité réduit l'efficacité de la cohésion granulaire. Priestley et al.(1996) proposent de considérer la réduction de la contribution du béton sur une hauteur de 2D ou 2h, ou D et h sont les dimensions de la section parallèle au chargement, par rapport à la section critique pour des poteaux circulaires et rectangulaires, respectivement. Cette restriction vient du fait qu'on peut supposer que la fissure inclinée critique s'étend au moins sur le double de la profondeur de la section.

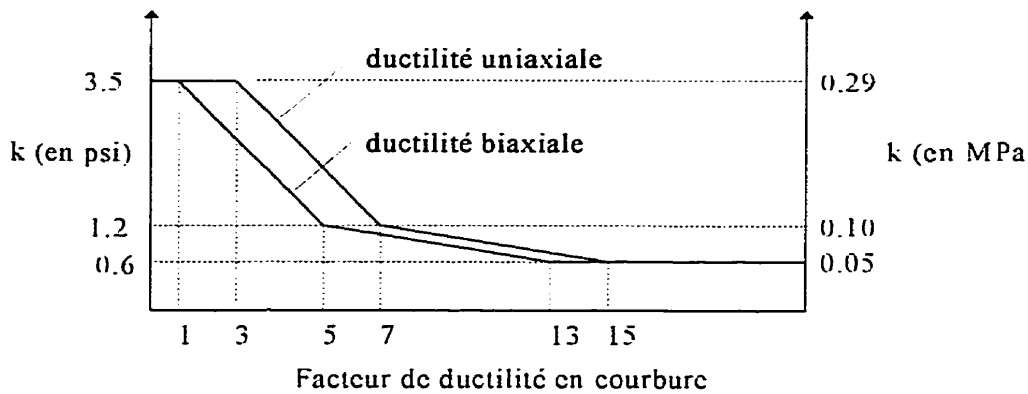


Figure 3.15 : Relation entre la composante du béton de la résistance au cisaillement et la ductilité en courbure (adapté de Priestley et al., 1996)

Contribution des armatures transversales, V_s

Cette contribution est basée sur un mécanisme de bielles à 45° avec des diagonales en compression. Sur la base de résultats expérimentaux, Priestley et al. (1994) ont proposé de prendre un angle de 30° entre l'axe du poteau et les fissures principales en traction.

$$V_s = \begin{cases} \dfrac{\pi}{2}\dfrac{A_h f_{yh} D' \cot\theta}{s} & [1] \\ \dfrac{A_v f_y D' \cot\theta}{s} & [2] \end{cases} \qquad (3.42)$$

Dans l'équation [1] pour une section circulaire, D' correspond à la dimension du noyau de béton, dans la direction du chargement, délimitée du centre à centre des armatures transversales périphériques, s est l'espacement de ces armatures transversales. A_h équivaut à l'aire d'une frette transversale pour les sections circulaires.

Dans l'équation [2] pour une section rectangulaire, A_v correspond à l'aire totale des armatures transversales sur une épaisseur dans la direction de l'effort tranchant.

Contribution de la charge axiale, V_p

Dans l'approche proposée par Priestley et al. (1994), un mécanisme simple a été développé pour estimer l'influence de la charge axiale, P, sur la résistance en cisaillement. Il est supposé que l'influence de la charge axiale sur un poteau soit représentée par une bielle comprimée entre les zones de compression aux extrémités du poteau. L'angle α est déterminée selon l'axe du poteau et l'inclinaison de la bielle comprimée. La Figure 3.16 (a) représente le cas d'un poteau en porte-à-faux avec une charge axiale excentrée, alors que la Figure 3.16 (b) traduit le cas d'une charge axiale centrée.

$$V_p = P.\tan\alpha \qquad (3.43)$$

L'angle α dépend des sollicitations externes appliquées au poteau. La variable D est la profondeur de la section ou le diamètre du poteau, H est la hauteur du poteau soumis à un moment de renversement et a est la profondeur de la zone de compression de la

section critique sollicitée par un moment égal à $M = V_p * H$. Il est nécessaire pour résoudre ce problème d'effectuer des itérations successives sur les valeur de V_p et de a.

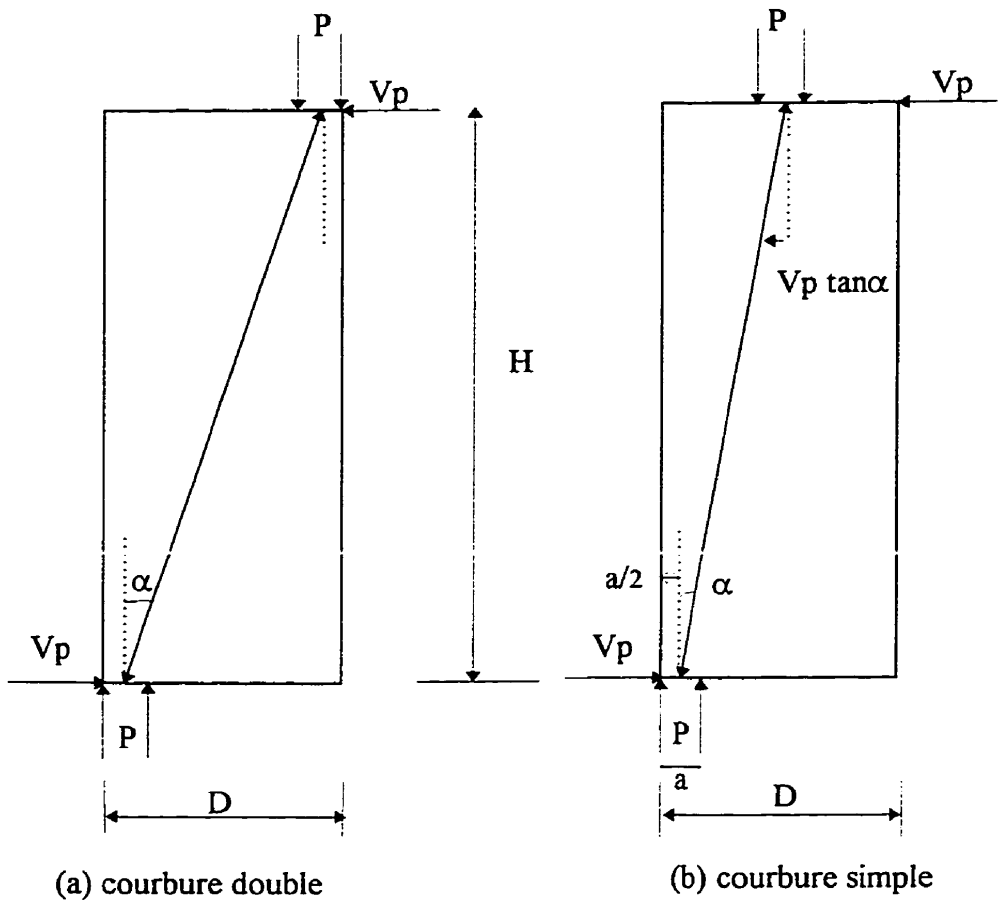


Figure 3.16 : Évaluation de la contribution de la charge axiale sur la capacité en cisaillement du poteau

3.2.3.2 Réponse en cisaillement

L'effort tranchant total est exprimé selon la ductilité en courbure et comparé avec la résistance en flexion dans la rotule plastique pour un effort tranchant et une courbure donné. La Figure 3.17 représente la comparaison entre la relation résistance au cisaillement-courbure et la relation moment-courbure pour trois niveaux différents de

ratios d'armatures longitudinales. Pour fin de comparaison, la relation résistance en flexion-courbure est exprimée par une relation effort tranchant-courbure équivalente. Dans la Figure 3.17, V_{li} est l'effort tranchant correspondant à la résistance en flexion pour le ratio i. Les valeurs de V_{in} et V_{id} correspondent aux bornes maximum et minimum de la résistance en cisaillement. Ces deux valeurs, variant en fonction de la ductilité, définissent l'enveloppe de la résistance en cisaillement. Pour un ferraillage d'armatures transversales donné, on peut avoir trois comportements différents selon la hauteur et les conditions frontières de la pile.

Ratio maximum d'armatures longitudinales

La courbe 1 fournit un effort tranchant à la résistance en flexion $V_{l1} \geq V_{in}$. Il s'ensuit donc une rupture fragile due à une résistance au cisaillement insuffisante. La ductilité en courbure maximum du poteau est alors inférieure à 1.

Ratio minimum d'armatures longitudinales

Le courbe 3 fournit une résistance au cisaillement au delà de la réponse totale en ductilité pour la flexion($V_{l3} \leq V_{id}$). La rupture au cisaillement n'a pas lieu et le poteau atteint la ruine quand la ductilité en flexion maximale, $\mu_{\phi\alpha}$, est atteinte.

Ratio intermédiaire d'armatures longitudinales

Le courbe 2 fournit initialement un effort tranchant à la flexion moins important que l'enveloppe de la résistance au cisaillement. Mais la décroissance de la résistance au cisaillement dans la rotule plastique due à l'augmentation de la ductilité entraîne une vulnérabilité du poteau vis à vis du cisaillement $V_{in} \leq V_{l2} \leq V_{id}$.

Le mode de rupture sera un effet combiné de flexion et de cisaillement. La rupture intervient pour une ductilité en courbure $\mu_{\phi s}$, moins élevée que la ductilité maximale en

flexion. Cette ductilité en courbure à la rupture équivaut à :

$$\mu_\phi = \beta + \frac{4\left(V_{in} - V_{if}\right)}{\left(V_{in} - V_{id}\right)} \qquad (3.44)$$

où β est égal à 3 pour une ductilité uniaxiale et 1 pour une ductilité biaxiale.

La courbure limite correspondant à cette rupture au cisaillement prématurée peut être évaluée en multipliant $\mu_{\phi s}$ par la courbure élastique.

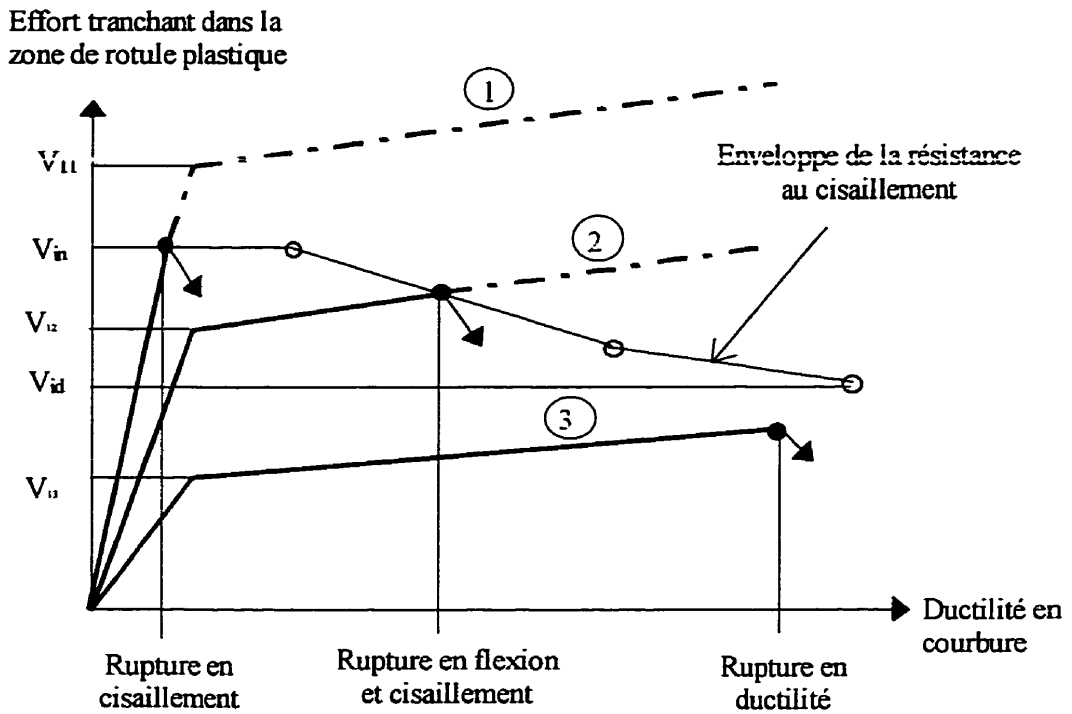


Figure 3.17 : Ductilité à la rupture pour des poteaux avec différents ratios d'armatures longitudinales (adapté de Priestley et al., 1996)

3.2.4 Évaluation du mode de rupture

Les différents modes de rupture sont illustrés à la Figure 3.18. La détermination du mode de rupture est réalisée en accord avec les principes présentés précédemment.

Ferraillage continu

Les poteaux avec des armatures continues sont donc prédisposés à trois modes de rupture :

[1] rupture en flexion due à un manque de ductilité ;

[2] rupture en cisaillement due à une résistance inadéquate en cisaillement ;

[3] rupture combinée en flexion et cisaillement due aux raisons décrites ci-dessus ;

Ferraillage avec des barres de recouvrement **[4]**

Les poteaux avec des armatures de recouvrement sont donc prédisposés à un mode de glissement des armatures de la zone de recouvrement. Ce mécanisme de glissement de la zone de recouvrement ne permet pas aux armatures à la base du poteau d'atteindre une plastification importante. La ductilité du poteau sera donc limitée par la faible capacité en courbure du poteau à la base.

En fonction du ferraillage du poteau, on détermine alors le mode de rupture prévisible en estimant le niveau de l'effort requis, V_i, et la capacité en courbure maximum, ϕ_{max}. Une fois que le mécanisme de rupture est connu, l'estimation de la ductilité en déplacement est réalisée en fonction de la courbure maximum obtenue en appliquant les équations 3.36, 3.37 et 3.38. Pour un mécanisme de glissement des armatures, on considère que la courbure maximum correspond à la courbure annonçant la perte de résistance.

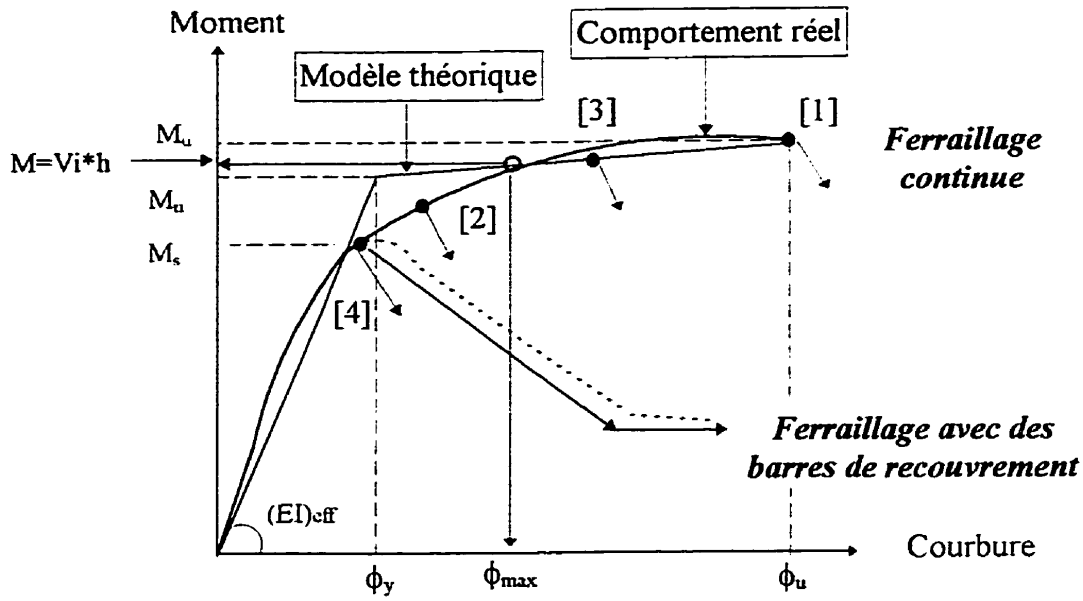


Figure 3.18 : Réponse moment-courbure simplifiée dans le cadre d'une évaluation

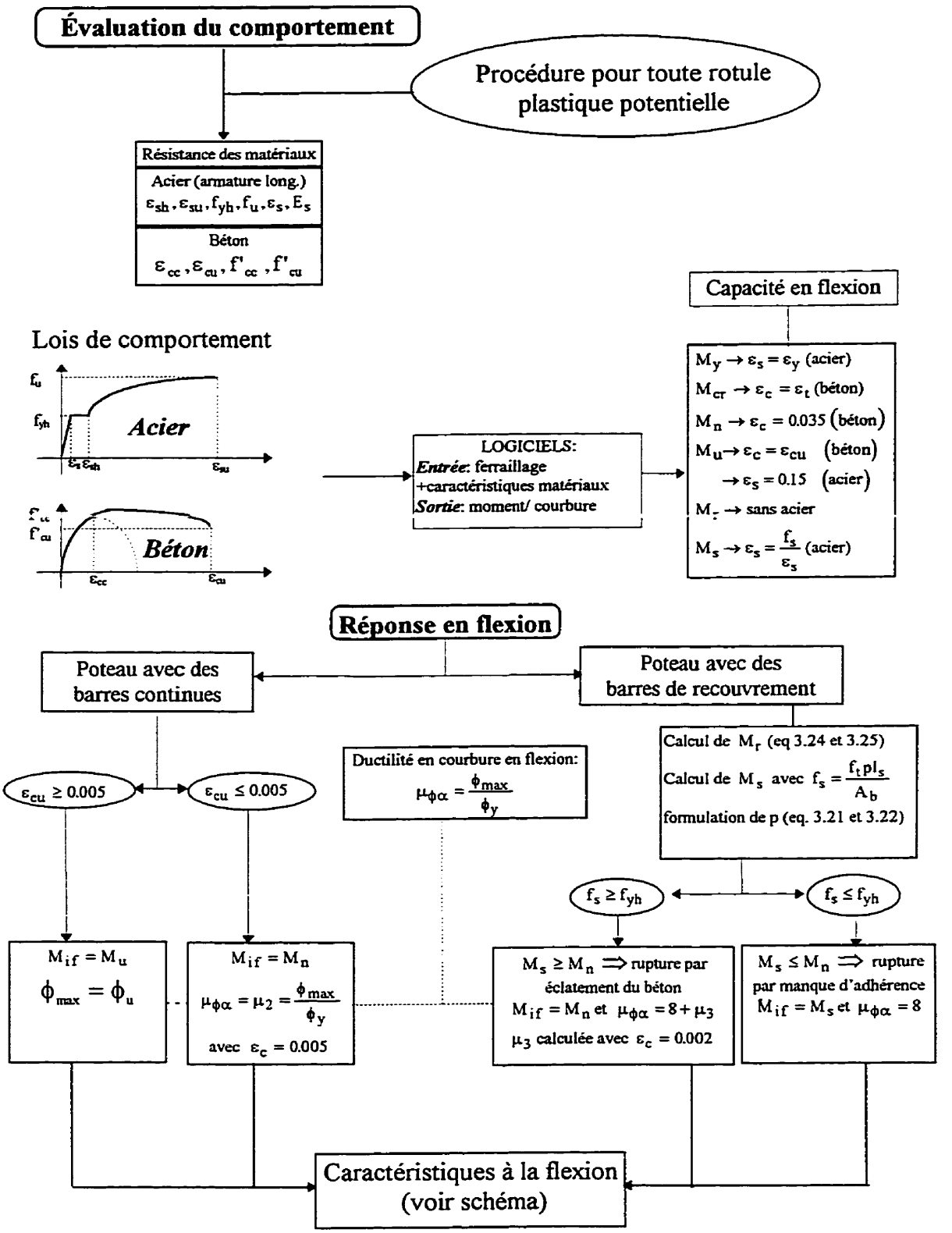
La Figure 3.19 illustre l'organigramme de l'évaluation sismique d'un poteau en béton armé selon le type de ferraillage longitudinale et transversale. L'organigramme permet de déterminer le mode de rupture et la capacité en ductilité de déplacement du poteau.

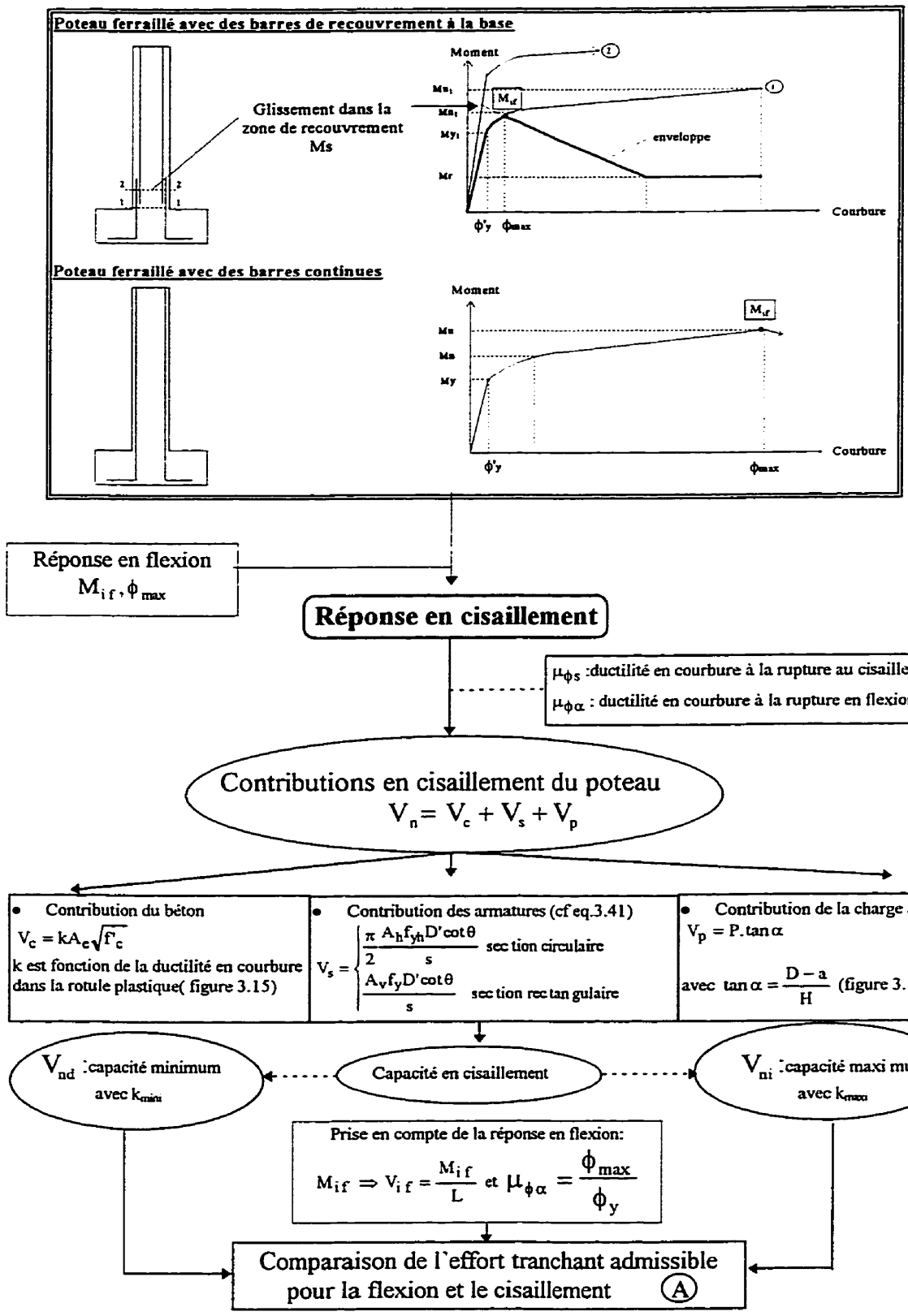
Renforcement

Le dimensionnement du renforcement est guidée par le mode de rupture attendu. Le Tableau 3.2 fournit l'objectif du renforcement en fonction du mode de rupture.

Tableau 3.2 : Objectif du renforcement en fonction du mode de rupture

Mode de rupture	Objectif du renforcement
Flexion (manque de ductilité)	Augmenter la déformation ultime du béton confiné et éviter le flambement des armatures longitudinales
Cisaillement	Contribuer à la capacité en cisaillement
Flexion (glissement des armatures)	Appliquer un effort de serrage pour contenir la dilatation des fissures et augmenter l'adhérence


Évaluation du comportement
Procédure pour toute rotule plastique potentielle
Résistance des matériaux
Acier (armature long.)
$\varepsilon_{sh}, \varepsilon_{su}, f_{yh}, f_u, \varepsilon_s, E_s$
Béton
$\varepsilon_{cc}, \varepsilon_{cu}, f'_{cc}, f'_{cu}$
Capacité en flexion
Lois de comportement
Acier
Béton
LOGICIELS:
Entrée: ferraillage +caractéristiques matériaux
Sortie: moment/ courbure
$M_y \rightarrow \varepsilon_s = \varepsilon_y$ (acier)
$M_{cr} \rightarrow \varepsilon_c = \varepsilon_t$ (béton)
$M_n \rightarrow \varepsilon_c = 0.035$ (béton)
$M_u \rightarrow \varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ (béton)
$\rightarrow \varepsilon_s = 0.15$ (acier)
$M_r \rightarrow$ sans acier
$M_s \rightarrow \varepsilon_s = \frac{f_s}{\varepsilon_s}$ (acier)
Réponse en flexion
Poteau avec des barres continues
Poteau avec des barres de recouvrement
$\varepsilon_{cu} \geq 0.005$
$\varepsilon_{cu} \leq 0.005$
Ductilité en courbure en flexion:
$\mu_{\phi\alpha} = \frac{\phi_{max}}{\phi_y}$
Calcul de M_r (eq 3.24 et 3.25)
Calcul de M_s avec $f_s = \frac{f_t p l_s}{A_b}$
formulation de p (eq. 3.21 et 3.22)
$f_s \geq f_{yh}$
$f_s \leq f_{yh}$
$M_{if} = M_u$
$\phi_{max} = \phi_u$
$M_{if} = M_n$
$\mu_{\phi\alpha} = \mu_2 = \frac{\phi_{max}}{\phi_y}$
avec $\varepsilon_c = 0.005$
$M_s \geq M_n \Rightarrow$ rupture par éclatement du béton
$M_{if} = M_n$ et $\mu_{\phi\alpha} = 8 + \mu_3$
μ_3 calculée avec $\varepsilon_c = 0.002$
$M_s \leq M_n \Rightarrow$ rupture par manque d'adhérence
$M_{if} = M_s$ et $\mu_{\phi\alpha} = 8$
Caractéristiques à la flexion (voir schéma)


Poteau ferraillé avec des barres de recouvrement à la base
Glissement dans la zone de recouvrement Ms
Moment
Mu1
Mn1
My1
Mr
Mif
enveloppe
Courbure
φ'y
φmax
Poteau ferraillé avec des barres continues
Moment
Mu
Mn
My
Mif
Courbure
φ'y
φmax
Réponse en flexion
Mif, φmax
Réponse en cisaillement
μφs :ductilité en courbure à la rupture au cisaillement
μφα : ductilité en courbure à la rupture en flexion
Contributions en cisaillement du poteau
Vn = Vc + Vs + Vp
Contribution du béton
Vc = kAe√f'c
k est fonction de la ductilité en courbure dans la rotule plastique(figure 3.15)
Contribution des armatures (cf eq.3.41)
Vs = π Ahfyh D'cotθ / 2 s section circulaire
Vs = Avfy D'cotθ / s section rectangulaire
Contribution de la charge axiale
Vp = P.tanα
avec tanα = (D − a)/H (figure 3.16)
Vnd :capacité minimum avec kmini
Capacité en cisaillement
Vni :capacité maximum avec kmaxi
Prise en compte de la réponse en flexion:
Mif ⇒ Vif = Mif / L et μφα = φmax / φy
Comparaison de l'effort tranchant admissible pour la flexion et le cisaillement
A

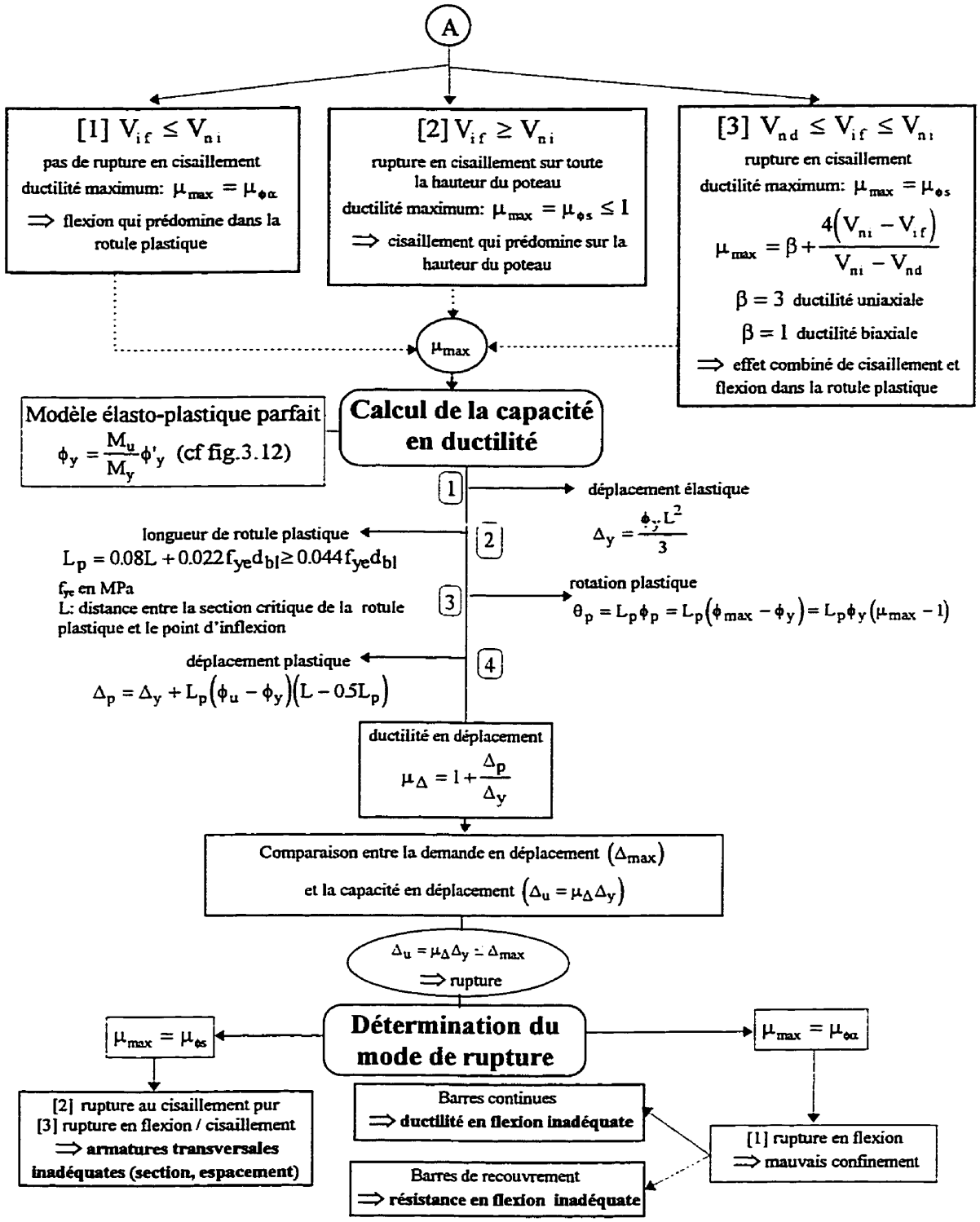


Figure 3.19 : Organigramme de l'évaluation du mode de rupture

3.3 Renforcement des poteaux en béton armé

Dans le cadre d'un renforcement éventuel d'un poteau, il y a deux étapes à suivre. Une première étape est menée pour évaluer le comportement sismique du poteau. Cette étude détaillée est exécutée en accord avec les principes présentés précédemment. Cette analyse du mode de rupture (manque de ductilité, glissement dans la zone de rotule plastique, cisaillement) est primordiale car elle indique la (les) déficience(s) du poteau existant.

Dans la deuxième étape, on s'intéresse au renforcement à réaliser pour combler ses vulnérabilités et se prémunir contre tout mode de rupture fragile. En fonction du mode de rupture qui prédomine ou des exigences qu'on veut obtenir pour le comportement du poteau, on réalise l'une des conditions de renforcement. Dans le cas où le poteau doit être renforcé vis-à-vis de ces trois sollicitations, on prendra la condition (épaisseur, hauteur du renforcement) la plus critique assurant ainsi au poteau un maximum de protection.

Le dimensionnement du renforcement est basé sur le principe du calcul par capacité. Cette approche tend à favoriser la formation de rotule plastique à la base du poteau en assurant une résistance suffisante afin d'empêcher tout autre mode de rupture fragile.

3.3.1 Techniques de renforcement

De nombreuses techniques de renforcement de poteaux en béton armé ont été développées et testées mais très peu ont été implantées à ce jour. Les investigations se sont axées sur le choix du matériau (acier, béton, matériaux composites), la géométrie du renforcement, la géométrie de la section à renforcer et sur l'efficacité du procédé utilisé. Selon l'objectif du renforcement (amélioration de la résistance en flexion ou en

cisaillement ou confinement dans la zone de recouvrement) les différentes techniques ont montré leurs avantages et inconvénients et leur degré d'efficience.

La plus grande partie des poteaux qui ont été renforcés se situent en Californie et au Japon. Les techniques de renforcement les plus courantes comprennent des chemises en acier, en béton, en matériaux composites (fibres de verre, fibres de carbone, ou autres fibres dans une matrice d'epoxy) ou encore avec un confinement actif à l'aide de câbles postcontraints. La technique la plus couramment réalisée in situ est celle de la chemise en acier. Le dernier séisme de Northridge en 1994 a montré que cette technique était efficace et qu'elle fournissait aux ouvrages existant un bon degré de protection vis à vis des sollicitations sismiques. L'évolution récente des connaissances sur les matériaux composites laisse envisager, au vu des résultats optimistes obtenus, que cette technique a un avenir certain pour le renforcement des poteaux en béton armé.

Une revue de la littérature sur les divers essais réalisés est brièvement présentée à la fin de cette section pour chaque type de matériau de renforcement afin d'illustrer le champ des différentes techniques.

3.3.1.1 Chemise en béton

Cette technique consiste à construire un bloc de béton armé, désigné par le terme de chemise, qui enveloppe la section initiale comme l'illustre la Figure 3.20. L'addition d'une chemise en béton adéquatement armée à la base du poteau permet d'améliorer la résistance en flexion, cisaillement et la ductilité du poteau.

En ancrant les armatures longitudinales de la chemise en béton dans la semelle avec une longueur d'ancrage suffisante pour développer la résistance en flexion, on peut augmenter considérablement la résistance en flexion du poteau. Il est nécessaire aussi de considérer des mesures pour renforcer la semelle vis à vis de la flexion et du cisaillement afin

d'assurer la formation de la rotule plastique à la base du poteau. Bien que cette technique soit utilisée plutôt dans le cadre de renforcement de poteaux dans les bâtiments, elle a été implantée sur certains ponts japonais.

Pour un poteau circulaire, l'amélioration du confinement se réalise aisément avec une chemise en béton où l'espacement des frettes circulaires est assez étroit. Par contre, pour une section rectangulaire, il est plus difficile d'appliquer un confinement effectif, que ce soit avec une chemise rectangulaire ou elliptique. Les armatures longitudinales situées dans la région centrale de chaques faces sont susceptibles de flamber et seulement le béton près des angles est confiné efficacement. Cette situation peut être améliorée en intégrant un ferraillage d'armatures transversales adéquat. Celui-ci est composé d'armatures de ligature (épingles) insérées dans le noyau de béton de la section existante comme l'illustre la Figure 3.20. Ces recommandations sont coûteuses et la mise en place des armatures de ligature est complexe. En effet il est nécessaire pour l'efficacité structurale d'ancrer ces armatures en leur façonnant des crochets aux extrémités après les avoir enfilées dans le béton de la section existante.

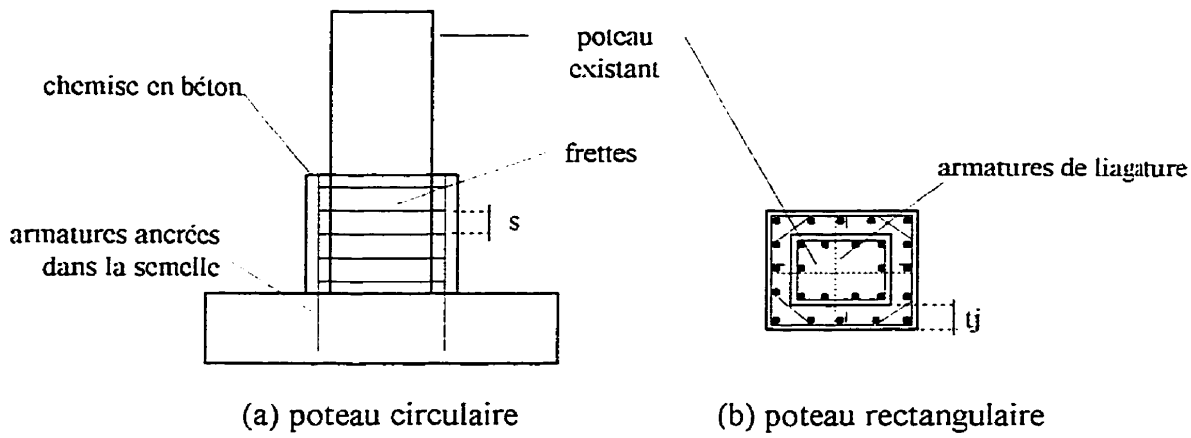


Figure 3.20 : Renforcement d'un poteau en béton armé par une chemise en béton

3.3.1.2 Chemise en acier

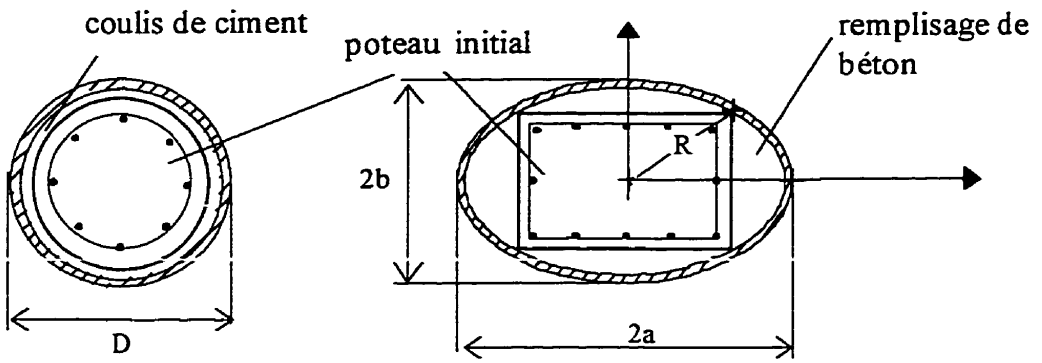
Cette technique est surtout utilisée pour des sections circulaires. Initialement la chemise est composée de deux demi-cylindres d'acier qui sont soudés longitudinalement sur toute la hauteur de la zone à renforcer. Le rayon interne de ces demi-cylindres est en général plus grand de 12.5 à 25 mm que le rayon du poteau. On obtient donc après la réalisation de la soudure un tube continu avec un faible vide entre cette chemise et la section existante. Ce vide est ensuite rempli soit avec du béton soit avec un coulis de ciment.

Un jeu d'environ 50 mm sépare le haut de la semelle et la base de la chemise en acier. Ce jeu est prévu pour permettre la formation de la rotule plastique sans accroître la rigidité vis à vis des sollicitations longitudinales. Il évite alors à la semelle d'être plus fortement sollicitée en flexion et en cisaillement à cause de l'amélioration importante de la résistance en flexion de la section renforcée. Cette recommandation est nécessaire pour se garder de toute migration de la rotule plastique de la base du poteau vers la semelle.

La chemise agit efficacement en offrant un confinement passif. Dans la zone de compression, le béton a tendance à se dilater sous la charge axiale. L'effort de confinement latéral est fourni par la restriction en flexion de la chemise lors de cette expansion du béton. Dans la zone de traction, la dilatation des fissures, due à un glissement des barres de recouvrement, est mécaniquement contenue de la même manière. Le degré de confinement induit dépend de la rigidité de la chemise en acier. Le mécanisme de résistance à la dilatation latérale du poteau est similaire lors du développement des fissures diagonales propre au cisaillement.

Dans les mécanismes associés à la résistance en flexion et au cisaillement, la chemise peut être assimilée à un assemblage continu de frettes transversales de section, A_{sp} ,égale à l'épaisseur de la chemise, t_j .

Pour les poteaux de section rectangulaire, il est préférable d'utiliser une chemise elliptique (Figure 3.21). Celle-ci a l'avantage par rapport à une chemise rectangulaire de fournir une action de confinement continue similaire à celle obtenue avec une section circulaire. L'effort latéral varie le long de la circonférence selon le changement continu de la courbure de l'ellipse de la chemise. Pour les chemises elliptiques l'espace entre la chemise et le poteau existant est rempli avec un béton normal plutôt qu'avec un coulis de ciment.



(a) poteau circulaire (b) poteau rectangulaire

Figure 3.21 : Renforcement d'un poteau en béton armé par une chemise en acier

Bien que les chemises rectangulaires en acier pourraient être utilisées efficacement afin d'améliorer la résistance au cisaillement, elles ne sont pas recommandées. En fait un poteau nécessitant un renforcement vis à vis du cisaillement doit en général être aussi renforcé pour la ductilité en flexion. Une chemise en acier rectangulaire ne permet pas de contenir la dilatation latérale du béton lors de la flexion de celle-ci. Des tests sur des chemises en acier rectangulaires à différentes rigidités ont illustré cette perte d'efficacité du confinement par rapport à des chemises elliptiques.

Lors de ces essais, il n'a jamais été observé de glissement significatif de l'interface chemise-béton de remplissage. Il semblerait que ce mécanisme de glissement n'est par prédominant par rapport aux autres mécanismes.

Aboutaha et al.(1994) ont testé des chemises en acier rectangulaires pour un renforcement sismique de colonnes de bâtiment en béton armé. Leur champ d'investigation se situait, d'une part, sur des colonnes comportant des barres continues avec une résistance en cisaillement inadéquate et, d'autre part, sur d'autres colonnes avec un confinement inadéquat de la zone de recouvrement. Lors des essais impliquant des colonnes avec des barres de recouvrement, les auteurs ont évalué, outre l'efficacité de la chemise rectangulaires en acier, l'utilisation de boulons d'ancrage entre la chemise et la section initiale comme l'illustre la Figure 3.22. Les résultats ont indiqué que ces boulons d'ancrage adhésifs peuvent améliorer considérablement la performance de larges chemises rectangulaire. Ils suggèrent que les boulons soient ancrés sur la grande largeur et réparties uniformément du haut au bas de la chemise pour obtenir une amélioration substantielle du confinement de la zone de recouvrement. La chemise doit être mise en place sur une hauteur d'au moins une fois et demie la hauteur de la zone de recouvrement. Cette technique de renforcement permet à la colonne d'augmenter sa résistance à une ductilité importante ($\mu = 6.7$) et d'accroître considérablement la dissipation d'énergie.

Les colonnes avec des barres continues ont présenté le mécanisme de propagation de fissures diagonales typique des poteaux ayant une faible résistance en cisaillement. L'ouverture des larges fissures diagonales en cisaillement et la dégradation physique sévère de la zone comprimée du béton ont entraîné une perte dramatique de résistance et de rigidité pour un ratio déplacement sur hauteur de 2 %. Les spécimens renforcés avec une chemise rectangulaire en acier, sans boulons, ont donné des boucles d'hystérésis très stable pour de grande ductilité et une dissipation d'énergie importante jusqu'à un ratio déplacement sur hauteur de 5 %. Il est à remarquer que pour les deux renforcements, l'interface acier béton de la section initiale était remplie avec un coulis de ciment sans retrait.

Griezic et al. (1996) ont expérimenté un système combiné de renforcement d'un poteau carré. Leur stratégie consistait à ajouter d'une part un bloc de fondation de béton armé ancré à la semelle et au poteau par des barres No.15 façonnés comme illustré sur la Figure 3.22. Ce bloc de béton permet de déplacer la plastification de la base du poteau vers le haut de la zone de recouvrement. De plus, un tube en acier enveloppait le reste du poteau initial. Ce double renforcement permet alors une amélioration de la capacité en flexion et de la résistance en cisaillement. La zone de recouvrement est de plus confinée par un effort de serrage qui empêche le glissement des armatures longitudinales. Un jeu entre la base du tube circulaire et le haut du nouveau bloc de fondation est réalisé pour ne pas augmenter la résistance en flexion du poteau dans cette zone. Les résultats expérimentaux ont montré une augmentation de la résistance en flexion de 74 %, une augmentation de la ductilité de 250% et une amplification considérable de la dissipation d'énergie. Ce renforcement jumelé améliore considérablement la performance du poteau en déplaçant la localisation de la roule plastique juste au dessus de la zone de recouvrement et confine cette zone en évitant le glissement des barres. Toutefois sa réalisation reste complexe à cause de la nécessité d'ancrer les armatures dans le bloc de fondation et dans la semelle pour une bonne performance du renforcement.

Cette technique de renforcement avec des chemises en acier a été largement mis en place en Californie et au Japon au cours des dix dernières années. Durant le séisme de Northridge en 1994, une cinquantaine d'ouvrages avec des poteaux renforcés avec cette technique ont été soumis à des accélérations au sol de l'ordre de 0.3g ou plus. Aucun de ses ponts n'a subi de dommage, au niveau des poteaux, nécessitant par la suite des travaux de rénovation.

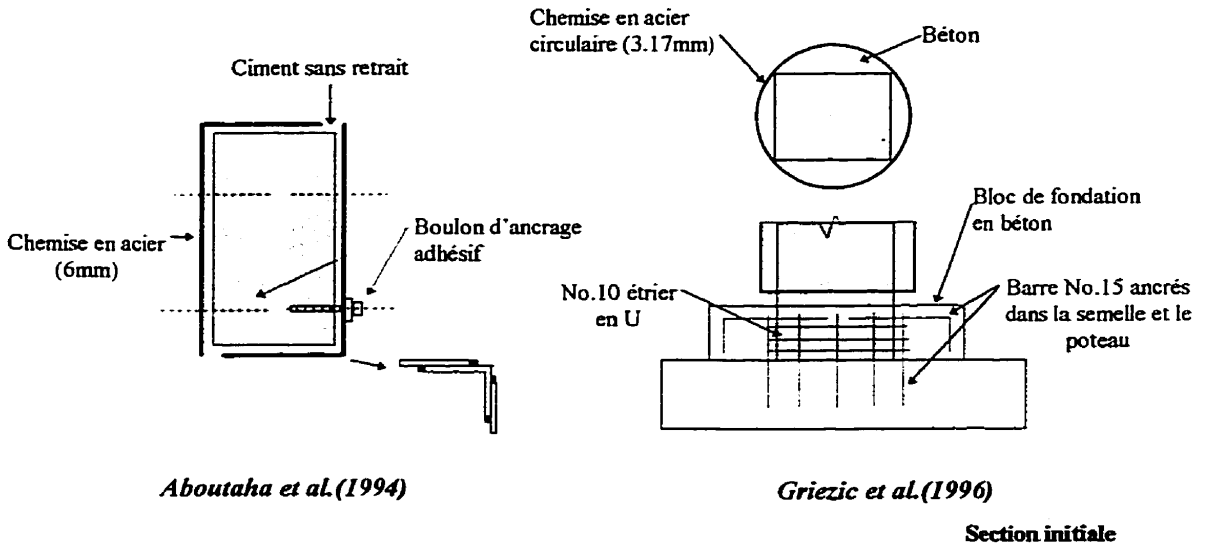


Figure 3.22 : Renforcement sur des sections rectangulaires vis à vis du glissement

3.3.1.3 Chemise en matériaux composites

Ces dernières années, de nombreuses recherches ont été réalisées sur l'utilisation des matériaux composites dans le domaine du génie civil. De multiples expériences sur des poteaux ont été effectuées pour déterminer le degré d'efficacité du renforcement avec des chemises en matériaux composites comme les fibres de verre, le fibres de carbone et le kevlar. La plupart du temps la chemise est composée de l'une de ces trois composantes et elle mis en place sur le poteau avec une couche d'epoxy.

Des essais réalisés sur ces techniques de renforcement par Caltrans et Fyfe&Associates en 1994 ont montré que les concepts développés pour les chemises en acier circulaire peuvent être directement appliqués pour les chemises en matériaux composites.

Le récent intérêt dans le domaine du renforcement réside principalement sur le faible coût par rapport au degré élevé d'efficacité de ce type de chemise. Il est apparu que cette technique est une alternative intéressante par rapport à un renforcement à l'aide d'une chemise en acier.

Les propriétés mécaniques des différents matériaux composites couramment utilisés pour des applications sur les ponts diffèrent largement sur les valeurs de l'effort ultime, déformation et module élastique, comme l'indique le Tableau 3.3. Les caractéristiques du comportement contrainte-déformation sont pour la plupart linéaires jusqu'à la rupture, dans la direction parallèle aux fibres. Le module d'élasticité et la résistance en traction diminuent rapidement avec l'augmentation de l'angle entre l'orientation des fibres et la direction du chargement. La capacité en déformation devient alors dépendante des propriétés de la résine d'epoxy. Durant la conception de ce type de chemise, il faut aussi considérer d'autres propriétés tels que la relaxation sous des efforts soutenus et la sensibilité par rapport aux agents extérieurs (humidité, radiation ultraviolet et température).
Les deux applications les plus courantes sont une matrice composée d'epoxy imprégnée d'un lit soit de fibres de verre ou de fibres de carbone. Ces deux techniques ont prouvé leur efficacité en laboratoire. La première méthode est largement utilisée pour les poteaux de bâtiment mais, à ce jour, peu d'applications ont été réalisées sur les ponts. Le renforcement avec des fibres de carbone en est encore au stade de développement.

Dans les deux cas, ces techniques sont plus appropriés pour des sections circulaires. Pour des sections rectangulaires, une chemise ovale autour d'une surface fournirait un effort de confinement latéral plus efficace. L'espace entre la chemise elliptique et la section doit être alors rempli avec du béton.

Cependant, des essais sur des poteaux rectangulaires renforcés avec une chemise

rectangulaire (Seible et al. 1993 et 1995) ont montré une amélioration de la ductilité ($\mu = 8$) très satisfaisante. La performance de cette technique est très comparable avec celle des chemises en acier.

Tableau 3.3 : Propriétés des matériaux composites (adapté de Priestley et al., 1996)

Matériaux	*Module d'élasticité (GPa)*	*Résistance ultime en traction(MPa)*	*Déformation ultime, en (%)*	*Coût approximatif (ECU/kg)*	*($U.S/lb)*
Fibres					
Carbone	160-270	1400-6800	1.0-2.5	24-80	12-40
Aramide (Kevlar29)	62-83	2800	3.6-4.0	16-24	8-12
Verre	81	3400	4.9	2-6	1-3
Polyéthylène (Spectra900)	117	2600	3.5	2	1
Résine					
Epoxy	2.0-4.5	27-62	4-14	2-4	1-2
Vinylester	3.6	80	4	2-3	1-1.5

3.3.1.4 Revue des études expérimentales

De nombreuses techniques de renforcement ont été testées expérimentalement au cours des quinze dernières années. La majorité de ces renforcements ont été conçus avec l'un des trois matériaux présentés précédemment. Dans la plupart des études expérimentales, les spécimens testés correspondaient à des poteaux en béton armé avec des armatures similaires à ceux endommagés lors des importants séismes en Californie. Le détail du ferraillage correspondait aux prescriptions de la conception typique d'avant 1971. Chaque spécimen consiste en un poteau ancré dans une fondation surdimensionnée pour

éviter toute fissuration ou rotation plastique de la semelle durant l'essai. L'objectif principal de ces essais quasi-statiques cycliques réside dans l'étude du comportement sismique (courbe d'hystérésis, résistance, rigidité, dissipation d'énergie) de la partie poteau d'une pile de pont en béton armé. Les Tableaux 3.4 à 3.6 résument une partie des études expérimentales effectuées à ce jour.

Tableau 3.4 : Études expérimentales avec une chemise en béton

Objectif du renforcement	Géométrie de la section	Références	Remarques
Cisaillement	Carrée	Bett et al. (1987)	(1) aucune influence des armatures de ligature ancrées dans le poteau avec de l'epoxy adhésive (2) augmentation de 150% du déplacement (3) rupture en flexion/cisaillement pour les spécimens renforcés
Flexion	Carrée	Ersoy et al. (1991)	influence entre renforcement et réparation
Flexion et Cisaillement	Carrée	Chronopoulos (1986)	(1) évaluation entre renforcement et réparation (2) guide pratique de redimensionnement pour des poteaux endommagés

Tableau 3.5 : Études expérimentales avec une chemise en acier

Objectif du renforcement	Géométrie de la section	Références	Remarques
Glissement	Circulaire	Marsh (1992)	influence de cycles répétés à une ductilité de 4 sur la perte en résistance et le mode de rupture
Glissement	Carrée	Griezic et al. (1996)	renforcement combiné avec un déplacement de la rotule plastique
Glissement et Flexion	Circulaire	Chai et al. (1991)	(1) les semelles conçues avec les prescriptions post 1971 sont prédisposées à une rupture en cisaillement→renforcement nécessaire
Flexion et Cisaillement	Circulaire Rectangulaire	Priestley et al. (1992b)	(1) augmentation du déplacement inter-étage de 5% pour un renforcement en flexion (2) augmentation du déplacement inter-étage de 4% pour un renforcement en cisaillement
Cisaillement	Circulaire Rectangulaire	Priestley et al. (1994a)	(1) formulation de la résistance à l'effort tranchant (2) renforcement plus efficace pour une chemise circulaire/elliptique pour une section rectangulaire
Cisaillement	Carrée	Fuse et al. (1992)	(1) modification du mode de rupture en flexion (2) influence d'un coulis de ciment sans retrait
Glissement et Cisaillement	Rectangulaire	Aboutaha et al.(1994)	influence des boulons d'ancrage pour le renforcement vis à vis du glissement

Tableau 3.6 : Études expérimentales avec une chemise en matériaux composites

Objectif du renforcement	Géométrie de la section	Références	Remarques
Glissement	Circulaire	Gamble et al. (1995)	(1)renforcement actif (rouleau d'acier précontraint) (2) renforcement passif (fibres de verre)
Glissement et cisaillement	Rectangulaire	Saadatmanesh et al.(1997b)	(1) chemise rectangulaire ou elliptique (2) bandes de fibre en polymère renforcé à haute résistance
Flexion	Rectangulaire Circulaire	Saadatmanseh et al.(1994)	étude paramétrique sur l'efficacité des bandes de fibres (carbone ou verre) composite (epoxy) à haute résistance
Glissement et Cisaillement	Rectangulaire Circulaire	Saadatmanseh et al.(1997a)	réparation de poteaux endommagés avec des bandes de fibre plastique renforcées
Glissement	Circulaire	Saadatmanseh et al.(1996)	(1) renforcement avec des fibres de verre renforcées avec de l'epoxy (2) comparaison confinements actif / passif
Glissement	Circulaire	Xiao et al. (1997)	renforcement et réparation de poteaux avec une chemise préfabriquée en fibre de verre renforcée
Glissement et Flexion	Rectangulaire Circulaire	Seible et al. (1995)	renforcement avec des bandes de fibres de carbone et procédure de réalisation
Glissement	Rectangulaire	Seible et al. (1993)	comparaison entre un renforcement avec une chemise en acier et une chemise en fibres de verre avec de l'epoxy

3.3.2 Critères de conception

3.3.2.1 Amélioration du confinement pour une ductilité en flexion

La capacité en rotation plastique est fonction du degré de confinement dans la zone de rotule plastique. Un confinement inadéquat ne permet pas au poteau d'atteindre une déformation en compression importante; en conséquence la capacité en courbure ultime est alors trop limitée pour supporter de larges rotations inélastiques. L'amélioration de ce comportement tend à augmenter le rapport volumétrique de confinement pour obtenir la

rotation plastique désirée θ_p. Ce surplus de confinement est fourni par un effort de serrage appliqué par le biais d'une chemise enveloppant la section existante. Le renforcement doit aussi limiter le flambement des armatures longitudinales. La procédure adoptée pour évaluer ce renforcement est définie par les étapes suivantes:

1. Sur la base de l'analyse plastique du poteau existant, on établit la rotation plastique θ_p pour une ductilité en déplacement voulue:

$$\theta_p = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{L} \tag{3.45}$$

où Δ_y est le déplacement élastique, Δ_m est le déplacement maximum désirée et L est la longueur du centre de la rotule plastique au point du déplacement calculé comme l'illustre la Figure 3.13.

2. On détermine ensuite la courbure plastique équivalente:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \tag{3.46}$$

la nouvelle longueur de rotule plastique avec le renforcement est fournie par l'expression:

$$L_p = g + 0.044 d_b f_y \tag{3.47}$$

g est le jeu entre la chemise de renforcement et le haut de la semelle. L'effet du renforcement est de concentrer la plasticité du poteau dans ce jeu. Le deuxième terme de l'équation considère l'effort de pénétration des barres longitudinales, de diamètre d_b, avec une limite élastique f_y, dans la semelle.

On peut aussi, en fonction de la ductilité en déplacement désirée, déterminer la ductilité en courbure nécessaire.

$$\mu_\phi = 1 + \frac{(\mu_\Delta - 1)}{3\left(\frac{L_p}{L}\right)\left(1 - \frac{0.5L_p}{L}\right)} \tag{3.48}$$

3. La courbure maximum requise est alors

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \tag{3.49}$$

ou

$$\phi_m = \mu_\phi . \phi_y \tag{3.50}$$

où ϕ_y est la courbure limite élastique.

4. La déformation maximum en compression requise devient alors

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m . c \tag{3.51}$$

où c est la position de l'axe neutre par rapport à la fibre comprimée. L'axe neutre est déterminée à l'aide de l'analyse moment courbure ou du calcul de la résistance en flexion de la section du poteau.

5. Le rapport volumétrique de confinement nécessaire dépend de cette déformation ε_{cm} :

$$\rho_s = \Omega_i(\varepsilon_{cm}) \tag{3.52}$$

où Ω_i est fonction du matériau utilisé pour le renforcement. Le calcul de l'amélioration de la déformation maximum en compression du béton est estimée à l'aide du modèle de Mander et al. (1988) présenté précédemment et formulé par l'équation (3.4).

3.3.2.1.1 Chemise en béton

Le dimensionnement d'un renforcement avec une chemise en béton pour améliorer la ductilité en flexion d'un poteau suit essentiellement les mêmes recommandations que pour les armatures transversales pour les nouveaux poteaux.

Le rapport volumétrique de confinement pour un poteau de section circulaire est:

$$\rho_s = \frac{4A_h}{D's} \tag{3.53}$$

où A_h correspond à la section des armatures transversales, D' est le diamètre du noyau de béton à l'intérieur des armatures transversales et s est l'espacement des armatures transversales de la chemise en béton. La déformation en compression maximum s'exprime alors:

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \varepsilon_{sm} \rho_s}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{5.6 A_h f_{yj} \varepsilon_{sm}}{D' s f'_{cc}} \tag{3.54}$$

où ε_{sm} est la déformation d'écrouissage de l'acier, f_{yj} est la limite élastique des armatures de la chemise. La contrainte de compression maximale, f'_{cc}, est déterminée avec l'équation (3.10) en considérant le confinement initial.

L'espacement des armatures transversales requis, s, à l'intérieur de l'enveloppe en béton est donc:

$$s = \frac{5.6 A_h f_{yj} \varepsilon_{sm}}{D' f'_{cc} \left(\varepsilon_{cm} - 0.004\right)} \tag{3.55}$$

L'efficacité du confinement est réduite pour un renforcement rectangulaire en béton avec des frettes périphériques autour d'une section rectangulaire. Au vu des considérations sur le volume du noyau de béton effectivement confiné, Priestley et al.(1996) suggèrent de prendre pour le coefficient d'efficacité du confinement, K_e, une valeur de 0.5 dans la détermination du ratio volumétrique. De plus, dans l'évaluation de la capacité en déformation ultime en compression, on prendra une valeur de 50% sur le ratio volumétrique de confinement.

Il est à noter que même avec un ratio d'armatures transversales approprié, l'efficacité de la protection des barres longitudinales vis à vis du flambement au centre des faces est faible. Il est alors nécessaire de prévoir des armatures de ligature ancrées dans le noyau

de béton pour se prémunir de ce mode de rupture. En conséquence les chemises en béton sont déconseillées pour les poteaux élevés avec un important rapport volumétrique d'acier et pour des poteaux où la demande en ductilité est importante.

3.3.2.1.2 Chemise en acier

Le ratio volumétrique effectif de confinement pour une chemise en acier de section circulaire est :

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D} \tag{3.56}$$

où t_j est l'épaisseur et D est le diamètre de la chemise. On a donc pour la déformation maximum en compression.

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4 f_{yj}\varepsilon_{sm}\rho_s}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{5.6 t_j f_{yj}\varepsilon_{sm}}{D f'_{cc}} \tag{3.57}$$

où f_{yj} est la limite élastique et ε_{sm} la déformation maximum de l'acier utilisé pour la chemise.

L'épaisseur de la chemise en acier requise est donc:

$$t_j = \frac{0.18(\varepsilon_{cm} - 0.004) D f'_{cc}}{f_{yj}\varepsilon_{sm}} \tag{3.58}$$

Pour le renforcement d'un poteau avec une section rectangulaire, il est préférable d'utiliser une chemise avec un périmètre elliptique. La géométrie de la chemise, par sa courbure et son effet de membrane, fournit une pression latérale, f_l, continue sur la section initiale comme l'illustre la Figure 3.23.

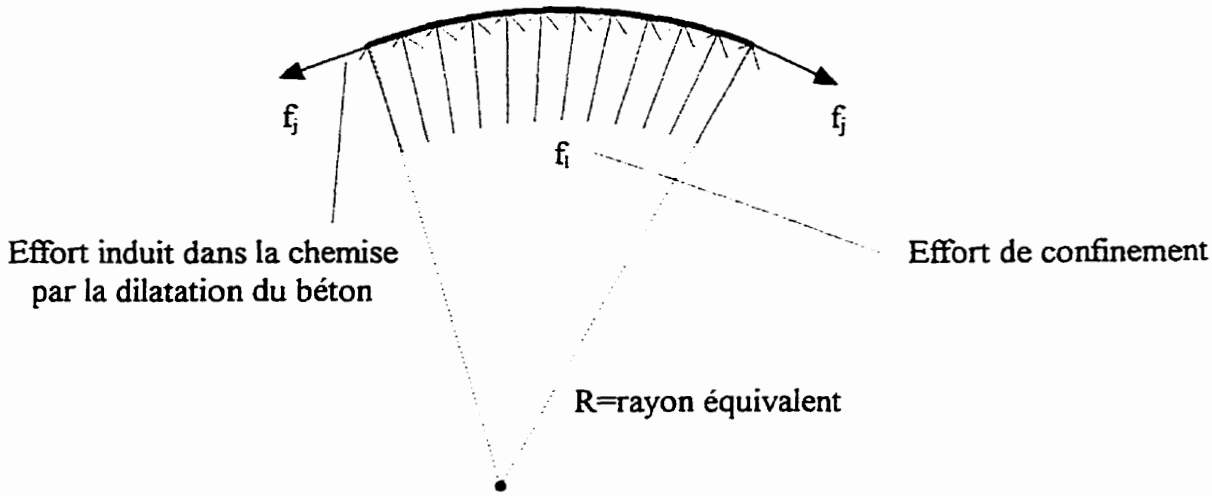


Figure 3.23 : Effort de confinement latéral passif pour une chemise elliptique.

La force latérale, induite par les effets de membrane d'une chemise ovale d'épaisseur t_j et d'effort de traction f_j, est inversement proportionnelle au rayon de courbure R de la chemise.

$$f_l = \frac{t_j f_j}{R} = 0.5 f_j \frac{4tj}{D} = 0.5 \rho_s f_j \qquad (3.59)$$

Par analogie avec l'effort latéral occasionné par une chemise ovale, une approximation raisonnable des effets de confinement pour ce type de section est obtenu en considérant un diamètre équivalent $D = 2R_e$, où R_e est fonction de la direction du confinement considérée et de la distance entre le centre de l'ellipse et les coins de la section rectangulaire comme l'indique la Figure 3.24. L'équation de la circonférence d'une chemise elliptique équivaut à:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \qquad (3.60)$$

$$R_e = \begin{cases} \dfrac{R_1 + R_2}{2} & \text{(direction x)} \\ \dfrac{R_3 + R_2}{2} & \text{(direction y)} \end{cases} \tag{3.61}$$

où $R_1 = \dfrac{b^2}{a}$, $R_3 = \dfrac{a^2}{b}$ et R_2 est déterminé à l'aide de l'équation (3.60) avec les coordonnés du coin du rectangle.

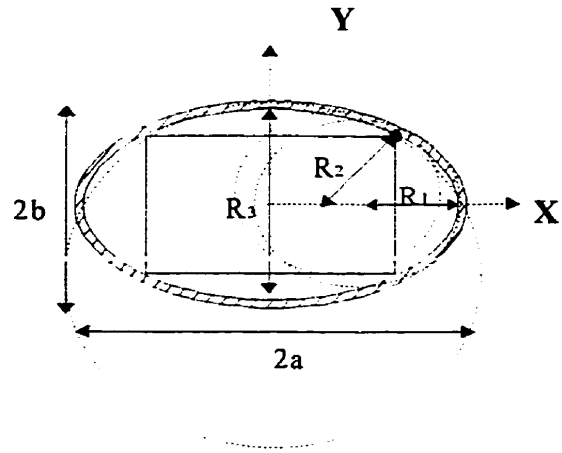


Figure 3.24 : Renforcement d'un poteau de section rectangulaire par une chemise elliptique

L'évaluation de l'épaisseur pour une chemise elliptique est réalisée avec les équations (3.57) et (3.58), établies pour une section circulaire, en considérant $D = 2R_e$. Selon la direction du chargement donnée, on considère le diamètre équivalant dans cette direction. Le rapport volumétrique obtenu doit être également adéquat pour empêcher le flambement des armatures longitudinales. Les poteaux de sections circulaires ou rectangulaires renforcés avec cette technique ont montré un bon comportement aussi bien en laboratoire qu'in-situ. Pour des sections circulaires, la réponse en flexion de ces poteaux est dépendante de la déformation limite effective des armatures longitudinales, ε_{su}. Dans la plupart des cas, la ductilité maximum en déplacement est limitée par la résistance au cisaillement.

3.3.2.1.3 Chemise en matériaux composites

Des essais sur des poteaux de sections circulaires renforcés avec des matériaux composites ont indiqué que le confinement est plus efficace qu'avec des chemises en acier. Priestley et al. (1996) suggèrent que ce gain d'efficacité s'explique par le comportement élastique jusqu'à la rupture du matériau composite.

Pour une chemise en acier, la limite élastique est atteinte rapidement au cours des premières boucles d'hystérésis lors de la réponse sismique. Au cours de la phase de déchargement, une déformation plastique résiduelle demeure dans la chemise. Ce résidu de déformation a pour conséquence de diminuer l'efficacité de la chemise tout en augmentant la déformation pour le cycle de chargement subséquent.

Les matériaux composites comme les fibres de verre ou de carbone ont essentiellement un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture. Il n'y a donc pas une accumulation des déformations et pour des cycles successifs avec le même déplacement on obtient une valeur constante au lieu d'une augmentation de la déformation.

L'expression entre le rapport volumétrique, ρ_s, et la déformation maximum, ε_{cm}, considère ce surplus d'efficacité pour les chemises en matériaux composites. Sur la base d'observations sur des essais de chemise en matériaux composites réalisés par Priestley et al. (1996), l'équation (3.57) a été modifiée pour devenir:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5\rho_s f_{uj}\varepsilon_{uj}}{f'_{cc}} = 0.004 + 10\frac{f_{uj}\varepsilon_{uj}t_j}{Df'_{cc}} \qquad (3.62)$$

Cette formule ne s'applique que pour les sections circulaires. L'épaisseur de la chemise nécessaire est alors:

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\varepsilon_{uj}} \tag{3.63}$$

où f_{uj} et ε_{uj} sont l'effort ultime et la déformation ultime du matériau de la chemise, respectivement. Le ratio volumétrique obtenu doit aussi être suffisant pour empêcher le flambement des armatures longitudinales.

Des essais sur des poteaux rectangulaires renforcés avec une chemise rectangulaire en matériaux composites ont indiqué une amélioration raisonnable de la ductilité. Du fait que l'effort de confinement latéral effectif est moindre que pour une section circulaire, l'équation (3.57), toujours sur la base d'essais, a été reformulée en estimant qu'une réduction de 50% sur l'efficacité de ce type de chemise était raisonnable. La déformation maximum que peut reprendre une chemise rectangulaire en matériaux composites est alors:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.25\rho_s f_{uj}\varepsilon_{uj}}{f'_{cc}} \tag{3.64}$$

Le ratio volumétrique de confinement pour une chemise rectangulaire se formule

$$\rho_s = 2t_j\left[\frac{b+h}{bh}\right] \tag{3.65}$$

où b et h sont les dimensions en section du poteau.

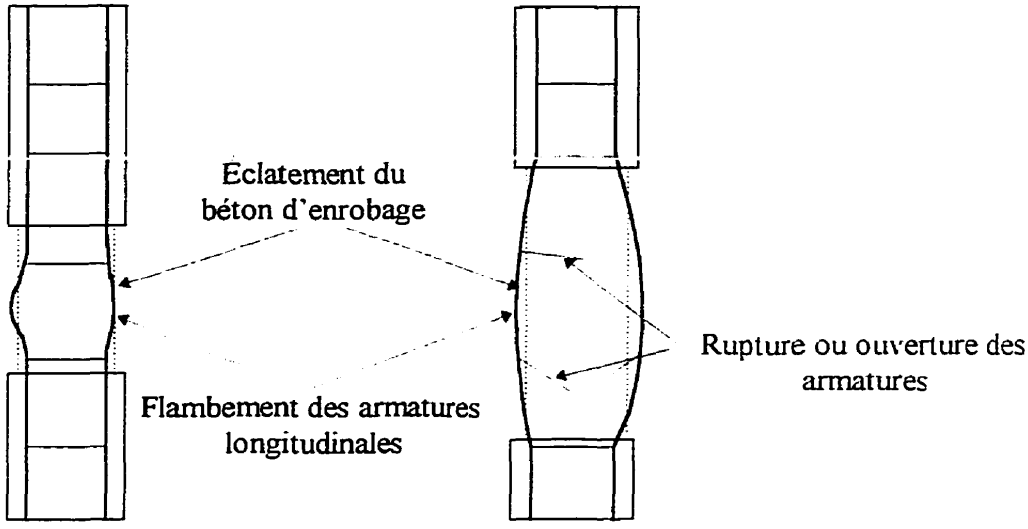
Le ratio volumétrique requis est alors:

$$\rho_s = \frac{0.8(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{yj}\varepsilon_{uj}} \tag{3.66}$$

À cause du manque d'informations précises sur l'efficacité de chemises rectangulaires et de la forte probabilité de flambement des armatures longitudinales, Priestley et al. (1996) recommande d'utiliser cette technique si $P \leq 0.15f'_{ca}A_g$, si le rapport volumétrique d'armatures longitudinales $\rho_l \leq 0.03$ et si le ratio $M/Vh \leq 3$.

3.3.2.1.4 Conditions pour empêcher le flambement des armatures longitudinales

Le ratio volumétrique de confinement, ρ_s, requis pour la ductilité en flexion doit aussi satisfaire une autre condition. Celle-ci a été définie pour se prémunir contre le flambement des armatures longitudinales. Un confinement adéquat doit fournir une protection contre ce mode de rupture pour une demande importante en ductilité. Le flambement peut intervenir soit entre deux armatures transversales, soit sur une longueur de flambement locale plus grande dû à la rupture ou l'ouverture d'une ou plusieurs armatures transversales. Ces deux modes de rupture sont illustrés sur la Figure 3.25.



(a) flambement entre deux armatures **(b) flambement entre plusieurs espacements d'armature**

Figure 3.25 : Flambement des armatures longitudinales dans la rotule plastique.

La Figure 3.25 (a) correspond au flambement entre 2 armatures transversales et la Figure 3.25 (b) au flambement entre plusieurs espacements d'armatures transversales. L'espacement d'armatures transversales nécessaire pour éviter le premier mode de rupture (Figure 3.25 (a)) dépend du module d'élasticité effectif des armatures longitudinales dans le domaine d'écrouissage et de l'effort de compression maximum

attendu pour les armatures longitudinales. La recommandation de Caltrans adoptée en général indique qu'avec un espacement des barres transversales inférieur à $6d_{bl}$, où d_{bl} est le diamètre des armatures longitudinales, le flambement des barres longitudinales est évité.

Cependant cette borne maximum est adéquate pour des poteaux ferraillés avec des aciers dont leurs résistances ultimes sont approximativement 50% plus grande que leurs limites élastiques. Pour prendre en compte ces considérations, Priestley et al. (1996) suggèrent de prendre comme borne:

$$s \leq \left[3 + 6\left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right)\right] d_{bl} \qquad (3.67)$$

où f_u est la résistance à la rupture et f_y la limite élastique des armatures transversales; d_{bl} correspond au diamètre des barres longitudinales. Pour $f_u = 1.5f_y$ on retrouve bien que $s \leq 6d_{bl}$.

Cette restriction sur l'espacement ne s'applique que pour les chemises en béton avec des armatures transversales ovales. En effet pour les chemises en acier ou en matériaux composites, l'espacement est équivalant à l'unité.
La seconde recommandation pour éviter un flambement sur une longueur de plusieurs espacements de frette (Figure 3.25(b)) se rencontre surtout pour les sections rectangulaires.

Il est nécessaire pour se prémunir contre ce mode de rupture de développer une force de retenue, fournie par le procédé de confinement utilisé, égale à 1/16 de la limite élastique des armatures longitudinales.

Chemise en béton

Pour une chemise en béton sur une section rectangulaire, on a alors:

$$A_{tr} = \frac{\sum A_l}{16} \frac{s}{6d_{bl}} \frac{f_y}{f_{yh}} \qquad (3.68)$$

où A_{tr} et A_l sont les sections d'armatures transversales et longitudinales respectivement.

Pour une section circulaire le rapport volumétrique d'armatures transversales minimum est:

$$\rho_s = \frac{0.0327\rho_l D f_y}{d_{bl} f_{yh}} \qquad (3.69)$$

où f_y est la limite élastique des armatures longitudinales et f_{yh} la limite élastique des armatures transversales. Par exemple, pour une chemise en béton avec un ferraillage d'armatures longitudinales et transversales avec une limite élastique identique et des frettes espacées tous les $6d_{bl}$, le diamètre de ces frettes doit être d'au moins ¼ de celui des armatures longitudinales.

Chemise en acier ou en matériaux composites

Par analogie on trouve que l'épaisseur minimale requise pour une chemise en acier ou en matériaux composites est:

$$t_j = 0.00817 n d_{bl} \frac{f_y}{f_{yj}} \qquad (3.70)$$

où n est le nombre de barres longitudinales et f_{yj} est la limite élastique de l'acier pour la chemise en acier et $f_{yj} = 0.004E_j$ pour la chemise en matériaux composites.

Il est à noter que pour les sections de chemises rectangulaires et elliptiques, les équations sont des approximations non conservatrices. Il serait plus adéquat de considérer un

coefficient d'efficacité du confinement comme dans la détermination de la pression latérale de confinement.

3.3.2.1.5 Hauteur du renforcement pour le confinement

La hauteur sur laquelle il faut appliquer les recommandations ci-dessus pour améliorer le confinement dépend du rapport de la charge axiale et de la longueur du poteau soumis à une sollicitation inélastique. Il est nécessaire d'étendre ce surplus de confinement effectif sur toute la hauteur du poteau dont le béton d'enrobage est susceptible de s'effriter durant la réponse séismique.

Les recommandations sur la hauteur du renforcement à adopter sont issues du code de Nouvelle-Zélande (Standards Association of New Zealand, 1995).

Pour un rapport de charge axiale $\frac{P}{f'_{cc} A_g} \leq 0.3$, la hauteur minimum de la région plastique à considérer est la valeur maximum de :

(1) la dimension de la section dans la direction du séisme considérée.

(2) 20 à 30% de la longueur entre la section critique et le point d'inflexion.

on a alors $D \leq l_j \geq 0.25L$

Pour un ratio de charge axiale $\frac{P}{f'_{cc} A_g} \geq 0.3$, la hauteur de la région plastique définie ci-dessus doit être augmentée de 50%.

Il est acceptable de réduire l'épaisseur de la chemise de 50% sur la mi-hauteur dans la partie haute du renforcement du fait de la réduction de demande en confinement comme l'illustre la Figure 3.26. Pour les chemises en acier cela est rarement pratique, par contre pour une chemise en matériaux composites cette économie est à considérer. La dernière recommandation est de vérifier que l'amélioration de l'effort tranchant dans la rotule

plastique ne prédispose pas la zone de la rotule et le reste du poteau à une rupture fragile en cisaillement.

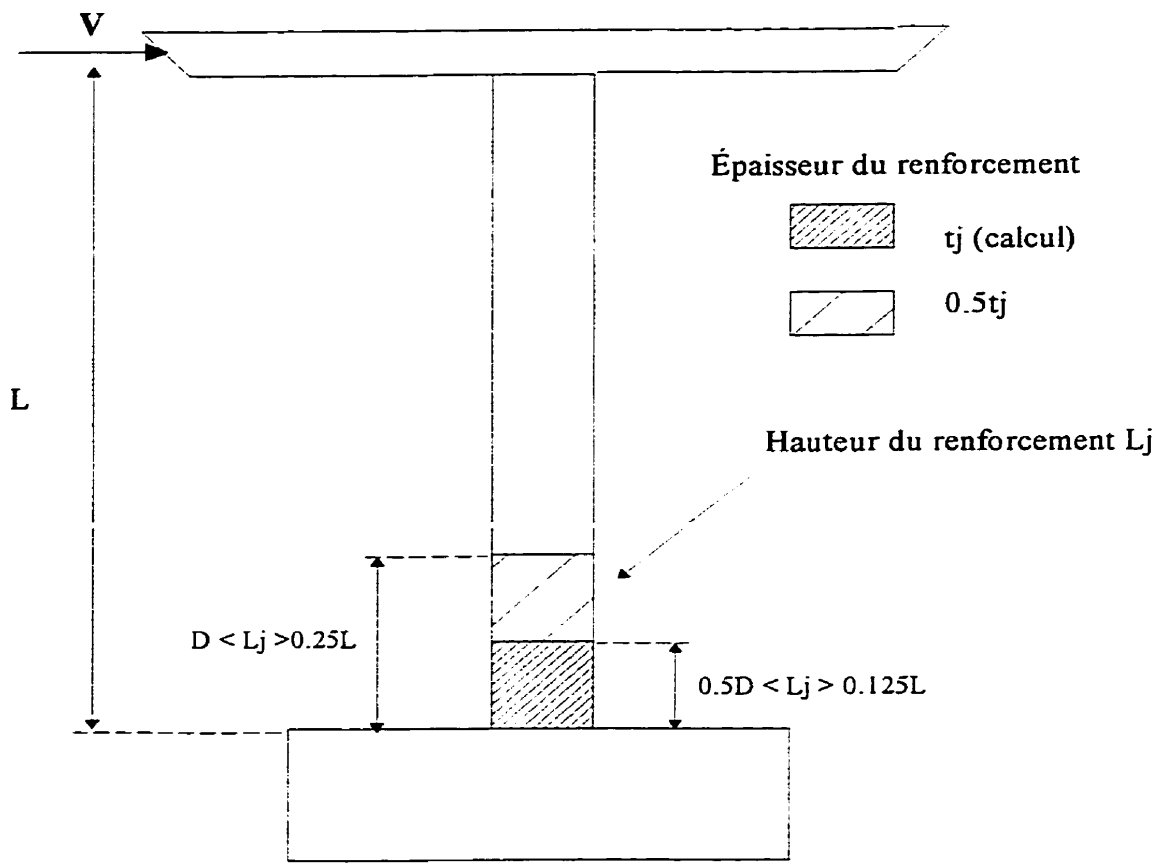


Figure 3.26 : Longueur de la chemise requise pour un confinement de la rotule plastique pour $\frac{P}{f'_{ce} A_g} \leq 0.3$

La Figure 3.27 illustre l'organigramme de dimensionnement d'un renforcement vis à vis d'un manque de ductilité. Le calcul du renforcement est présenté pour les trois matériaux les plus couramment utilisés pour les chemises.

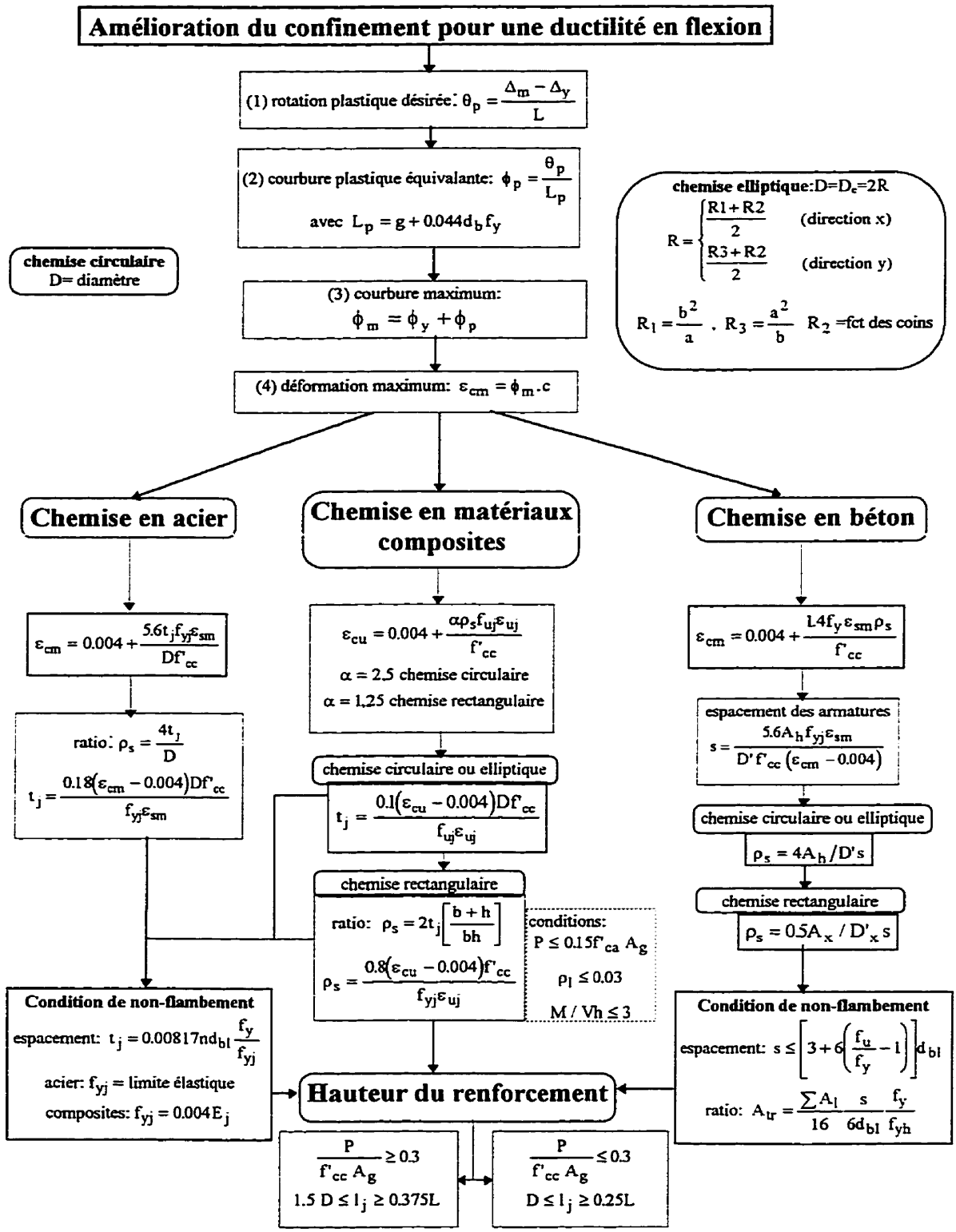


Figure 3.27 : Organigramme du renforcement vis à vis d'un manque de ductilité

3.3.2.2 Amélioration du confinement pour une intégrité en flexion des poteaux avec des barres de recouvrement

On a noté à la section traitant des barres de recouvrement que les poteaux avec ce type de ferraillage dans la zone de rotule plastique sont susceptibles de glisser. Ce mode de rupture peut être prédit par une évaluation du périmètre des fissures et de la capacité en traction du béton à travers la surface de rupture du glissement potentiel. Après que ces fissures se développent sur l'interface béton/armatures, le glissement des barres dans la zone de recouvrement peut être évité si un effort de serrage, transmis par un confinement, est appliqué au niveau de ces surfaces de rupture. Des essais ont montré qu'un coefficient de friction ou d'adhérence de $\psi = 1.4$ est approprié pour éviter une dilatation excessive des fissures, correspondant à une déformation de dilatation radiale équivalente inférieure à $\varepsilon_s = 0.0015$. Cette disposition sert de base pour le dimensionnement du renforcement vis à vis des barres de recouvrement.

L'effort de confinement nécessaire pour éviter une rupture par manque d'adhérence des barres de recouvrement de section A_b et d'un effort de transfert f_s est donc:

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\psi p l_s} \tag{3.71}$$

où p correspond à la surface de fissure fournie par les équations (3.21) et (3.22), et l_s est la longueur de recouvrement. Si la section à renforcer est une zone de rotule plastique comme la base du poteau, l'effort de confinement à fournir doit correspondre à la déformation d'écrouissage en tenant compte au maximum de la résistance non pondérée des matériaux. Donc, à moins que des calculs détaillés aient été effectués pour estimer la valeur appropriée de f_s, il est recommandé d'assumer une valeur de $f_s = 1.7 f_{yl}$ où f_{yl} est la valeur nominale de la limite élastique des armatures longitudinales.

On obtient donc en substituant ces considérations sur le coefficient de friction ψ et sur la valeur de f_s une valeur de confinement:

$$f_l = \frac{1.21 A_b f_{yl}}{p l_s} \tag{3.72}$$

Il est à noter que les recommandations sur le confinement requis pour la rotule plastique et les barres de recouvrement ne doivent pas être considérées comme des paramètres additifs dans les cas ou la zone de recouvrement se situe dans la région de rotule plastique. En effet pour un poteau avec des barres de recouvrement à la base, l'effort de serrage nécessaire pour éviter un glissement des armatures et l'effort de confinement latéral effectif nécessaire pour développer la rotation plastique n'ont pas lieu sur les mêmes faces du poteau à tout instant, comme schématisé sur la Figure 3.28. La plus contraignante de ces recommandations sera alors considérée.

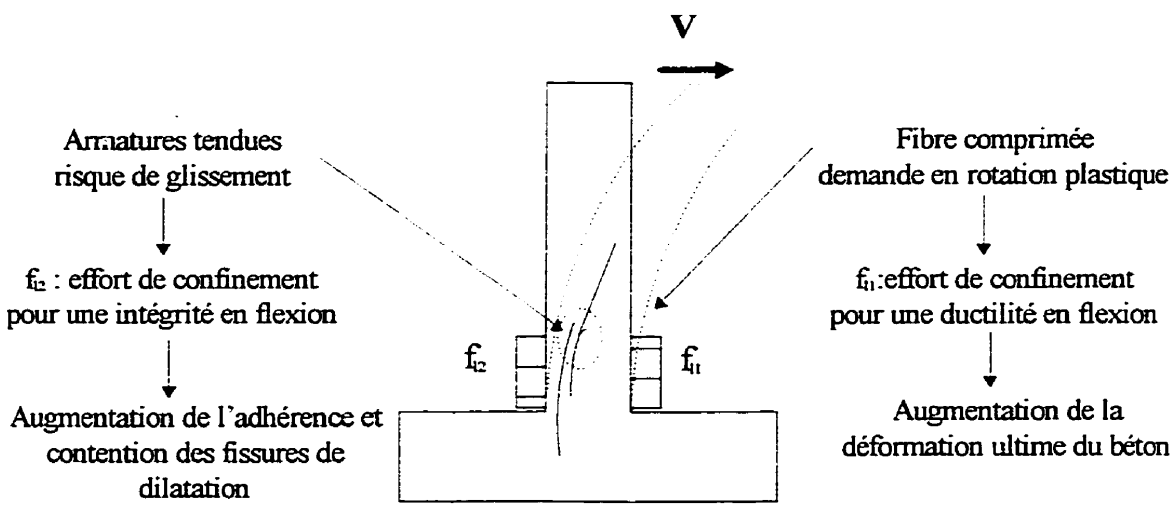


Figure 3.28 : Effort de confinement nécessaire pour une résistance en flexion

3.3.2.2.1 Chemise en acier

Comme il a été noté auparavant, la déformation de dilatation ne doit pas excéder $\varepsilon_s = 0.0015$. L'effort latéral induit par un confinement transversal est pour une section circulaire: $f_l = \dfrac{2f_y A_{sp}}{D'.s}$ (3.73)

soit en fonction du rapport volumétrique ρ_s :

$$f_l = 0.5\rho_{sj} f_{sj} \tag{3.74}$$

où $f_{sj} = 0.0015E_{sj} \leq f_{yj}$ et E_{sj} est le module d'élasticité de l'acier de la chemise.

Le rapport volumétrique requis pour un effort latéral de confinement adéquat est alors:

$$\rho_{sj} = \frac{2.42A_b f_{yl}}{pl_s\left(0.0015E_{sj}\right)} \tag{3.75}$$

l'épaisseur de la chemise est donc:

$$t_j = \frac{2.42A_b f_{yl} D}{4pl_s\left(0.0015E_{sj}\right)} \tag{3.76}$$

Pour des chemise elliptiques posées sur des poteaux rectangulaires, les équations (3.75) et (3.76) sont applicables avec une valeur appropriée pour le périmètre de fissures. L'épaisseur de la chemise est déterminée à l'aide de l'équation (3.76) avec un diamètre équivalent pour la chemise $D = 2R_e$ et R_e est fourni par l'équation (3.61).

De nombreux essais ont été réalisés sur des poteaux de sections circulaires ou rectangulaires. La comparaison des réponses entre les poteaux initiaux et renforcés avec cette technique ont indiqué la remarquable amélioration du comportement des barres de recouvrement avec ce renforcement. L'énergie absorbée par les poteaux renforcés avant la rupture est 100 fois plus importante que celle absorbée par les poteaux initiaux. Certains poteaux rectangulaires ont vu leur performance se dégrader graduellement à

cause d'une rupture par manque d'adhérence. Ces ruptures interviennent à cause du développement graduel de l'incompatibilité des déformations dans les différentes sections de béton. Le béton de remplissage de la chemise elliptique est plus rigide que celui du poteau existant. L'ouverture des fissures verticales en surface entre le poteau et le béton de remplissage à la base du poteau entraînent une réduction de la pression de serrage dans cette zone. Malgré ce comportement, la performance de cette technique de renforcement vis à vis d'une rupture par glissement des armatures longitudinales est considérée extrêmement satisfaisante.

3.3.2.2.2 Chemise en béton

Bien que à ce jour aucun essai n'a été réalisé sur un renforcement avec cette technique, il parait évident qu'un ratio volumétrique satisfaisant l'équation (3.75) semble approprié. Les poteaux rectangulaires doivent être renforcés avec des chemises elliptiques ou des chemises rectangulaires comprenant des armatures de confinement ayant une forme elliptique. Il est recommandé, même avec une épaisseur importante pour l'enveloppe de béton, de prendre dans la détermination de l'effort latéral de confinement fourni par les armatures transversales un coefficient d'efficacité de confinement $K_e = 0.5$.

L'effort de confinement effectif est donc:

$$f'_l = \left(0.5\rho_s f_{yj}\right).0.5 \qquad (3.77)$$

avec pour le rapport volumétrique $\rho_{sj} = \frac{4A_{sp}}{Ds}$ où D est le diamètre équivalant des frettes elliptiques.

Le rapport volumétrique requis pour éviter le glissement des armatures longitudinales est:

$$\rho_{sj} = \frac{4.84A_b}{pl_s}\frac{f_{yl}}{f_{yj}} \qquad (3.78)$$

où f_{yj} est la limite élastique des armatures transversales de la chemise.

Mander et al.(1988) conseillent de prendre une épaisseur de béton d'au moins 1/6 de la longueur de la face de la section à renforcer. Cette recommandation est nécessaire pour confiner efficacement la région centrale de cette face.

3.3.2.2.3 Chemise en matériaux composites

Le renforcement des barres de recouvrement avec une chemise en matériaux composites suit les mêmes principes et équations que ceux utilisés pour une chemise en acier. Cependant, à cause du faible module d'élasticité des matériaux composites, surtout pour les fibres de verre, la capacité en effort de confinement de la chemise pour une déformation de dilatation de 0.0015 est réduite. Une épaisseur de la chemise plus importante est alors nécessaire. Une alternative est de fournir un degré de confinement actif. Cet technique est réalisée soit en tendant la chemise lors de la mise en place sur le poteau existant soit en injectant un coulis de ciment entre la chemise et le poteau. Dans de tel cas, l'épaisseur de la chemise requise dépend du niveau de confinement actif f_a fourni par la précontrainte de la chemise. La Figure 3.29 représente l'équilibre des forces latérales dû au confinement actif/passif de la chemise.

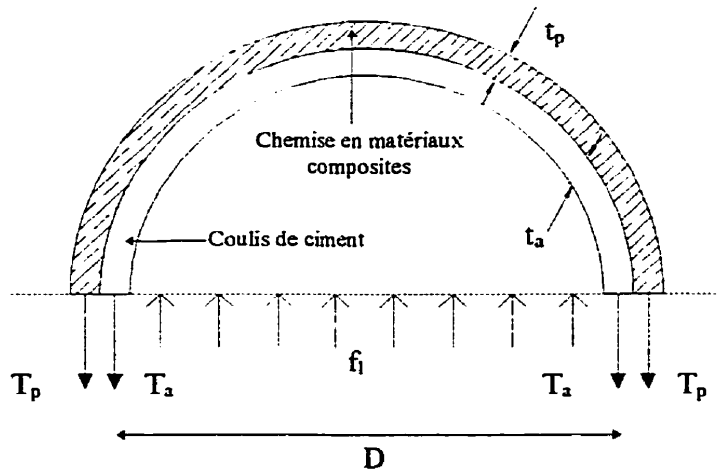


Figure 3.29 : Confinement actif/passif d'un poteau circulaire par une chemise en matériaux composites

On a alors en équilibrant les forces: $2\left(T_a + T_p\right) = f_l D$ (3.79)

avec $T_a = t_a E_{sj} 0.0015 + \frac{f_a D}{2}$ (3.80)

où f_a est l'effort de confinement actif, après pertes, fourni par la chemise précontrainte.

On adopte en général une perte de 20% soit $f_a = 0.8 f_p$

et $T_p = t_p E_{sj} 0.0015$ (3.81)

l'épaisseur de la chemise requise est alors:

$$t_j = t_a + t_p = \frac{D}{2E_{sj}0.0015}\left(\frac{1.21 A_b f_{yl}}{p l_s} - f_a\right) \quad (3.82)$$

Bien que cette approche soit efficace, il est conseillé de l'appliquer seulement lorsque on a une bonne connaissance du comportement à long terme de la chemise sous un effort soutenu. En effet, la résistance de la plupart des matériaux composites se dégradent sous des effort soutenus et donc il est important que le degré de précontrainte (actif ou passif) dans la chemise ne soit pas trop élevé. En l'absence de ces informations, il est recommandé quand la composante du confinement actif est prépondérante de ne pas dépasser 25% de la résistance ultime en traction pour l'effort induit dans la chemise.

$$f_{ja} = \frac{f_a D}{2t_a} \leq 0.25 f_{uj} \quad (3.83)$$

La procédure a suivre pour la conception de ce type de chemise est:

1. déterminer à l'aide de l'équation (3.72) l'effort de confinement latéral, f_l, à fournir au poteau;
2. choisir une épaisseur de chemise active, t_a, et un effort de confinement actif, f_a, en vérifiant que l'effort induit par la pression de la précontrainte vérifie l'équation (3.83);
3. déterminer l'épaisseur totale requise avec l'équation (3.82).

Pour un poteau de section rectangulaire, il est recommandé d'opter pour une chemise elliptique par rapport à une chemise rectangulaire afin de fournir un effort de confinement efficace. On utilise les mêmes équations en considérant comme pour les chemises en acier un diamètre équivalent $D = 2R_e$.

3.3.2.2.4 Hauteur du renforcement pour le confinement

Quand le renforcement est réalisé seulement pour éviter un mode de rupture par glissement des barres de recouvrement, il n'est pas nécessaire d'augmenter la hauteur du renforcement au delà de la longueur de recouvrement. Cette condition n'a lieu que dans le cas ou cette zone de recouvrement ne se situe pas dans la région de rotule plastique potentiel. Dans le cas d'un poteau-semelle, ces régions sont généralement confondues et donc doivent être vérifiées vis à vis du manque de ductilité et de résistance en flexion. Le confinement à fournir sera alors gouverné par la condition sur l'épaisseur et la hauteur de la chemise la plus critique. Comme pour l'amélioration du confinement pour une ductilité en flexion, il faut s'assurer que la marge de la résistance en cisaillement de tout le poteau est suffisante.

3.3.2.2.5 Longueur de recouvrement minimum

Il est évident que pour une longueur de recouvrement trop courte, l'effort de serrage effectif fourni par une chemise ne pourra pas empêcher le glissement des armatures de recouvrement. Le mécanisme de rupture sera alors un éclatement de béton enrobant les armatures et la formation d'une surface de rupture.

Dans ces circonstances, selon Priestley et al. (1996), l'effet bénéfique du confinement est

maximum quand la longueur de recouvrement $l_s \geq \frac{0.3 d_b f_{ya}}{\sqrt{f'_{ca}}}$ mm (MPa).

Pour une longueur de recouvrement plus courte, la capacité en flexion sera réduite proportionnellement. À cause de l'effort de serrage soutenu de la chemise, on peut supposer que la capacité réduite en flexion à l'amorce du glissement se dégradera moins rapidement sous des réponses cycliques que pour le poteau non renforcé.

La Figure 3.30 illustre l'organigramme de dimensionnement d'un renforcement vis à vis d'un manque de résistance en flexion. Ce renforcement concerne les poteaux ferraillés avec des armatures de chevauchement dans des zones comme les rotules plastiques. Le calcul du renforcement est présenté pour les trois matériaux les plus couramment utilisés pour les chemises.

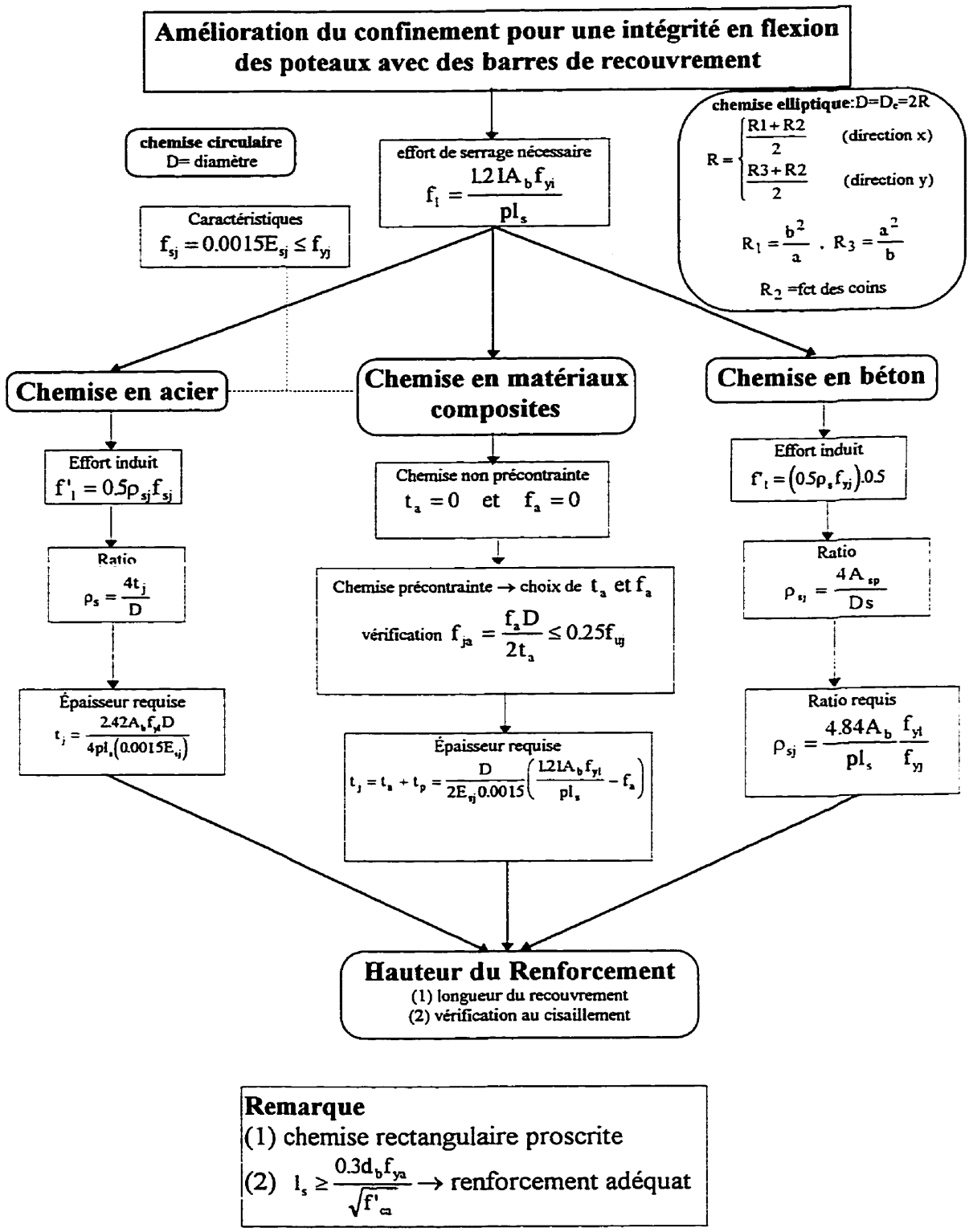


Figure 3.30 : Organigramme pour un manque de résistance en flexion

3.3.2.3 Amélioration de la résistance au cisaillement

Si l'analyse menée avec les principes présentés dans le cadre de l'évaluation indique la nécessité d'un renforcement vis à vis du cisaillement, la contribution au cisaillement requise, V_{sj}, que doit fournir la chemise est:

$$\phi_s V_{sj} \geq V^o - \phi_s \left[V_c + V_s + V_p \right] \tag{3.84}$$

où V^o est l'effort tranchant maximum possible, correspondant au développement du surplus de capacité de la rotule plastique. Pour se prémunir du mode de rupture fragile en cisaillement, Priestley et al.(1996) recommandent d'adopter une valeur de $\phi_s = 0.7$ pour le dimensionnement de la chemise.

3.3.2.3.1 Chemise en acier

La résistance au cisaillement d'une chemise en acier passive est estimée par une analogie avec un ferraillage d'armatures transversales. La chemise est considérée comme une répartition de frettes de section $A_h = t_j$ espacées tous les $s = 1$. Ce conservatisme dans le calcul ignore la résistance additionnelle transmise par le flux de cisaillement induit dans la membrane de la chemise. L'équation (3.42) devient alors:

$$V_{sj} = \frac{\pi}{2} t_j f_{yj} D \cot\theta \tag{3.85}$$

L'épaisseur alors requise pour renforcer la section vis à vis d'une rupture fragile au cisaillement est:

$$t_j \geq \frac{V^o / \phi_s - \left(V_c + V_s + V_p \right)}{0.5\pi f_{yj} D \cot\theta} \tag{3.86}$$

Dans tous les cas, il est nécessaire de vérifier que la contrainte de cisaillement dans le béton, V^o / A_e, après renforcement ne dépasse pas la limite de $0.2f'_{ca}$.

On effectue une analogie identique pour déterminer l'amélioration de la résistance au cisaillement d'un poteau de section rectangulaire renforcé par une chemise rectangulaire.

$$V_{sj} = 2t_j f_{yj} h \cot\theta \qquad (3.87)$$

où h est la dimension du poteau parallèle à l'effort de cisaillement.

L'épaisseur requise est alors:

$$t_j \geq \frac{V^o / \phi_s - \left(V_c + V_s + V_p\right)}{2 f_{yj} h \cot\theta} \qquad (3.88)$$

Cependant, la mise en place de chemises rectangulaires sur des poteaux de ponts cause de sérieux problèmes. Si la chemise est collée sur la surface du poteau avec une résine à base d'epoxy il faut que le procédé soit exécuté face par face afin d'assurer un bon contact entre le poteau et la chemise. Afin d'assurer l'unité de la chemise rectangulaire, les angles sont boulonnés ou soudés. Il n'est pas recommandé d'injecter un coulis dans le vide entre la chemise et le poteau comme pour les sections circulaires. En effet, même sous de faible pression, cela causerait un bombement excessif de chaque face de la chemise en acier.

De plus, les chemises en acier rectangulaire ne fournissent pas une efficacité maximum dans le cadre d'un renforcement pour une demande en ductilité, renforcement qui va de pair avec celui pour l'amélioration de la capacité en cisaillement.

Pour ces multiples raisons, les renforcements avec des chemises en acier rectangulaires sont rarement utilisés pour les poteaux de ponts. Par contre, comme il a été déjà mentionné, on rencontre ce type de renforcement au cisaillement pour les poteaux trapus de bâtiment, moins concernés par le problème du manque de ductilité flexionnelle.

La chemise elliptique pour le renforcement d'un poteau rectangulaire est plus apte à améliorer son comportement au cisaillement, comme elle est aussi pour augmenter la ductilité. Pour ces chemises elliptiques, l'amélioration de la résistance au cisaillement est évaluée en considérant l'équilibre des forces parallèles qui s'opposent à l'effort tranchant repris par le poteau. On considère que la chemise est équivalente à une série d'armatures

de forme elliptique réparties verticalement. La résistance au cisaillement est calculée en faisant travailler ces armatures à leur limite élastique. Selon les directions considérées, la capacité totale en cisaillement de la chemise est:

$$V_{sj} = \begin{cases} 2f_{yj}t_jD_j\left[1-(1-\frac{\pi}{4})\frac{B_j}{D_j}\right]\cot\theta & [a] \\ 2f_{yj}t_jB_j\left[1-\left(1-\frac{\pi}{4}\right)\frac{D_j}{B_j}\right]\cot\theta & [b] \end{cases} \qquad (3.89)$$

où B_j et D_j sont la petite et la grande dimension, respectivement, de la chemise elliptique. La contribution est calculée en considérant la direction parallèle au chargement. Pour un chargement dans la direction de la petite dimension de l'ellipse, on prend l'équation [3.89 b] et dans la direction de la grande dimension l'équation [3.89 a]. Les chemises en acier ont prouvé à travers de nombreux essais qu'elles étaient très efficace pour le renforcement des poteaux au cisaillement.

3.3.2.3.2 Chemise en béton

Les armatures transversales nécessaires pour une amélioration au cisaillement avec une chemise en béton se calculent selon les principes du dimensionnement des nouveaux poteaux en tenant compte des recommandations des codes parasismiques.

Cependant, à cause de la possibilité de glissement entre le béton de la section initiale et celui de la chemise, on ne considère dans la contribution des armatures que la part des armatures transversales mis en place dans la chemise. La dimension D' à prendre en considération dans la formule (3.42) doit être égale à la distance centre à centre des armatures transversales de la chemise, parallèle à l'effort tranchant.

3.3.2.3.3 Chemise en matériaux composites

Les chemises en matériaux composites comme celles en acier ont prouvé leur efficacité dans le renforcement des poteaux. Elles améliorent la résistance au cisaillement et évitent aux poteaux un mode de rupture fragile.

Les équations pour calculer la contribution de la chemise doivent être modifiées du fait que les matériaux composites ne possèdent pas de limite élastique. Il n'est pas recommandé de considérer la résistance ultime de la chemise, f_{uj}, car cela induirait de larges déformations de dilatation. Celles-ci entraîneraient une dégradation des forces de cohésion inter-granulaire qui ne permettrait plus au poteau de reprendre un surplus de déplacement. En conséquence, pour se prémunir de toutes ruptures fragiles et assurer une protection adéquate, on adopte (Priestley et al.,1996) un niveau de déformation pour les matériaux composites de la chemise équivalant à $\varepsilon_j = 0.004$.

Les équations (3.86) et (3.88) sont alors reformulées pour une valeur égale à $f_{yj} = 0.004Ej$ .On a donc pour une chemise rectangulaire:

$$t_j \geq \frac{V^\circ / \phi_s - \left(V_c + V_s + V_p\right)}{0.008E_j h \cot\theta} \qquad (3.90)$$

3.3.2.3.4 Hauteur du renforcement

Comme il a été mentionné dans la section 3.2.3.1, la région plastique sur laquelle la réduction de la contribution du béton au mécanisme de cisaillement doit être prise en compte est de 2D ou 2h selon la section considérée (circulaire ou rectangulaire).
À l'intérieur de cette zone, l'épaisseur de la chemise requise doit être plus importante que dans les régions plus éloignées de la section critique où l'entière capacité du béton doit

être assumée. Donc, la hauteur du renforcement doit être de 2D ou 2h de sorte que le reste du poteau soit capable de résister à l'effort tranchant induit par la résistance en flexion de la rotule plastique.

La Figure 3.31 illustre l'organigramme de dimensionnement d'un renforcement vis à vis d'un manque de résistance au cisaillement. Le calcul du renforcement est présenté pour les trois matériaux les plus couramment utilisés pour les chemises.

Le Chapitre 4 illustre ces procédures d'évaluation et de renforcement sur un exemple concret. Les trois modes de ruptures seront analysés et le renforcement sera effectué avec les trois matériaux courants (béton, acier, matériaux composites). Le poteau étudié dans ce chapitre sera par la suite testé lors d'un programme expérimental concernant cinq spécimens à échelle réduite.

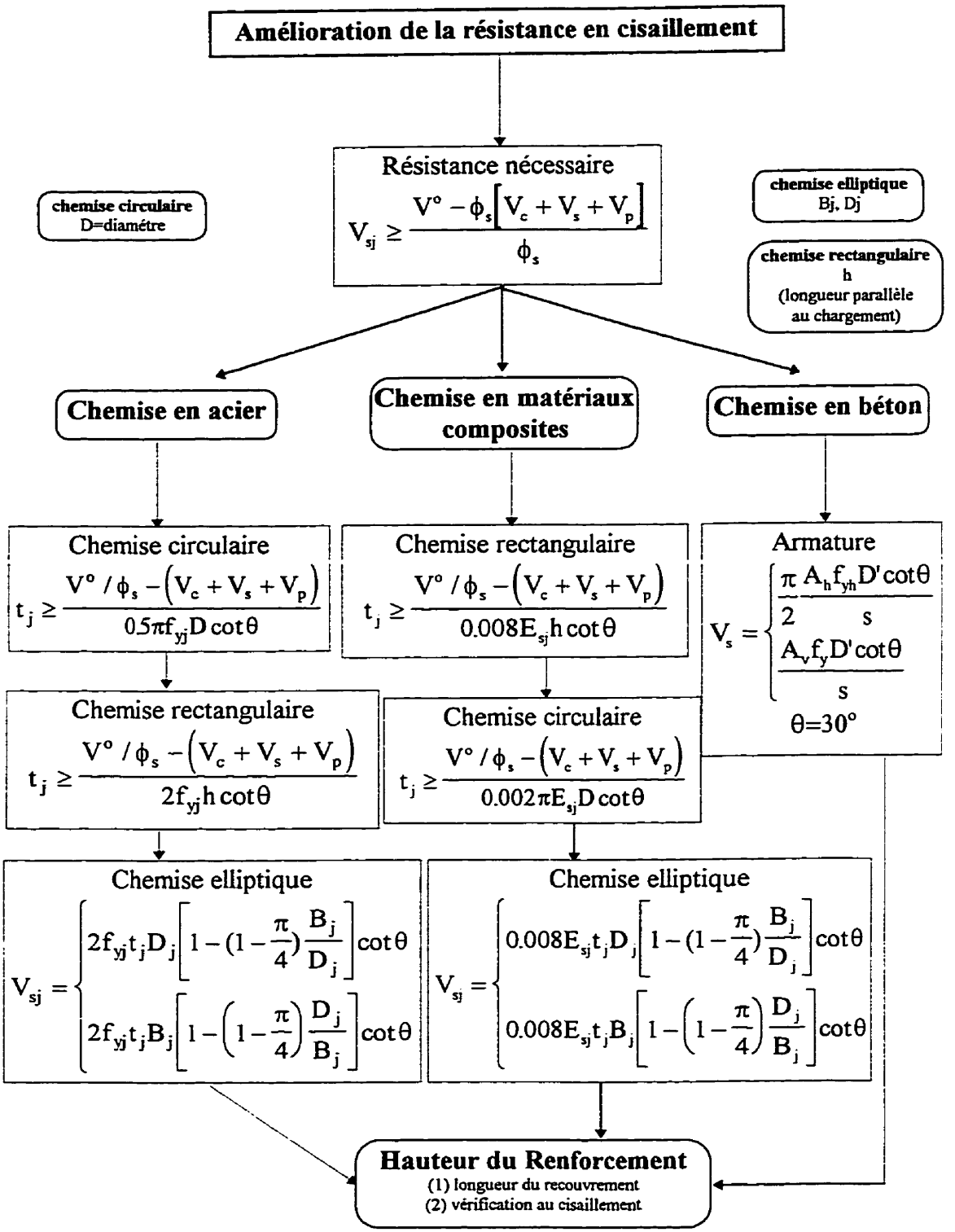


Figure 3.31 : Organigramme pour un manque de résistance en cisaillement

3.3.3 Considérations sur la rigidité

L'ajout d'une chemise sur un poteau augmente la rigidité de la semelle. Un poteau renforcé sur une partie ou la totalité de sa hauteur sera alors plus sollicité dans le domaine élastique que ce même poteau avec sa section initiale.

Le surplus de rigidité est fonction du matériau utilisé pour la chemise, de la forme initiale de la section et des caractéristiques géométriques (section, hauteur, épaisseur) du renforcement.

À titre d'indication, on peut considérer les valeurs fournies par Priestley (1996) et résumées au Tableau 3.7. La rigidité fournit par les chemises en béton varient considérablement selon la hauteur, l'épaisseur et le rapport d'armatures longitudinales de la chemise.

Tableau 3.7 : Amélioration de la rigidité (%) du poteau à leur limite élastique dû au renforcement (adapté de Priestley et al., 1996)

Type de renforcement	*Chemise en acier*	*Chemise en béton*	*Chemise en matériaux composites*
poteau circulaire			
• renforcement de la rotule plastique (sur une hauteur partielle du poteau)	10-20	20-50	0-5
• renforcement au cisaillement (sur toute la hauteur du poteau)	20-40	25-75	0-5
poteau rectangulaire	*chemise elliptique*		*chemise rectangulaire*
• renforcement de la rotule plastique (sur une hauteur partielle du poteau)	20-40	20-50	0-10
• renforcement au cisaillement (sur toute la hauteur du poteau)	40-70	25-75	0-5

3.3.4 Réparations des poteaux endommagés

La méthode de renforcement par une chemise pour un poteau présentée dans ce chapitre peut s'appliquer dans le cadre d'une réparation d'un poteau endommagé lors d'un séisme modéré. Toutefois, un certain jugement est nécessaire pour évaluer le degré des dommages et estimer la pertinence de renforcer le poteau.

Les essais ont indiqué que ni l'éclatement du béton d'enrobage, ni la plasticité de certaines armatures longitudinales ou transversales sont des obstacles au renforcement. Cependant, si on observe au vu des dommages que les armatures ont atteint la rupture ou ont flambées ou même atteint une déformation significative, il est préférable de remplacer le poteau au lieu de le renforcer. Il en est de même si le noyau de béton présente de larges fissures ou des zones d'éclatement.

Avec ces dispositions, les poteaux précédemment endommagés et ensuite renforcés ont, à travers d'essais, montré une bonne performance. La réponse de ces poteaux indique une réduction de l'énergie de dissipation par rapport à la réponse du même poteau renforcé mais non initialement endommagé. Les poteaux réparés sont capables d'atteindre leur résistance en flexion théorique pour de larges déplacements sans une dégradation importante de leur résistance.

Pour un poteau qui nécessite une réparation à cause de sa vulnérabilité au cisaillement, il est préférable dans le dimensionnement de la chemise requise de considérer que la contribution du béton et de l'acier dans la résistance au cisaillement est inefficace. La capacité au cisaillement du poteau dépend seulement alors de la contribution de la chemise $\left(V_j\right)$ et de la charge axiale $\left(V_p\right)$.

CHAPITRE 4
ÉVALUATION ET RENFORCEMENT D'UNE PILE EXISTANTE

Le cheminement de la procédure d'évaluation de la réponse sismique d'une pile de pont et le renforcement en fonction des trois matériaux discutés précédemment (béton, acier, matériaux composites) sont présentés dans ce chapitre. Les équations et les principes présentés au Chapitre 3 sont illustrés sur un cas concret. Le poteau étudié correspond aux piles d'un pont existant dans la région de Montréal.

4.1 Évaluation de la pile

La pile présentée dans ce chapitre a été testée sur des modèles à échelle réduite au Laboratoire de Structure de Polytechnique. Le champ de cette partie expérimentale a concerné cinq spécimens : le premier représentant la section initiale a permis d'évaluer le comportement et les quatre autres spécimens renforcés ont fourni des informations sur l'efficacité d'un renforcement avec une chemise en acier.

Tous les détails des modèles (géométrie, ferraillage) ont été respectés en considérant un facteur d'échelle sur les caractéristiques du poteau prototype. La faisabilité au niveau de la capacité de chargement a conduit à réaliser un modèle à échelle réduite de 3.65. L'analyse dimensionnelle qui a permis d'établir les facteurs d'échelle entre le modèle et le prototype pour mesurer un phénomène analogue est présentée au Chapitre 5. Le Chapitre 6 détaille plus rigoureusement la partie expérimentale.

Dans cette partie expérimentale du mémoire les résultats des essais sont comparés avec ceux obtenus par l'analyse théorique présentée dans ce chapitre. Dans le but d'une meilleure comparaison, les propriétés des matériaux nécessaires pour l'évaluation

théorique sont déterminées par les différents tests à la rupture sur l'acier des armatures et sur le béton. Ces tests ont été effectués lors de la conception du modèle et réalisés par Holleran (1998).

4.1.1 Caractéristiques du poteau

4.1.1.1 Plan de ferraillage

La pile sélectionnée dans ce projet correspond à une pile d'un pont existant dans la région de Montréal. La pile, illustrée à la Figure 4.1, comporte une semelle à la base et une poutre de transfert au sommet du poteau où repose le tablier du pont. Le géométrie du poteau consiste en une section rectangulaire ($1320 \times 813 mm^2$) comportant une rainure sur l'une des faces. Cette rainure permet de placer les conduits de drainage du tablier. Le ferraillage du poteau comporte des armatures de recouvrement #11 (ϕ=35.8 mm), ancrés à 90° dans la semelle, qui sont réparties sur la section du poteau sur une longueur de recouvrement de 914 mm. Le reste du poteau est ferraillé avec des armatures longitudinales #11 (ϕ=35.8 mm). Les armatures transversales sont constituées d'une série de trois frettes #4 (ϕ=12.7 mm) espacées tous les 305 mm sur toute la hauteur du poteau. Le détail du ferraillage de ce poteau est similaire à la conception typique prévalant avant 1970. Les caractéristiques du ferraillage d'armatures longitudinales et transversales de la pile sont résumées au Tableau 4.1.

L'étude du comportement sismique de cette pile est réalisée dans la direction de la plus faible inertie de la section, soit de la flexion selon l'axe X (Figure 4.1). L'étude de la pile dans cette direction considère un séisme dans la direction transversale de l'axe de l'ouvrage. On utilise pour la charge axiale une valeur de P=1600 kN, correspondant à la charge morte du tablier et des superstructures reprise par chaque pile. Les caractéristiques géométriques de la section sont fournies au Tableau 4.2.

On peut noter que le faible ratio d'armatures transversales (0.0042) laisse envisager un comportement médiocre du poteau à cause d'un confinement inadéquat pour un bon comportement vis à vis d'une demande importante de déplacement inélastique. En effet, les résultats antérieurs de Priestley et al. (1986) ont montré que pour obtenir un comportement stable des boucles d'hystérésis jusqu'à une ductilité de 6, le poteau devait avoir au moins un ratio de $0.005 \leq \rho_h \leq 0.03$.

Tableau 4.1 : Caractéristiques du ferraillage du poteau

Désignation	Diamètre (mm)	Longueur (mm)	Section (mm^2)	Quantité
1.longitudinale #11	35.8	6000	1006.6	33
2.recouvrement #11	35.8	ls=914	1006.6	29
3.longitudinale #8	25.4	6000	506.7	2
4.transversale #4	12.7	3414	126.6	s=305 mm
5.transversale #4	12.7	2438	126.6	s=305 mm

Tableau 4.2 : Caractéristiques géométriques de la section

Paramètres	Poteau
Dimensions	813*1320
Section brute : $A_g(m^2)$	0.98
Centre de gravité Y_G (m)*	0.43
Inertie : $I_x(m^4)$*	0.05185
Charge axiale : P (kN) $P/A_g f_c'$	1600 0.047
Ratio armature longitudinale**	6.27 %
Ratio armature transversale**	0.42 %
Ratio de cisaillement : a/d***	3.7

* les axes sont en accord avec la coupe A-A de la Figure 4.1

** le calcul du ratio ρ_h est réalisée ci -dessous

*** portée de l'effort tranchant / profondeur

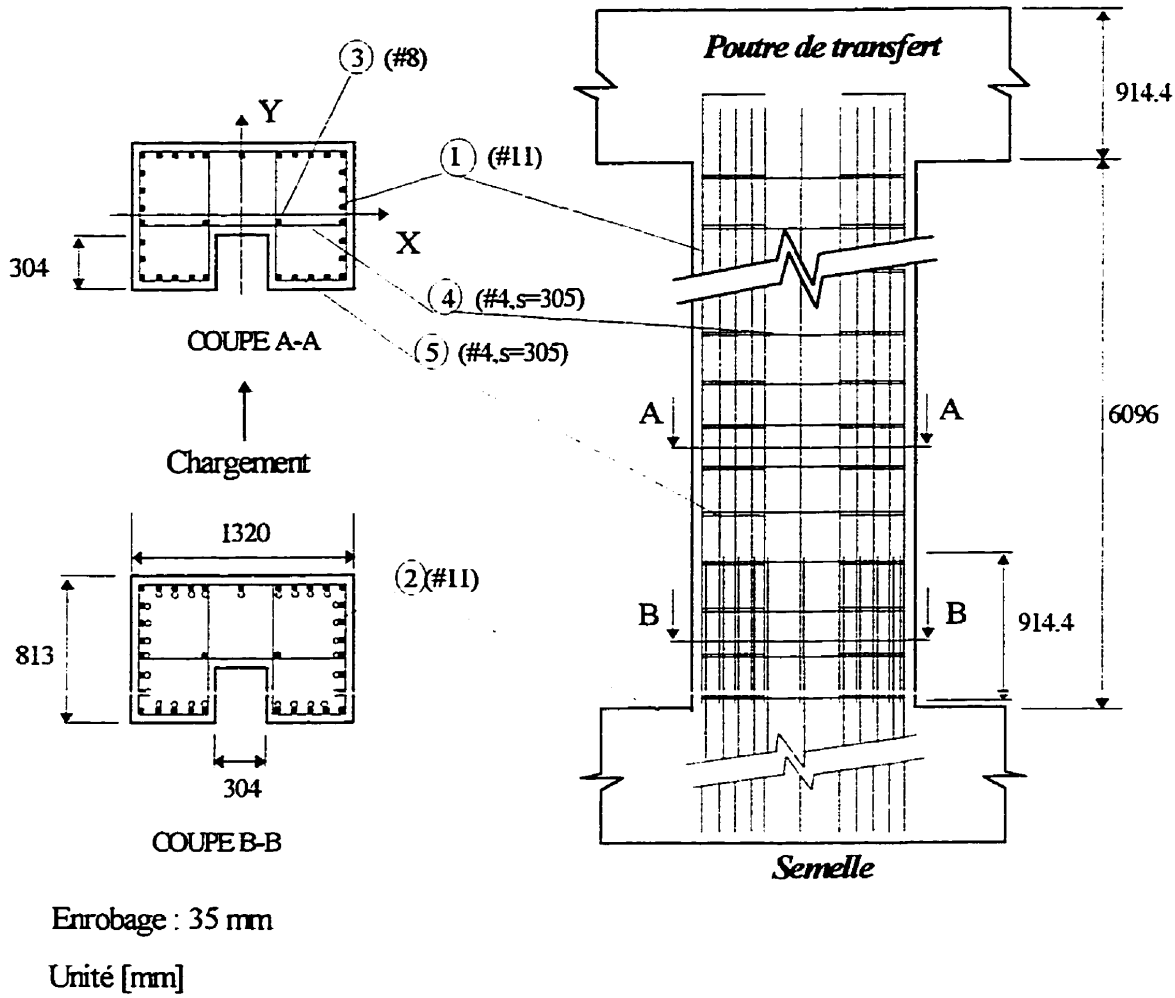


Figure 4.1 : Ferraillage du prototype de la section initiale

4.1.1.2 Modélisation du poteau

La Figure 4.1 montre que la pile comporte comme condition d'appui une semelle et une poutre de transfert à ses deux extrémités. En première approximation, sans considérer la flexibilité de la semelle, on peut donc assimiler la pile comme un poteau bi-encastré à cause de ses conditions frontières. Lors d'un séisme, le mouvement du sol va engendrer un déplacement opposé des appuis rigides par rapport à l'axe du poteau. Les conditions d'appuis encastrées-encastrées vont entraîner, lors des déplacements d'appuis, un point

d'inflexion à mi-hauteur. Les sollicitations générées, moment fléchissant et effort tranchant, sont illustrées à la Figure 4.2.

Lors des déplacements d'appuis, la demande en rotation du poteau se situe dans deux zones de rotule plastique potentielles comme l'illustre la Figure 4.2. La première région se situe à la base du poteau dans la zone de recouvrement. La deuxième région susceptible de plastifier se situe au sommet du poteau.

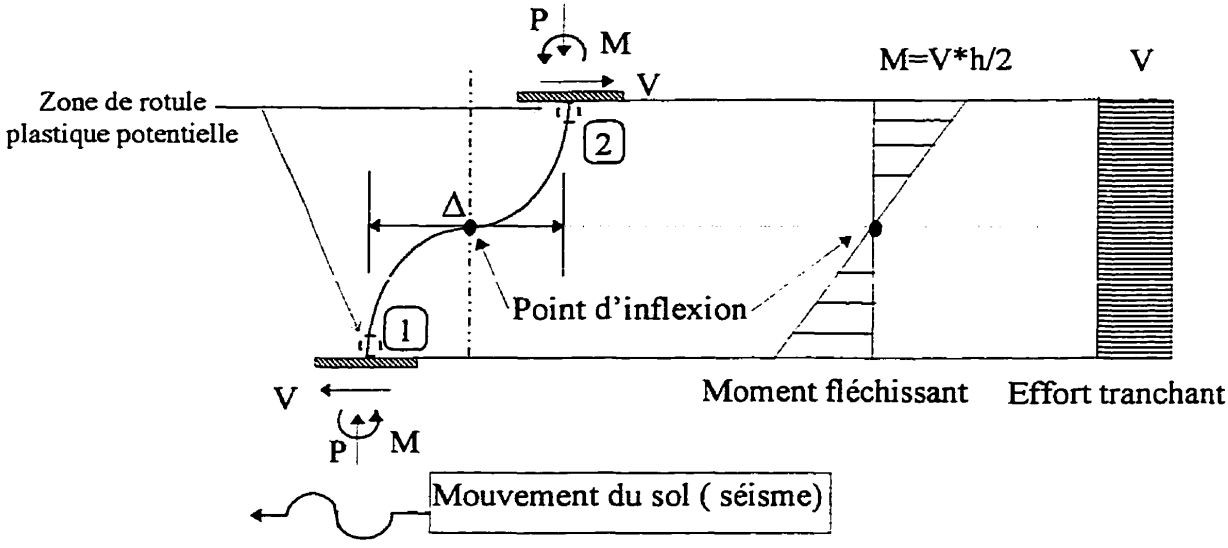


Figure 4.2 : Modélisation de la pile comme un poteau bi-encastré

La modélisation de la pile est alors réalisée que sur la mi-hauteur de la pile en considérant un poteau en porte à faux de 3046 mm de hauteur. Cependant les comportements des deux zones de rotule plastique potentielles ne seront pas similaires car le ferraillage est différent. Les différentes études sur les poteaux avec des armatures de recouvrement ont montré que le comportement était régi en général par le mécanisme de glissement des armatures. De plus, le ratio de cisaillement de 3.7 (rapport de la hauteur du porte-à-faux sur la profondeur de la section) est supérieur à 2.5. Selon Bett et al. (1987) un ratio inférieur à 2.5 est significatif d'un comportement prédominé par le cisaillement. Ces commentaires laissent envisager une prédisposition à un glissement des armatures à la

base du poteau pour la zone de rotule plastique No.1.

Par contre au sommet du poteau, le comportement de la zone de rotule plastique No.2 sera gouverné soit par un manque de ductilité en flexion ou un manque de résistance en cisaillement. Comme il a déjà été mentionné, le ratio de cisaillement laisse envisager plutôt une rupture en flexion qu'une rupture en cisaillement. De plus, le faible ratio de la charge axiale permet de croire à une capacité en ductilité importante.

4.1.1.3 Propriétés des matériaux

On détermine les caractéristiques mécaniques (déformation, résistance) des matériaux en considérant leurs propriétés non pondérées. Pour le béton, il est nécessaire de bien différencier la section non confinée correspondant au béton d'enrobage et le noyau de béton confiné par les armatures transversales.

Acier

Les essais de traction sur l'acier des armatures du modèle ont été effectués par Holleran (1998) et résumés dans son mémoire. Les caractéristiques mécaniques sont indiquées au Tableau 4.3.

Pour les armatures transversales, on assume une déformation ultime : $\varepsilon_{su} = 0.12$.

Pour les armatures longitudinales, on assume la courbe contrainte-déformation de la Figure 4.3 avec des déformations caractéristiques de l'acier : $\varepsilon_{sh} = 0.008$ pour la déformation finale du palier plastique et $\varepsilon_{su} = 0.16$ pour la déformation ultime d'écrouissage. Sur le plateau d'écrouissage la relation est fournie par l'équation définie au Chapitre 3 :

$$f_s = 451\left[1.536 - 0.536\left(\frac{0.16-\varepsilon_s}{0.152}\right)^2\right]$$

Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques des armatures du modèle

	armatures transversales	**armatures longitudinales**
limite élastique	$f_{yh} = 323\,\text{MPa}$	$f_y = 451\,\text{MPa}$
limite à la rupture	$f_u = 440\,\text{MPa}$	$f_{su} = 693\,\text{MPa}$

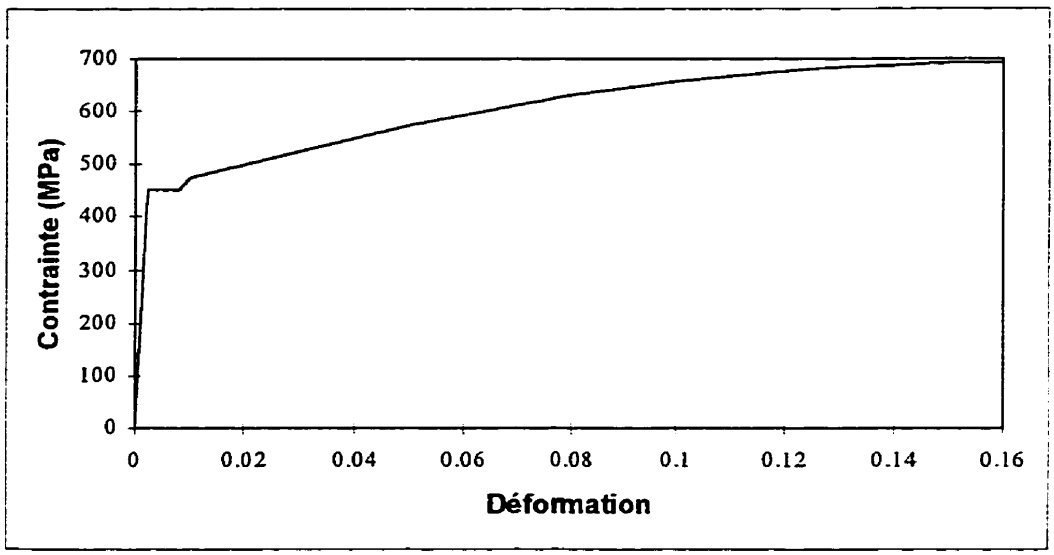


Figure 4.3 : Relation contrainte déformation pour l'acier longitudinal

Béton

On assume une déformation ultime du béton d'enrobage de $\varepsilon_c = 0.004$. Les essais de compression sur les éprouvettes de béton fournissent une résistance moyenne en compression à 28 jours de $f'_c = 35\,\text{MPa}$.

4.1.2 Calcul du confinement

Pour estimer les caractéristiques intrinsèques de la section du béton il est nécessaire de déterminer l'effort latéral effectif de confinement. La pression latérale efficace de confinement équivaut à $f'_l = f_l k_e$ où f_l correspond à la pression latérale due aux armatures transversales, assumée répartie uniformément sur toute la surface du noyau de béton. Le coefficient d'efficacité k_e est estimé par les relations fournies par Mander et al. (1989). La non symétrie de la section ne permet pas de considérer la valeur de 0.75 suggérée par Priestley et al. (1996) car elle est surestimée pour cette géométrie. Les auteurs ont proposé un coefficient d'efficacité, k_e, basé sur l'effet de voûte qui se produit entre les armatures transversales, pour estimer l'action de confinement du ferraillage transversal sur le noyau de béton. Cet effet agit dans les deux directions comme indiqué aux Figures 4.4 et 4.5. En élévation, l'espacement des armatures transversales est un paramètre important sur l'aire effective du béton confiné.

Coefficient d'efficacité de confinement

Le coefficient d'efficacité du confinement est défini comme:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

où l'aire effective du noyau de béton confiné, A_e, est déterminée en considérant l'effet de voûte induit entre les armatures transversales lors de l'expansion du béton. L'aire du noyau de béton compris entre les lignes moyennes des armatures transversales, A_{cc}, est égale à:

$$A_{cc} = A_c(1-\rho_{cc})$$

avec l'aire du noyau de béton, A_c, et le ratio des armatures longitudinales sur le noyau de béton, ρ_{cc}.

Pour la détermination de A_e, on assume que l'effet de voûte agit sous la forme d'une

parabole avec une pente tangente initiale de 45°. L'effet de voûte a lieu entre les armatures longitudinales en plan (Figure 4.4) et entre l'espacement des armatures transversales en élévation (Figure 4.5). On obtient l'aire effective confinée, A_e, en soustrayant les aires des paraboles contenant le béton non confiné.

En plan, l'aire du noyau de béton non confiné, A_i, est obtenue à partir de la distance, w_i, entre les armatures longitudinales. L'aire totale, A_i, à considérer en plan au niveau d'une armature transversale est égale pour un nombre n d'espacement d'armatures longitudinales.

$$A_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{w^2{}_i}{6} \text{ selon la Figure 4.4.}$$

$$A_i = 2 \times \left(1 \times \frac{264^2}{6} + 15 \times \frac{61.6^2}{6} \right) + 2 * \frac{186^2}{6} + \frac{402^2}{6} = 80670.8\,\text{mm}^2$$

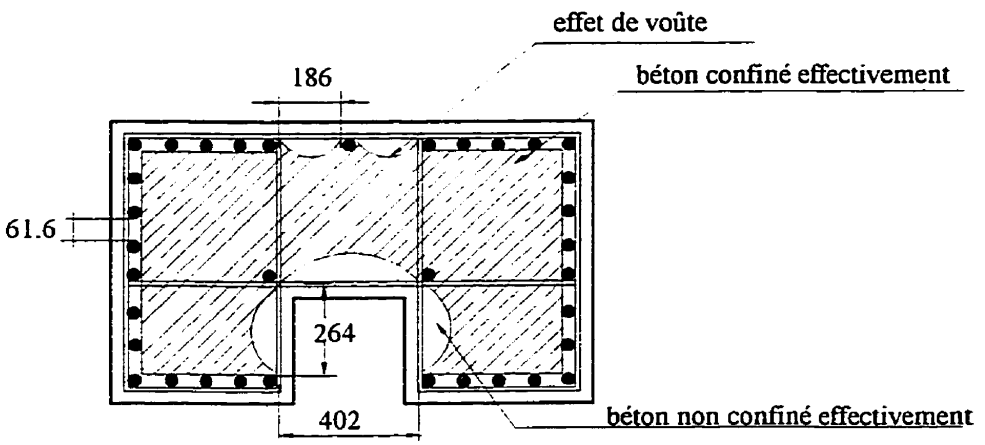


Figure 4.4 : Béton confiné en plan

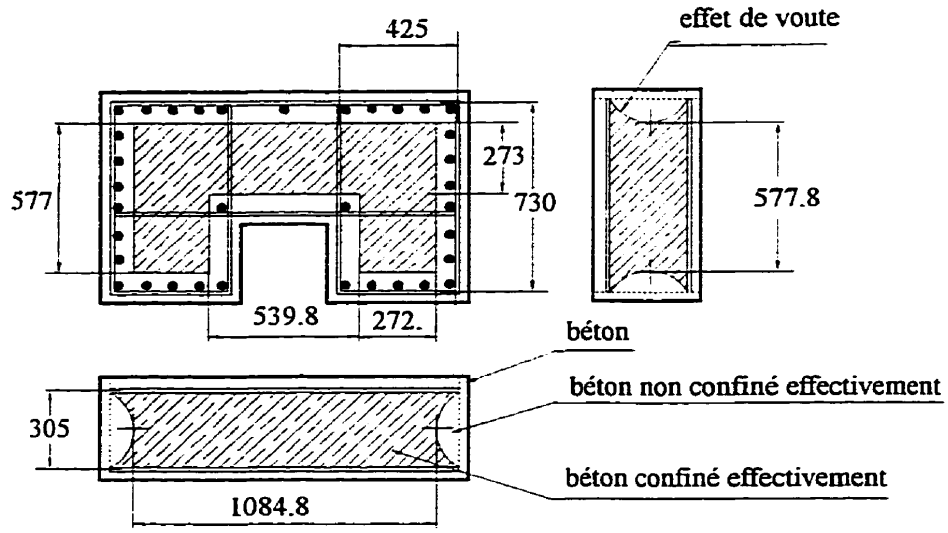


Figure 4.5 : Béton confiné en élévation

En élévation, le noyau de béton effectivement confiné est délimité par un décalage de $s/4$ par rapport à la ligne moyenne des armatures transversales comme l'illustre la Figure 4.5. L'espacement s entre les armatures transversales est égal à 305 mm.

Pour la section étudiée on a:

$$A'_e = (577.8 \times 272.5) \times 2 + 539.8 \times 273.2 = 462374\,\text{mm}^2$$

donc

$$A_e = A'_e - A_i = 462374.36 - 80670.8 = 381703\,\text{mm}^2$$

L'aire du noyau de béton, A_c, est égale à:

$$A_c = (425 \times 730.3) \times 2 + 425.5 \times 387.3 = 785551\,\text{mm}^2$$

Le ratio moyen des armatures longitudinales sur le noyau de béton, ρ_{cc}, équivaut à:

$$\rho_{cc} = \frac{\left(\frac{64+29}{2}\right) \times 1006}{785551.15} = 0.06$$

L'équation de A_{cc} nous donne pour la section , $A_{cc} = 738418\,\text{mm}^2$.

Le coefficient d'efficacité du confinement est alors égal à :

$$k_e = \frac{381703}{738418} = 0.517$$

Le coefficient d'efficacité, k_e, estimé par une approche mécanique est inférieure à la valeur adoptée de 0.75 par Priestley et al.(1996) pour une section rectangulaire. Dans notre cas, la rainure du coté Est a pour tendance d'accroître l'effet de voûte, aussi bien en plan qu'en élévation. À titre de comparaison, pour la même section sans rainure, les calculs auraient fournies une valeur de k_e de l'ordre de 0.72, plus proche de la valeur recommandée.

Ratios d'armatures transversales

Pour une section rectangulaire avec des quantités différentes d'armatures transversales dans les deux directions x et y, le calcul du ratio d'armatures transversales, ρ_x et ρ_y, équivaut à :

$$\rho_x = \frac{A_{sx} \times l_x}{A_c \times s}$$

et

$$\rho_y = \frac{A_{sy} \times l_y}{A_c \times s}$$

où A_{sx} et A_{sy} sont les aires totales des barres transversales dans les directions x et y. Les longueurs l_x et l_y correspondent aux dimensions des frettes transversales dans les directions considérées comme indiquées à la Figure 4.6.

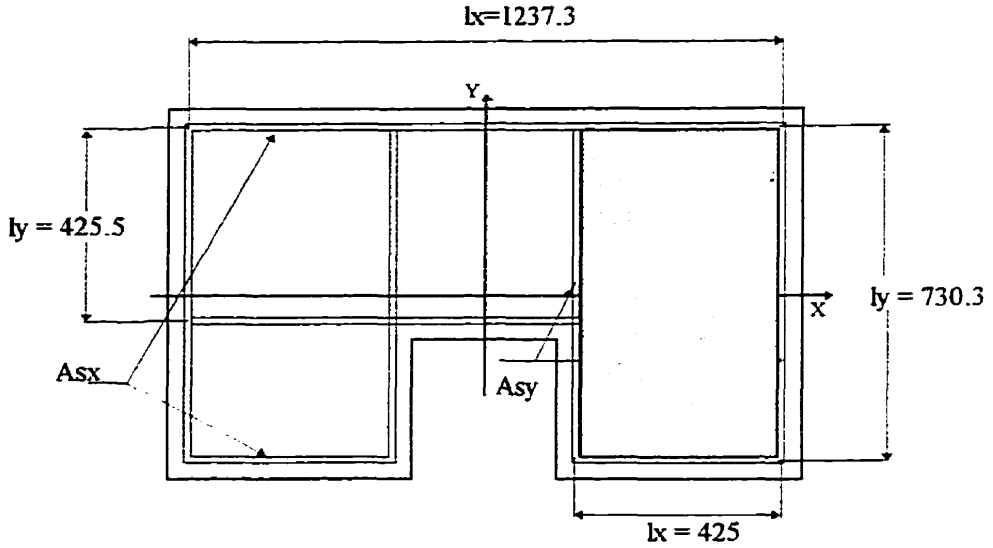


Figure 4.6 : Caractéristiques géométriques des armatures transversales

On obtient alors dans la direction x un ratio d'armatures longitudinales ρ_x.

$$\rho_x = \frac{126.6(1237.3 \times 2 + 4 \times 425)}{305 \times 785551.6} = 0.0022$$

et dans la direction y un ratio d'armatures longitudinales ρ_y.

$$\rho_y = \frac{126.6(425.5 \times 2 + 730.3 \times 4)}{305 \times 785551.6} = 0.002$$

Efforts de confinement effectifs

Selon le degré de confinement fourni par les armatures transversales, on détermine la résistance en compression maximum probable, f'_{cc}, du noyau de béton et la déformation ultime du béton confiné, ε_{cu}, ainsi que la relation contrainte-déformation pour le béton confiné. Ces caractéristiques permettront de déterminer la capacité en flexion ultime de la section de béton et la ductilité du poteau.

Le degré de confinement est estimé en calculant les pressions latérales passives dues aux

armatures transversales lors de l'expansion du béton. Pour une section rectangulaire avec des ratios d'armatures transversales différents dans les deux directions, on a comme pressions latérales effectives.

$$f'_{lx} = K_e \rho_x f_{yh} = 0.517 \times 0.0022 \times 353 = 0.4015 \text{MPa}$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_y f_{yh} = 0.517 \times 0.002 \times 353 = 0.365 \text{MPa}$$

4.1.3 Propriétés du béton confiné

Résistance en compression

La résistance en compression du béton confiné, f'_{cc}. est déterminée à l'aide du modèle développé par Mander et al.(1989). Ce modèle est basé sur un modèle constitutif prenant en compte une surface de résistance ultime spécifique pour des essais de compression multiaxial.

La solution générale, pour un critère de fissures multiaxiales en fonction de deux niveaux différents de confinement latéral, est fourni par l'abaque de Mander et al. (1989) présentée à la Figure 4.7.

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} \text{ est fonction de } \begin{array}{l} \dfrac{f'_{lx}}{f'_c} = \dfrac{0.4015}{35} = 0.011 \\ \dfrac{f'_{ly}}{f'_c} = \dfrac{0.365}{35} = 0.010 \end{array}$$

Selon l'abaque, on obtient un rapport de $\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.06$. En supposant un effort latéral de confinement similaire dans les deux directions, on peut appliquer l'équation fournie pour des sections circulaires. On considère alors un effort latéral de confinement moyen équivalent à: $f'_l = 0.383 \text{MPa}$.

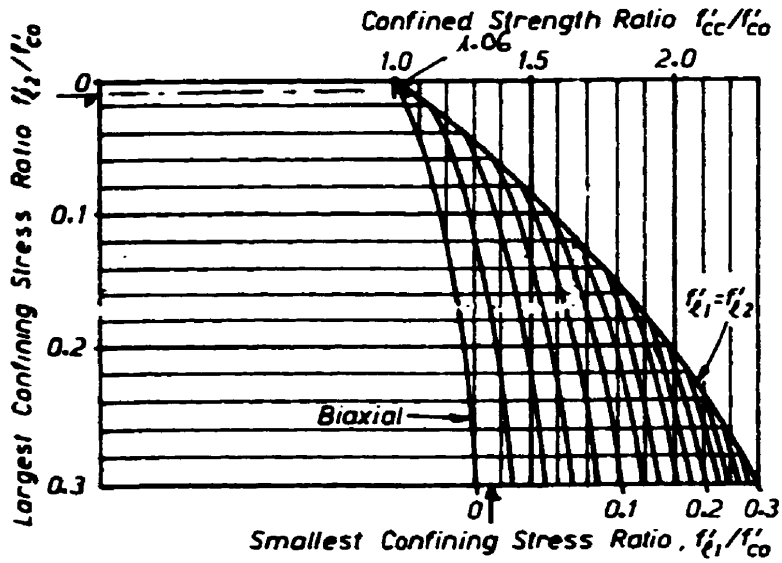


Figure 4.7 : Abaque de Mander et al.(1988) pour un confinement différent dans les deux directions

L'équation nous donne alors un rapport (équation 3.6):

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = (2.254 \times \sqrt{1 + 7.94\frac{0.383}{35}} - 2\frac{0.383}{35} - 1.254) = 1.074$$

Le rapport obtenu est similaire du fait que le degré de confinement est sensiblement identique dans les deux directions. On adopte alors une résistance en compression ultime du béton confiné de $f'_{cc} = 37\,\text{MPa}$.

Déformation ultime

On utilise l'équation (3.4), présentée au chapitre 3, formulée par Mander et al.(1989) pour estimer la déformation ultime du béton confiné, ε_{cu}.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_h f_{yh}\varepsilon_{su}}{f'_{cc}}$$

où ρ_h est le ratio d'armatures transversales de confinement;

Pour une section rectangulaire on prend en général $\rho_h = \rho_x + \rho_y = 0.0042$. Toutefois

dans notre cas, une estimation plus conservatrice est utilisée à cause de la géométrie de la section et du ferraillage des armatures transversales. On considère le ratio d'armatures transversales en considérant la section hachurée de la Figure 4.6. On obtient donc :

$$\rho_h = \frac{126.6 \times (425 + 730.3)}{305 \times (425 + 730.3)} = 0.003$$

La limite élastique des armatures transversales, f_{yh}, est égale à 353 MPa et la déformation ultime en traction de l'acier, ε_{su}, est assumée à 0.12. On obtient une déformation ultime du béton confiné de $\varepsilon_{cu} = 0.0084$ soit 2 fois plus que la déformation du béton d'enrobage.

Courbe contrainte-déformation

La courbe contrainte-déformation pour le béton confiné est déterminée par les relations résumées par Mander et al. (1988), fruit de divers travaux sur le comportement inélastique à la rupture du béton. La déformation du béton confiné, ε_{cc}, correspondant à la résistance en compression maximum, f'_{cc}, est évaluée par la relation (équation 3.8):

$$\varepsilon_{cc} = 0.002\left[1 + 5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right)\right] = 0.00257$$

Les paramètres nécessaires pour la détermination de la relation contrainte-déformation sont :

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{37}{0.00257} = 14397\,\text{MPa}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} = 29600\,\text{MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.9482$$

La courbe contrainte-déformation du béton confiné est donc de la forme:

$$f_c = \frac{f'_{cc}.x.r}{r - 1 + x^r} = \frac{72x}{0.9482 + x^{1.9482}} \text{ avec } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Les courbes contraintes-déformations pour le béton d'enrobage et le noyau de béton confiné sont illustrées à la Figure 4.8 et les caractéristiques sont fournies au Tableau 4.4.

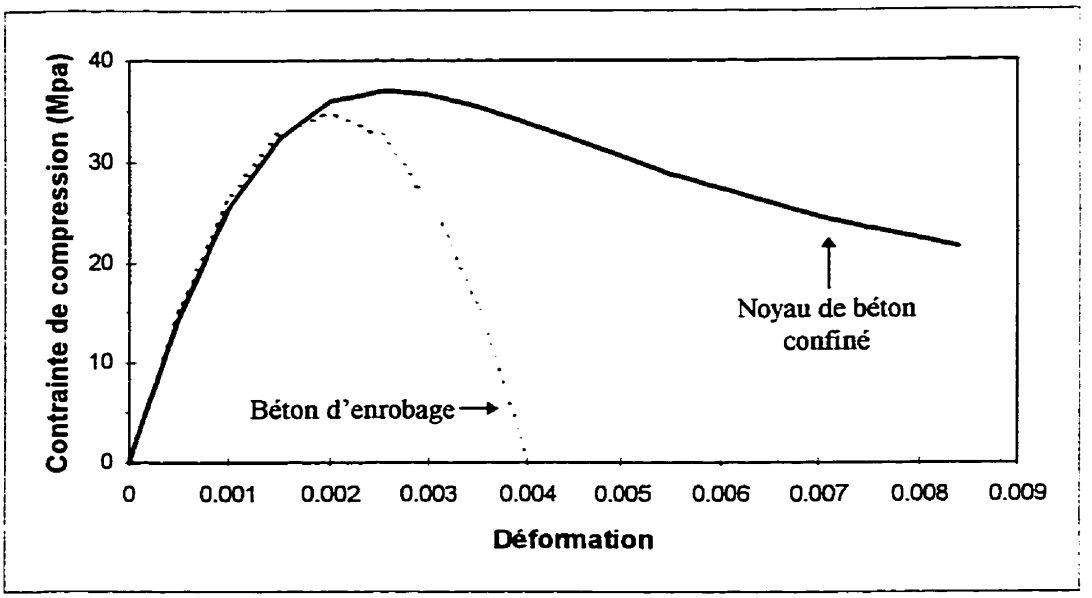


Figure 4.8 : Courbes contraintes-déformations pour le béton confiné selon le modèle de Mander et al. (1988)

Tableau 4.4 : Propriétés des matériaux pour le béton

	Maximum		Ultime	
Type de béton	**Déformation**	**Résistance (MPa)**	**Déformation**	**Résistance (MPa)**
Béton d'enrobage	0.002	35	0.004	0
Béton confiné	0.00257	37	0.0107	17.6

4.2 Réponse en flexion

Comme il a été déjà mentionné en début de chapitre, les comportements à la flexion dans les deux zones de rotule plastique se différencient par la présence d'armatures de recouvrement à la base du poteau. À priori, la zone de rotule plastique No.1 à la base du poteau de la Figure 4.2 se prédispose à un comportement gouverné par un mécanisme de glissement dans la zone de recouvrement qui ne permettra pas au poteau d'atteindre une plastification importante. Ce phénomène entraîne une perte de résistance jusqu'à une limite résiduelle.

Par contre, la zone de rotule plastique No.2 au sommet du poteau peut atteindre sa plastification maximum si la résistance au cisaillement est suffisante.

L'étude des deux zones de rotules plastiques potentielles est réalisée conjointement. La seule nuance entre les deux régions se situent dans la prise en compte des deux caractéristiques flexionnelles en glissement à la base du poteau.

4.2.1 Utilisation du logiciel RESPONSE

Toutes les résistances en flexion sont déterminées par le logiciel RESPONSE développé par Collins et Mitchell (1991). Ce programme permet de calculer la relation moment-courbure pour des sections planes sollicitées en flexion composée. La routine d'itération est basée sur la méthode de la compatibilité des déformations. Les calculs sont réalisés sans tenir compte des facteurs de pondération pour les propriétés du béton et de l'acier. Les lois de comportement de l'acier et du béton considérées dans le logiciel sont illustrées à la Figure 4.9. Pour le béton, la loi de comportement est une relation parabolique de la forme :

$$f_c = f'_c\left[\frac{2\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_{cf}}{\varepsilon'_c}\right)^2\right]$$

où f'_c et ε'_c sont la résistance et la déformation maximum, respectivement.

Pour l'acier, la loi de comportement diffère légèrement de la Figure 4.3. Dans la partie de l'écrouissage la relation est linéaire pour une déformation, ε_s, dans l'acier supérieure à 0.008.

$$f_s = 451\left[1.536 - 0.536\frac{(0.16-\varepsilon_s)}{0.152}\right]$$

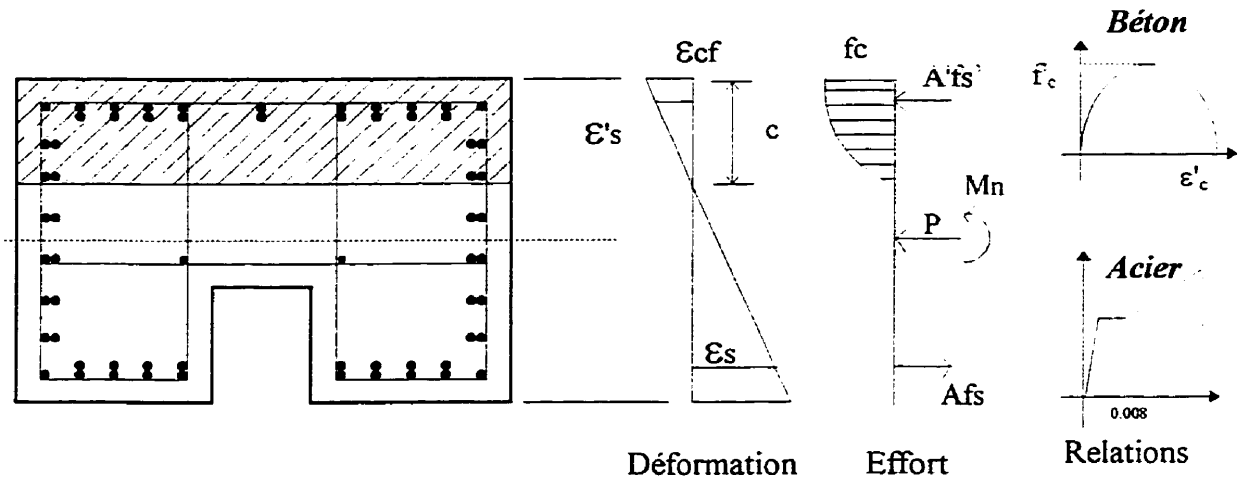


Figure 4.9 : Principe de calcul en flexion avec le logiciel RESPONSE

4.2.2 Caractéristiques en flexion

Zone No.1 à la base du poteau

Le poteau est ferraillé sur une longueur de recouvrement avec des armatures ancrées dans la semelle et des armatures continues sur le haut du poteau. L'étude de la résistance en flexion doit donc être réalisée sur deux sections.

À la base du poteau (section 1), seules les armatures ancrées dans la semelle contribuent à la capacité en flexion du poteau. Cette section a un comportement régi par quatre résistances en flexion : le moment de fissuration M_{cr} [1], le moment de plastification M_y [2], le moment de flexion nominale M_n [3]et le moment ultime, M_u [4].

À mi-hauteur de la zone de recouvrement (section 2), le chevauchement des armatures et le transfert des efforts entraînent la détermination de cinq autres caractéristiques en flexion : le moment de plastification M_y [5], le moment de flexion nominale M_n [6] et le moment ultime, M_u [7]. Les deux autres caractéristiques en flexion, le moment de glissement M_s [8] et le moment résiduel M_r [9], définissent le comportement du poteau vis à vis du glissement des armatures dans la zone de recouvrement. Toutes ces propriétés en flexion sont illustrées à la Figure 4.10

Zone No.2 au sommet du poteau

Dans cette zone, la flexion est gouvernée seulement par les armatures longitudinales. La relation moment-courbure correspond à celle développée pour la section 1 de la zone 1 à la base du poteau.

Moment de fissuration [1]

Le moment de fissuration, M_{cr}, est estimé pour une déformation du béton sur les fibres extrêmes de : $\varepsilon_c = \frac{f'_t}{E_c} = \frac{1.95}{29600} = 0.066\ ^{o}/_{oo}$ (traction)

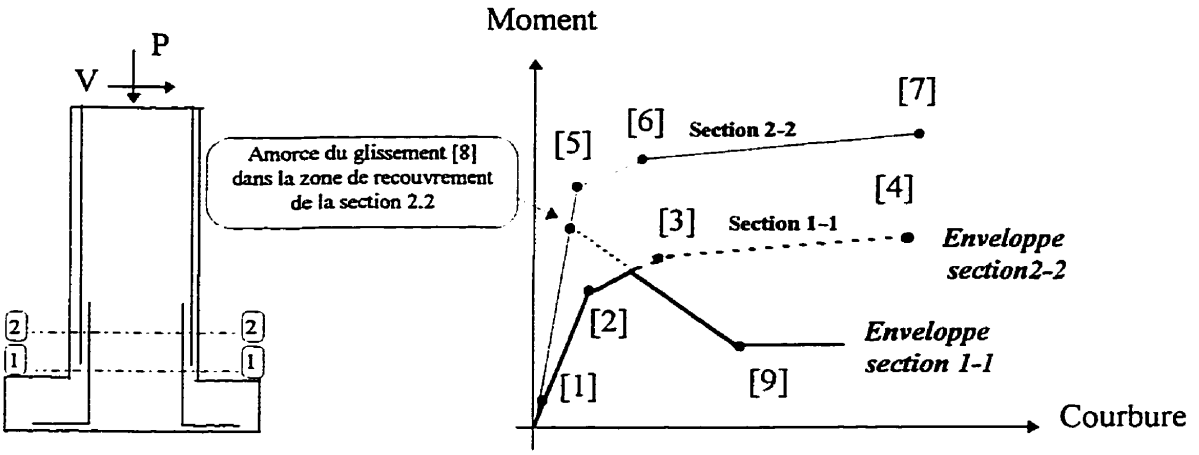


Figure 4.10 : Propriétés en flexion du poteau

Moment de plastification [2]et [5]

Le moment de plastification, M_y, est estimé pour une déformation de l'acier sur les armatures extrêmes de: $\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{451}{200000} = 2.2\ ^\circ/_{oo}$ (traction)

Moment nominal [3] et [6]

Le moment nominal, M_n, est estimé pour une déformation du béton sur les fibres extrêmes de : $\varepsilon_c = -4\ ^\circ/_{oo}$ (compression)

Moment ultime [4] et [7]

L'estimation de la résistance en flexion ultime, M_u, est calculée sur l'aire de béton confinée par les armatures transversales comme pour la détermination du moment résiduel. Le moment ultime que peut reprendre cette section a lieu soit quand la déformation dans le béton en compression atteint $\varepsilon_{cu} = -0.0084$, soit quand la déformation dans les armatures longitudinales en traction atteint $\varepsilon_s = 0.015$. Ce calcul

doit considérer la loi contrainte-déformation du béton confiné présentée à la Figure 4.8.

On effectue une modification de la relation résistance-déformation en compression du béton confiné pour pouvoir utiliser le logiciel RESPONSE. En effet le logiciel ne permet que deux modélisations du béton, soit un modèle parabolique présenté à la Figure 4.9 soit un modèle de ``haute résistance`` (High-Strength Model). La deuxième modélisation ne peut être utilisée car l'utilisateur ne peut spécifier les caractéristiques à l'ultime et le modèle ne tient pas compte de l'effet bénéfique du confinement. L'artifice de calcul, utilisé pour déterminer les caractéristiques à l'ultime et surtout la courbure ultime, est de simplifier la courbe contrainte-déformation du béton confiné par une distribution parabolique. La distribution parabolique est calibrée avec un décalage de la résistance maximum, f'_{max} pour obtenir une énergie emmagasinée (aire) identique avec la même déformation ultime, ε_{cu}, comme illustré à la Figure 4.11. La résistance maximum en compression doit être :

$$f'_{max} = \frac{3}{2}\frac{\int_0^{\varepsilon_{cu}} \frac{f'_{cc}.x.r}{r-1+x^r}dx}{\varepsilon_{cu}} \text{ avec } r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \text{ et } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Pour la relation de la section initiale on obtient $f'_{max} = 38.7\text{MPa}$

Cette simulation du béton fournira une profondeur pour l'axe neutre identique mais, par contre, la résultante de l'effort dans le béton sera un peu plus excentrée par rapport au centre de gravité que pour le modèle de Mander et al (1988). Ce léger décalage fournira un moment plus important qui n'est toutefois pas primordial car le but principal à l'ultime est de déterminer la courbure ultime pour connaître la capacité en rotation du poteau.

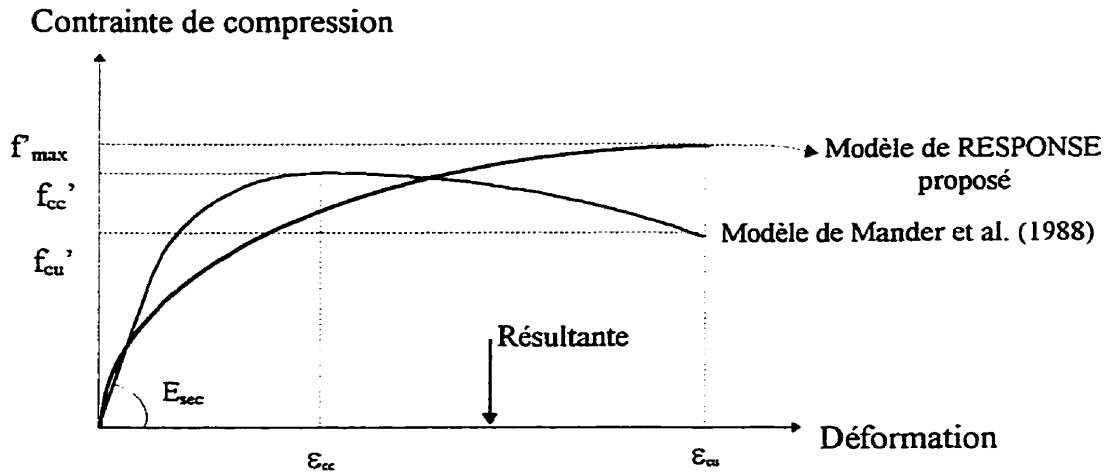


Figure 4.11 : Courbe contrainte-déformation du béton confiné simplifiée pour le calcul à l'ultime sur RESPONSE

Moment de glissement [8]

Ce moment gouverne le comportement de la section à mi-hauteur de la zone de recouvrement (section 2-2). Le moment réduit, M_s, est le moment que peut reprendre les armatures longitudinales sans qu'il y ait un glissement entre elles ou un manque d'adhérence avec le béton. On calcule l'effort de traction, f_s, que doit supporter les armatures pour éviter ce mode de rupture.

<u>Approche Priestley et al.(1996)</u>

Priestley et al.(1996) ont formulé l'effort que peut reprendre les barres comme :

$$f_s = \frac{T_b}{A_b} = \frac{f_t p l_s}{A_b}$$

La longueur de recouvrement l_s est égale à 914 mm. Pour la résistance en traction on a $f_t = 0.33\sqrt{f'_c} = 1.95$ MPa.

Le périmètre, p, est exprimé par la relation $p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b)$ où s est l'espacement moyen entre les armatures, soit s=61.6+35.8=97.4 mm. Le diamètre des

armatures longitudinales, d_b, est égal à 35.8 mm. Le béton d'enrobage équivaut à c=35 mm . On obtient alors pour le périmètre de fissures :

$$p = \frac{97.4}{2} + 2(35.8 + 35) = 190.3 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

soit

$$f_s = \frac{T_b}{A_b} = \frac{f_t p l_s}{A_b} = \frac{1.95 \times 190.3 \times 914.2}{1006} = 337 \text{ MPa} = 74.7\% f_y$$

<u>Approche de la norme ACNOR A23.3-94 sur la longueur de développement</u>

La nouvelle recommandation de la norme canadienne du béton (ACNOR, A23.3-94) sur la longueur de développement de barres en tension donne la formule suivante :

$$l_d = 1.15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4}{(d_{cs} + K_{tr})} \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} A_b$$

où k_1 dépend de la position des barres, k_2 dépend du facteur de surface de l'armature, k_3 dépend de la densité du béton et k_1 dépend la dimension de l'armature. Le facteur K_{tr} représente la contribution des armatures transversales à travers le plan de failles potentielles: $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.5sn} = \frac{2 \times 126.6 \times 323}{10.5 \times 305 \times 5} = 5.1$

Le terme d_{cs} représente la plus petite dimension entre l'enrobage calculé au centre de l'armature et deux tiers de l'espacement de centre à centre entre les armatures. Ce terme se rapproche de beaucoup avec la notion de périmètre de fissure développée par Priestley et al. (1988) comme l'illustre la Figure 4.12. On obtient alors pour la longueur de développement: $l_d = 1.15 \frac{1}{(64.9 + 5.1)} \frac{451}{\sqrt{35}} 1006 = 1260 \text{ mm} \geq 914.2 \text{ mm} = l_s$

L'effort maximum que peut reprendre une armature avant son arrachement est alors selon cette approche : $f_s = \frac{l_s}{l_d} = 72\% f_y = 326 \text{ MPa}$

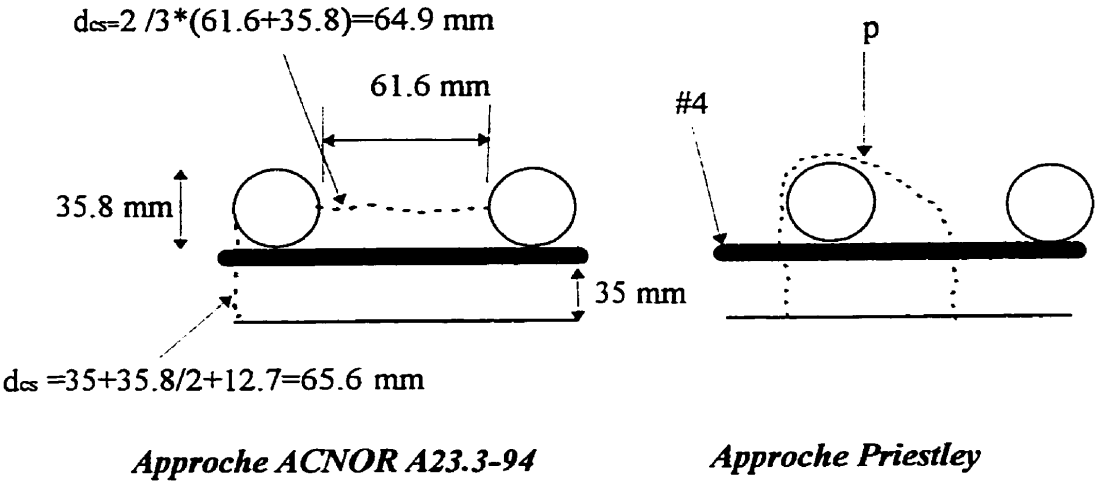


Figure 4.12 : Calcul du périmètre de fissures

L'effort de glissement, f_s, est similaire selon les deux approches. Les deux méthodes traduisent la propagation des fissures primaires sur les faces de béton. On peut noter que pour un diamètre plus petit, l'effort que peut reprendre les armatures avant glissement est plus grand. L'effort de traction maximum admissible au glissement, f_s, est atteint avant la limite élastique des armatures, $f_s \leq f_{ya} = 451$ MPa .

Le moment, M_s, est atteint pour une déformation dans les armatures extrêmes de l'ordre de : $\varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} = \frac{337}{200000} = 1.68\ ^{o}/_{oo}$.

Afin de déterminer le moment engendrant cette déformation ε_s dans les armatures tendues des fibres extrêmes, on considère la moyenne de deux moments. Le calcul est réalisé pour la zone de recouvrement (section 2-2) mais en considérant la contribution de toutes les armatures puis la participation seule des armatures continues.
Cette estimation semble être la plus appropriée vis à vis du mécanisme de glissement. Une moyenne des deux valeurs obtenues semblent être un estimé plus réaliste.

Moment résiduel [9]

Le moment M_r est le moment que peut reprendre la section de béton seul délimitée par les armatures transversales sans la contribution des armatures longitudinales.

On réalise les différents modèles sur le logiciel RESPONSE en fonction de la section considérée et de la détermination du moment voulue. Pour chaque calculs, on détermine la courbure et le moment équivalent. Toutes les caractéristiques en flexion de la pile sont résumées au Tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Caractéristiques en flexion de la pile

	Déplacement négatif		**Déplacement positif**	
Paramètres	**Courbure (rad/km)**	**Moment (kN.m)**	**Courbure (rad/km)**	**Moment (kN.m)**
Section 1-1				
Moment de fissuration[1]	-0.3	-550	0.3	495
Moment limite élastique[2]	-5.2	-3493	4.9	3513
Moment nominal[3]	-19.6	-4328	22.1	4406
Moment ultime[4]	-41.3	-4159	52.44	4357
Section 2-2				
Moment limite élastique[5]	-5.5	-6880	5.3	6966
Moment nominal[6]	-15.3	-8500	17	8802
Moment de glissement[8]				
au dessus de la zone [8a]	-4	-2790	3.8	2790
zone de recouvrement[8b]	-4.2	-5387	4	5439
Moyenne	-4.1	-4089	3.9	4115
Moment résiduel[9]	-58.6	-563	85	508

4.2.3 Réponse en flexion

La Figure 4.13 présente la relation moment-courbure à la base du poteau (section 1-1) et dans la zone de recouvrement (section 2-2) avec la prise en compte du glissement des armatures.

Zone No.1 à la base de la pile

Cette courbe montre que la rotule plastique à la base (zone 1) est influencée par le glissement des armatures dans la zone de recouvrement. L'amorce du glissement dans cette zone ne permet pas à la section à la base d'atteindre une plastification importante. Ce mécanisme laisse envisager que le comportement du poteau sera caractérisé par une perte de résistance pour une faible ductilité.

La Figure 4.14 représente l'enveloppe du comportement du poteau en fonction de l'effort tranchant à la base du poteau versus la courbure. La relation à la base considère le mécanisme de glissement en tenant compte de l'effort tranchant annonçant l'amorce du glissement et celui correspondant au moment résiduel. Avant le glissement, la courbure à la section 2-2 est deux fois plus faible que pour la section 1-1 à cause du double de sa rigidité. L'enveloppe comporte trois branches :

(1) une branche élastique jusqu'à un effort de 1000 kN ;

(2) une partie plastique correspondant à la plastification des armatures à la base et la formation de la rotule plastique ;

(3) une branche de ``glissement`` qui est amorcée pour un effort de 1375 kN.

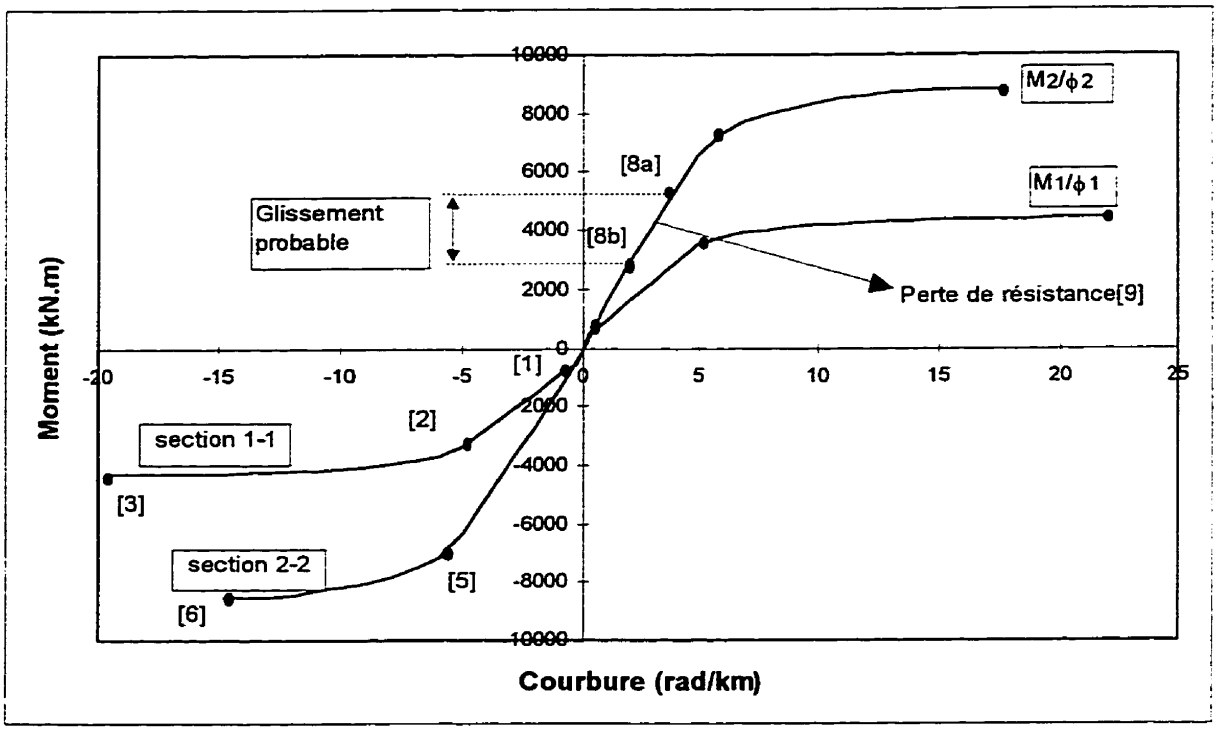


Figure 4.13 : Moment-courbure pour les deux sections de la pile

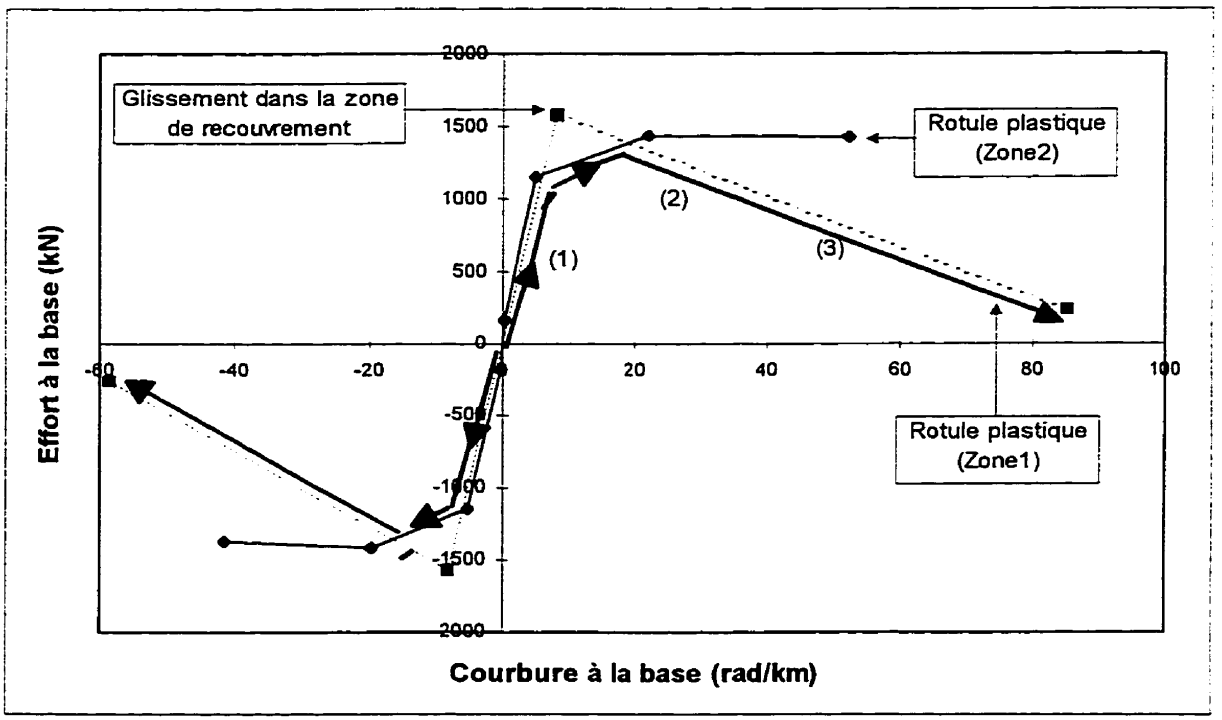


Figure 4.14 : Enveloppe de la relation effort-courbure dans les rotules plastiques

Zone No.2 au sommet de la pile

Le comportement de relation moment-courbure au sommet du poteau est similaire à celui de la section à la base mais sans la prise en compte du glissement. La rotule plastique au sommet (zone 2) est caractérisée par la relation effort-courbure de la section 1-1 (Figure 4.14) qui lui permet d'avoir une capacité de ductilité en flexion plus importante.

4.3 Caractéristiques au cisaillement

La résistance au cisaillement du poteau varie en fonction de la ductilité et de la zone considérée. Dans la zone de rotule plastique, la contribution du béton diminue avec l'augmentation de la ductilité en courbure.

Contribution du béton, V_c

$$V_c = kA_e\sqrt{f'_c}$$

La section du béton à considérer est : $A_e = 0.8 \times A_{brute} = 0.8 \times 0.98 = 0.784\ m^2$

Pour une ductilité uniaxiale, le facteur k tenant compte de la décroissance de la contribution du béton en fonction de la ductilité varie de : $0.05 \leq k \leq 0.29$ en MPa

Les trois paramètres décrivant la contribution en cisaillement du béton selon la ductilité en courbure, μ_ϕ, donnent donc :

$$V_{ci} = 0.784 \times 0.29 \times \sqrt{35} = 1.345\ MN = 1345\ kN \text{ pour } 0 \leq \mu_\phi \leq 3$$

$$V_{cm} = 0.784 \times 0.1 \times \sqrt{35} = 0.464\ MN = 464\ kN \text{ pour } \mu_\phi = 7$$

$$V_{cd} = 0.784 \times 0.05 \times \sqrt{35} = 0.232\ MN = 232\ kN \text{ pour } \mu_\phi = 15$$

Contribution des armatures transversales, V_s

Pour une section rectangulaire, la contribution des armatures transversales à la résistance au cisaillement du poteau se formule :

$$V_s = \frac{A_v f_y D' \cot\theta}{s}$$

où A_v est l'aire totale de cisaillement des armatures transversales dans la direction du noyau et D' correspond à la dimension du noyau dans la direction du chargement. Le ferraillage des armatures transversales sur la section asymétrique nous donne :

$$V_s = \frac{A_v f_y D_4' \cot 30°}{s} + 2 \times \frac{A_v f_y D'_5 \cot 30°}{s}$$

où l'indice indique le numéro de l'armature transversale en accord avec la Figure 4.1.

Les dimensions du noyau confiné par les armatures transversales nous donnent, avec un enrobage de 35 mm :

$D'_4 = 813 - 304 - 2 \times 35 = 439$ mm

$D'_5 = 813 - 2 \times 35 = 743$ mm

Avec un espacement de 305 mm des armatures transversales, de 253.2 mm^2 (2×126.6) de section de cisaillement et une limite élastique de 353 MPa, la contribution des armatures transversales devient:

$$V_s = \frac{253.2 \times 353 \times 439 \times 1.732}{305} 10^{-3} + 2 \times \frac{253.2 \times 353 \times 743 \times 1.732}{305} 10^{-3} = 977 \text{ kN}$$

Contribution de la charge axiale, V_p

La détermination de l'angle α, angle entre la bielle comprimée et l'axe de gravité de la section suit la procédure suivante :

(1) on assume un effort V_p engendrant un moment à la base $M = V_p \times L$

(2) à la base, ce moment est repris par un effort dans le béton de $N_b = 0.85 \times b \times c \times f_c$ en assumant une distribution parabolique pour le béton, $M_b = N_b (e_1 - c)$

(3) l'équilibre à la base du poteau donne une équation du second degré en c. Avec la valeur de c obtenue on calcule $\tan\alpha = \frac{(e_1 - 0.5 \times c)}{L}$.

(4) on calcule $V_p = P.\tan\alpha$ de façon itérative pour retomber sur la même valeur.

Cette procédure itérative donne

$V_p = V_{p\,min} = 190$ kN pour un déplacement positif

$V_p = V_{p\,max} = 211$ kN pour un déplacement négatif

Résistance au cisaillement

La résistance en cisaillement du poteau tenant compte des trois contributions, $V_n = V_c + V_s + V_p$, est fournie au Tableau 4.6 en fonction de la ductilité en courbure et de la direction du déplacement.

Tableau 4.6 : Résistance au cisaillement du poteau (Unité kN)

Ductilité en courbure	**Contribution**			**Résistance au cisaillement**
	Béton	**Acier**	**Charge axiale**	
Déplacement positif				
0/3	1345	977	190	2512
7	464	977	190	1631
15	232	977	190	1399
Déplacement négatif				
0/-3	1345	977	211	2533
-7	464	977	211	1652
-15	232	977	211	1420

4.4 Détermination du mode de rupture

La détermination des caractéristiques en flexion et en cisaillement inhérentes à la section permet d'appréhender le comportement du poteau pour des déplacements inélastiques importants. Cette étude fournit l'information sur le mode de rupture auquel le poteau se prédispose et le déplacement maximum qu'il peut atteindre sans perte de résistance. Cette analyse permet aussi de déterminer les déficiences du poteau et orienter adéquatement les objectifs du renforcement et donc sa conception. La Figure 4.15 montre la relation effort à la base versus la ductilité en courbure dans les deux zones de rotule plastique pour la résistance en flexion et en cisaillement. Dans les zones de rotule plastique, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la ductilité.

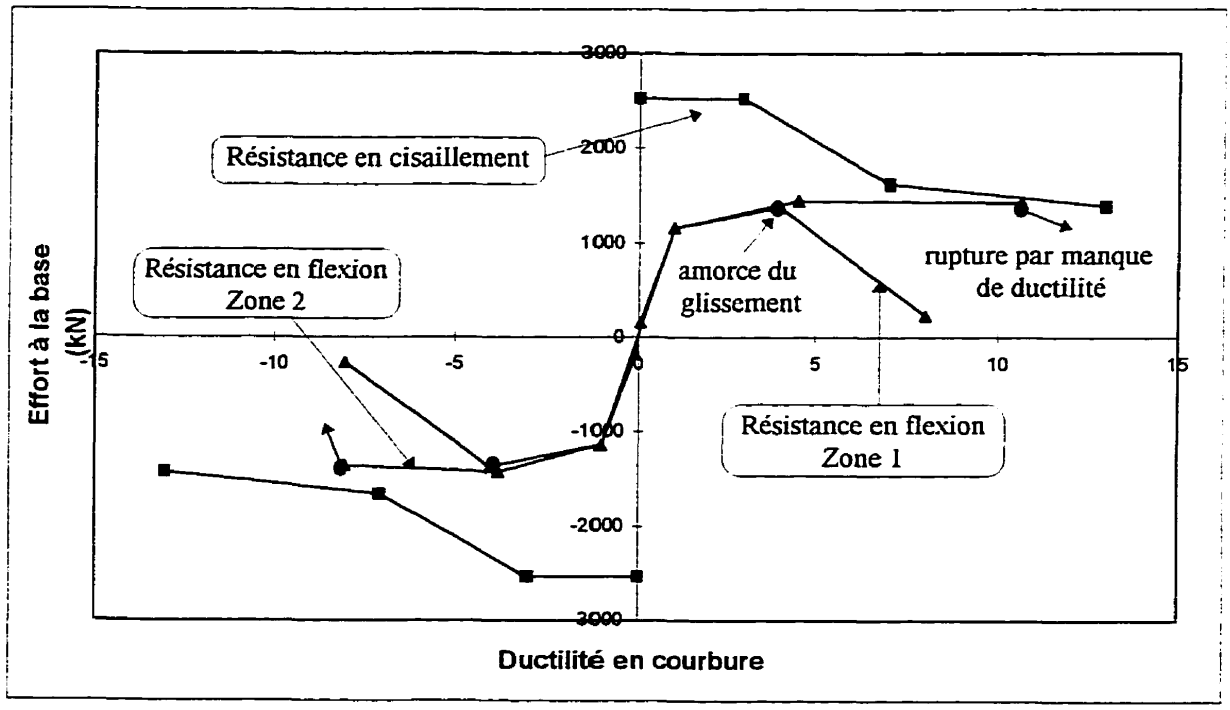


Figure 4.15 : Effort à la base versus courbure dans la rotule plastique

Zone No.1 à la base du poteau

Mode de rupture

Le mode de rupture prédominant est un mécanisme de glissement des armatures qui empêche au poteau de développer sa rotation dans la rotule plastique. Les déficiences du poteau sont un ferraillage inadéquat des armatures transversales qui fournit un faible confinement pour éviter la dilatation des fissures et donc la perte de résistance. De plus, la longueur développée est trop faible pour ancrer adéquatement les armatures afin d'éviter un arrachement.

Capacité en ductilité

Le calcul du comportement de la section à la flexion et au cisaillement a indiqué un mode de rupture caractérisé par un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement. L'amorce de ce mécanisme intervient pour une courbure à la base de $\phi = 20\text{rad / km}$. Les armatures à la base ont débuté leur plastification à partir d'une courbure élastique de $\phi'_y = 5\text{rad / km}$. La ductilité en courbure maximum avant une perte de résistance est estimée à $\left(\mu_\phi\right)_{max} = 4$.

La ductilité en déplacement est déterminée en considérant la plasticité formée à la base du poteau avant l'amorce du glissement. On calcule alors la rotation plastique en fonction de la longueur de la rotule plastique et la capacité en courbure plastique.

La longueur de rotule plastique est estimée par l'équation.

$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.08 \times 3.046 + 0.022 \times 451 \times 35.8 10^{-3} = 0.599 \text{ m}$

Cette longueur doit vérifier $L_p \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} = 710 \text{ mm}$

On prend alors $L_p = 710 \text{ mm}$

En supposant un modèle élasto-plastique bilinéaire parfait, illustré à la Figure 4.16, avec une courbure assumée constante sur la longueur de rotule plastique, la rotation plastique

devient :

$$\theta_p = L_p\phi_p = L_p\left(\phi_{max} - \phi_y\right) = 710 \times \frac{(20-6)}{10^6} = 0.00994 \text{ rad}$$

où $\phi_y = \phi'_y \dfrac{M_u}{M_y} = 6\text{rad / km}$

Le déplacement élastique, avant le glissement, est déterminé en fonction de la courbure élastique à la base et la hauteur de la base au point d'inflexion.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} = \frac{6 \times (3046)^2}{10^6 \times 3} = 18.5 \text{ mm}$$

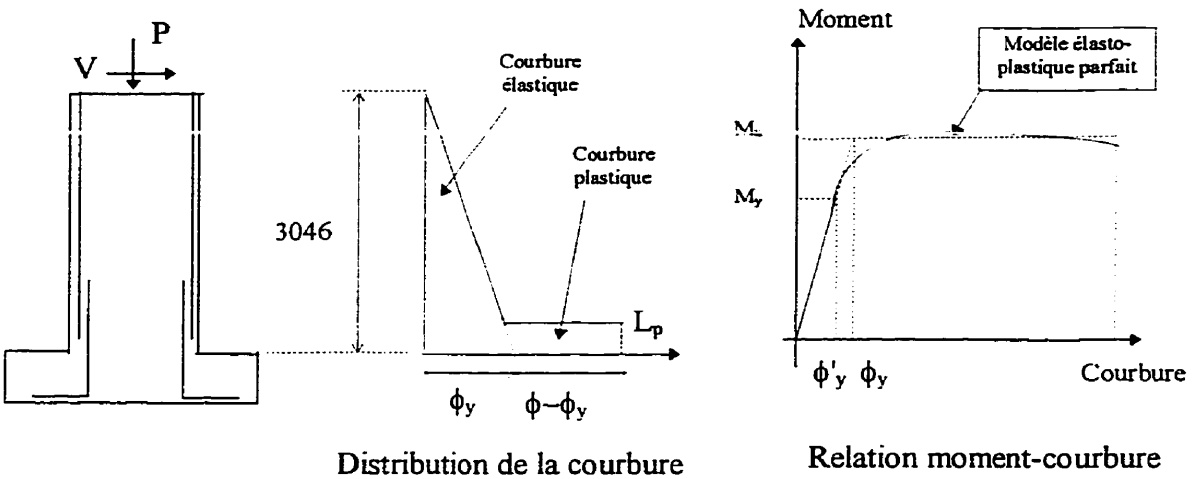


Figure 4.16 : Approximation élasto-plastique de la relation moment-courbure

Le déplacement plastique tient compte de la composante rotation plastique et de l'augmentation du déplacement élastique dû à l'amélioration de la résistance. Dans le modèle choisi, la deuxième composante est nulle.

$$\Delta_p = \theta_p\left(L - 0.5L_p\right) = 0.00994 \times (3046 - 0.5 \times 710) = 26.75 \text{ mm}$$

La ductilité en déplacement du poteau sans perte de résistance est alors:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{26.75}{18.5} = 2.4$$

Le poteau peut donc supporter une ductilité en déplacement de 2.4 soit un déplacement de 44.4 mm et un déplacement inter-étage de 1.45 %. Au delà de ce déplacement, l'amorce du mécanisme de glissement des armatures entraîne une perte de résistance accentuée.

Le but du renforcement est alors de fournir un surplus de confinement pour éviter le mécanisme de glissement et de permettre la plasticité dans la rotule pour la rotation. Ce gain de confinement permettra au poteau de supporter des ductilités plus importantes sans perte de résistance.

Zone No.2 au sommet du poteau

Mode de rupture

Pour la rotule plastique au sommet du poteau, l'enveloppe à la flexion de la relation effort tranchant-courbure dans la rotule plastique diffère de celle à la base. La rupture observée pour ce type de poteau est une rupture en flexion par manque de ductilité. La capacité en courbure ultime n'est pas symétrique selon la direction du chargement considéré. Cependant, la disponibilité de la courbure est considérable à cause du faible ratio de la charge axiale.

Capacité en ductilité

La courbure maximum disponible est de 40 rad/km. La capacité en rotation de la rotule plastique au sommet du poteau est alors :

$$\theta_p = L_p\left(\phi_u - \phi_y\right) = 710 \times \frac{(40-6)}{10^6} = 0.0241 \text{ rad}$$

Le déplacement plastique équivaut alors à :

$$\Delta_p = \theta_p\left(L - 0.5L_p\right) = 0.0241 \times (3046 - 0.5 \times 710) = 64.8 \text{ mm}$$

La ductilité en déplacement du poteau sans perte de résistance est alors

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{64.8}{18.5} = 4.5$$

Le poteau peut donc supporter une ductilité en déplacement de 4.5 soit un déplacement de 83.3 mm et un déplacement inter-étage de 2.73 %. Au delà de ce déplacement, le manque de ductilité du poteau entraîne une rupture en flexion. Comme il a été déjà mentionné, la ductilité disponible est importante à cause de la faible valeur de la charge axiale. La présence d'une force axiale de compression plus importante aurait comme conséquence de diminuer considérablement la ductilité en courbure, comme illustré à la Figure 4.17. La courbure élastique n'est pas grandement affectée surtout quand celle-ci est exprimée en terme de réponse élasto-plastique équivalente. Par contre, la courbure ultime est très dépendante du niveau de la charge axiale. La capacité en rotation et en ductilité est donc limitée pour d'importantes charges axiales.

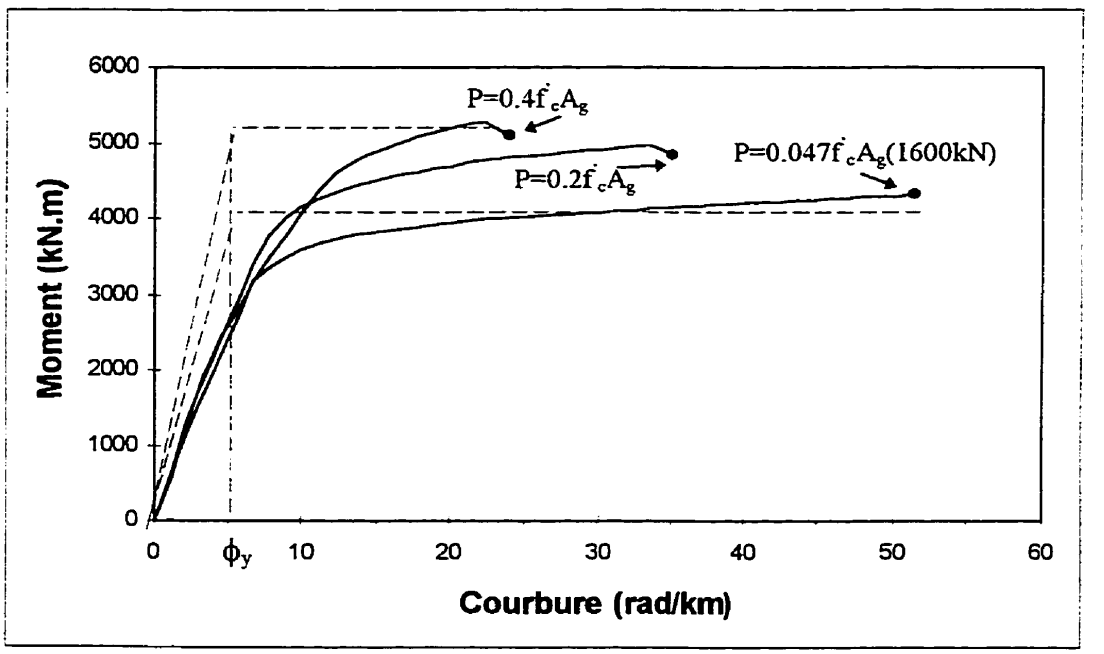


Figure 4.17 : Influence de la charge axiale sur la capacité en courbure

Il est intéressant de noter que la présence d'une charge axiale importante peut aussi altérer le mode de rupture.

4.5 Renforcement du poteau vis à vis du glissement

Ce renforcement concerne le comportement à la base du poteau. L'évaluation du poteau a indiqué que le mécanisme de rupture anticipé était un glissement des armatures longitudinales à partir d'une ductilité de 2.8. Ce mécanisme se traduit par une propagation de fissures verticales de la base du poteau jusqu'à la longueur de recouvrement. L'augmentation et la dilatation de ces fissures augmente avec le déplacement entraînant une perte de résistance et de rigidité. Ce comportement est principalement la conséquence d'un ferraillage inadéquat des armatures transversales qui ne permet pas de contenir la propagation des fissures primaires. Cette déficience du poteau engendre une dissipation limitée de l'énergie sismique et permet un déplacement inter-étage de 1.45 % seulement.

Évaluation de la demande en confinement

Le but du renforcement est de fournir un surplus de confinement passif permettant de limiter la dilatation et la progression des fissures dues au glissement. La chemise permettra au poteau de développer alors une capacité en rotation plastique plus importante et donc de supporter des déplacements inélastiques sans perte de résistance.

L'effort latéral que doit fournir le confinement passif de la chemise pour éviter une dilatation excessive des fissures est:

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\psi p l_s}$$

où la section des armatures longitudinales de diamètre #11 (ϕ=35.8 mm), A_b, est égale à 1006 mm^2. L'effort que doit reprendre les armatures correspond à f_s. La variable ψ correspond au coefficient de friction. La longueur de recouvrement équivaut à l_s et p est le périmètre de fissures formulés auparavant dans le cadre de l'évaluation de la zone de rotule plastique No.1.

Les essais de traction réalisés sur les armatures longitudinales du modèle fournissent une limite de rupture, f_u, de 693 MPa. Comme la section critique se situe dans la zone de rotule plastique, on prend pour l'effort de transfert, f_s, que doivent reprendre les armatures longitudinales, cette valeur de f_u.

La longueur de recouvrement, l_s, est égale à 914 mm. On opte pour un coefficient de friction, ψ, de 1.4. Le périmètre de fissures décrit précédemment est de $p = 190.3$ mm.

L'effort latéral que doit fournir la chemise équivaut alors:

$$f_l = \frac{1006 \times 693}{1.4 \times 190.3 \times 914} = 2.86 \text{MPa}$$

4.5.1 Chemise en acier

Par souci d'efficacité on opte pour une chemise elliptique. Des essais réalisés par Priestley et al. (1996) ont montré la plus grande efficacité de ces chemises par rapport à des chemises rectangulaires. Le changement continu de la courbure de l'ellipse de la chemise fournit un effort latéral variable le long de la circonférence. Selon la direction considérée, on évalue un effort (de calcul) de confinement continu en considérant une section circulaire équivalente. Cette approximation de l'effet du confinement d'une chemise elliptique permet d'utiliser les principes et les procédures pour des sections circulaires en considérant des diamètres équivalents pour la conception du renforcement.

Pour l'acier de la chemise, on considère une nuance A36 avec un module élastique, E_{tj}, équivalant à 200 000 MPa, une limite élastique, f_{yj}, de 250 MPa et une déformation ultime ε_{sm} de 0.15.

On opte pour une chemise elliptique avec les dimensions suivantes : $a = 880$ mm pour le petit axe et $b = 620$ mm pour le grand axe.

On obtient comme rayon pour les cercles tangents:

$$R_1 = \frac{b^2}{a} = 436.8 \text{ mm}$$

$$R_3 = \frac{a^2}{b} = 1249 \text{ mm}$$

Avec les coordonnées du ``coin`` de la section initiale, on obtient $R_2 = 804.5\text{mm}$, ce qui est proche de l'estimation $0.5(R_1 + R_3)$.

La détermination des diamètres équivalents nous donne pour la direction Y, $D_e = R_2 + R_3 = 2053.5 \text{ mm}$. À titre indicatif on a pour la direction de la grande inertie X, $D_e = R_1 + R_2 = 1241.3 \text{ mm}$.

L'effort latéral fourni par la chemise est égale à :

$f_{jl} = 0.5\rho_{sj} f_{sj}$.

où $f_{sj} = 0.0015E_{sj} = 300 \geq f_{yj} = 250$. On prend alors $f_{sj} = 250 \text{ MPa}$.

Le ratio volumétrique dans la direction Y est égale à :

$$\rho_s = \frac{4t_j}{D_e} = \frac{4t_j}{2053.5} = 0.0019479.t_j / \text{mm}$$

soit $f_{jl} = 0.5\rho_{sj} f_{sj} = 0.5 \times 0.0019479.t_j \times 250 = 0.243487.t_j \text{ MPa / mm}$

on obtient alors une épaisseur de chemise:

$$t_j \geq \frac{2.86}{0.243487} = 11.74 \text{ mm}$$

En considérant une épaisseur de 12 mm on obtient pour le ratio de la chemise $\rho_{sY} = 0.0234$ dans la direction du chargement et $\rho_{sX} = 0.0387$ dans l'autre direction.

4.5.2 Chemise en matériaux composite

Pour des raisons identiques à celles pour la chemise en acier, on opte pour une géométrie elliptique avec les mêmes dimensions. Le dimensionnement est réalisé pour deux types de chemises en fonction du rôle du confinement (actif/passif). Le matériau utilisé est des fibres de verre avec une matrice d'époxy. On adopte comme propriétés:

$f_{uj} = 415\,\text{MPa}$ pour la limite à la rupture

$E_{sj} = 20700\,\text{MPa}$ pour le module d'élasticité

$\varepsilon_{uj} = 0.02$ pour la déformation ultime

Chemise non précontrainte

L'équilibre du mécanisme de confinement fournit l'équation :

$2T_p = f_l D_e$

où $T_p = t_p E_{sj} 0.0015$ est l'effort de confinement fourni par la chemise en fibres de verre.

L'épaisseur de la chemise est donc de :

$$t_p = \frac{f_l D_e}{2 \times E_{sj} \times 0.0015} = \frac{2.86 \times 2053.5}{2 \times 20700 \times 0.0015} = 94.57\text{mm}$$

On considère alors 73 couches de fibres de verre d'épaisseur de 1.3 mm. En considérant une épaisseur totale de 94.9 mm on obtient pour le ratio de la chemise $\rho_{sY} = 0.1848$ dans la direction du chargement et $\rho_{sX} = 0.306$ dans l'autre direction.

Chemise précontrainte

Le dimensionnement de la chemise est effectué pour un confinement actif courant de 1.2 MPa fourni par l'injection d'un coulis. Cette précontrainte est réalisée par 10 couches de 1.3 mm d'épaisseur. L'épaisseur de la chemise active est de $t_a = 10 \times 1.3 = 13$ mm.

On vérifie que la composante du confinement actif ne dépasse pas 25 % de la résistance ultime en traction de la chemise.

$$f_{ja} = \frac{f_a \times D_e}{2 \times t_a} = \frac{1.2 \times 2053.8}{2 \times 13} = 94.8\text{MPa} \leq 0.25 f_{uj} = 104 \text{ MPa}$$

L'épaisseur de la chemise est alors

$$t_j = t_a + t_p \geq \frac{D}{2E_{sj}0.0015}(f_l - 0.8f_a) = \frac{2053.8}{2 \times 20700 \times 0.0015}(2.86 - 0.8 \times 1.2) = 62.8 \text{ mm}$$

soit

$$t_p \geq 62.8 - 13 = 49.8 \text{ mm}$$

On prend donc 39 couches de 1.3 mm d'épaisseur ($t_p = 50.7\text{mm}$) pour le confinement passif. En considérant une épaisseur totale de 63.7 mm on obtient pour le ratio de la chemise $\rho_{sY} = 0.124$ dans la direction du chargement et $\rho_{sX} = 0.205$ dans l'autre direction.

4.5.3 Chemise en béton

Pour le dimensionnement de la chemise en béton on considère une enveloppe rectangulaire en béton, de 35 MPa en résistance en compression, ferraillée avec des armatures transversales de limite élastique 450 MPa. Ces armatures sont façonnées elliptiquement pour des raisons d'efficacité. On opte pour un coefficient d'efficacité du confinement de 0.5, l'effort latéral fourni par les armatures transversales de l'enveloppe de béton est donc de :

$$f'_l = (0.5\rho_{sj} f_{yj})K_e$$

Pour fournir un effort latéral de confinement de 2.86 MPa, le ratio volumétrique des armatures transversales de la chemise, ρ_{sj} est alors :

$$\rho_{sj} = \frac{4A_{sp}}{D_e s} \geq \frac{2.86}{0.25 \times 450} = 0.0254$$

soit des barres No.30 de section $A_{sp} = 700\ mm^2$ avec un diamètre équivalent $D_e = 2053.5\ mm$. L'espacement maximum est alors :

$$s \leq \frac{4 \times 700}{2053.5 \times 0.0254} = 53.7\ mm$$

En considérant un espacement de 53 mm on obtient pour le ratio de la chemise $\rho_{sY} = 0.0257$ dans la direction du chargement et $\rho_{sX} = 0.0425$ dans l'autre direction.

La complexité de la mise en place, du façonnage des armatures et du bétonnage de la chemise en béton rendent le renforcement par une chemise en béton une solution inapropriée.

4.5.4 Vérification

Le surplus de confinement de la chemise tend à augmenter la déformation ultime du béton. La détermination de ce gain dépend des pressions latérales produites par la chemise dans les deux directions. Le calcul du gain en flexion ultime et la vérification au cisaillement sont illustrés pour la chemise en acier. Pour une enveloppe en béton ou une chemise en matériaux composites, la procédure suit les mêmes étapes.

Capacité en ductilité

Le mécanisme de traction de membrane fournit une pression latérale selon la direction considérée : $f_{jl} = 0.5\rho_{si} f_{sj} K_n$.

où ρ_{si} tient compte de la direction considérée et dépend du diamètre équivalent. La limite élastique f_{sj} dépend du matériau du renforcement et K_n correspond à l'efficacité du renforcement.

On obtient des pressions latérales de confinement de $f_{jl} = 2.9$ MPa dans la direction du chargement et $f_{jl} = 4.8$ MPa dans l'autre direction. L'amélioration de la résistance en compression, f'_{cc}, dépend de ces deux efforts latéraux de serrage.

Pour le poteau renforcé, la rotule plastique se forme dans le jeu qui permet au poteau d'augmenter sa capacité en ductilité. Cette capacité en ductilité dépend de la capacité en courbure ultime et donc de la déformation ultime du béton. Ces deux paramètres dépendent du confinement fourni par la chemise. Dans le jeu à la base, le confinement est fourni par la chemise via un facteur d'efficacité et par la rigidité de la semelle. Dans le haut du poteau, le confinement est influencé uniquement par la chemise.

Toutefois, on peut considérer que la capacité en déformation ultime dans le jeu est similaire à celle dans le poteau.

Selon l'abaque de la Figure 4.7, pour un rapport de 0.008 et 0.137 dans les deux directions on obtient $f'_{cc} = 1.55 \times f'_c = 54.3$ MPa.

Pour une chemise en acier, l'amélioration de la déformation équivaut à:

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \varepsilon_{sm} \rho_s}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{1.4 \times 250 \times 0.15 \times 0.0234}{54.3} = 0.0266$$

Les paramètres nécessaires pour la détermination de la relation contrainte-déformation sont $\varepsilon_{cc} = 0.0075$, $E_{sec} = 7240$ MPa, et $r = 1.324$. La courbe contrainte-déformation du béton confiné par une chemise en acier, illustrée à la Figure 4.18, est donc de la forme:

$$f_c = \frac{f'_{cc} . x . r}{r - 1 + x^r} = \frac{71.9x}{0.324 + x^{1.324}} \text{ avec } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Le calcul en flexion à l'ultime fournit comme caractéristique, pour une rupture de l'acier :

$M_u = 4322 \text{kN.m}$ et $\phi_u = 110 \text{rad/km}$

$$V_u = \frac{4322}{3.046} = 1419 \text{ kN}$$

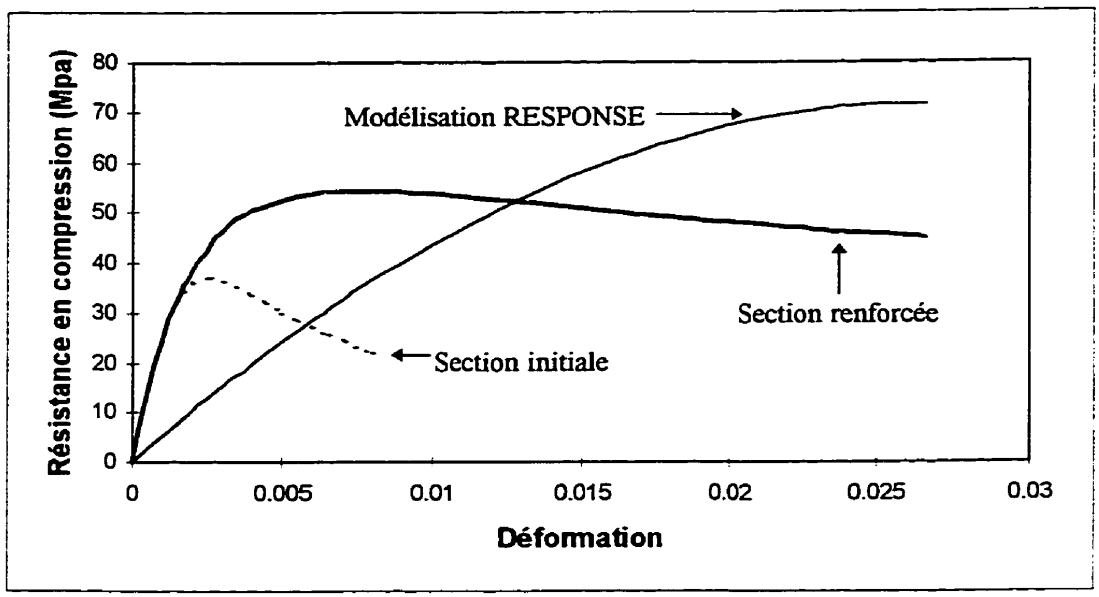


Figure 4.18 : Amélioration du confinement par une chemise en acier

La longueur de rotule plastique pour une chemise en acier avec un jeu de 50 mm à la base est de:

$$L_p = g + 0.044 d_b f_y = 50 + 0.044 \times 35.8 \times 451 = 760.4 \text{ mm}$$

En supposant un modèle élasto-plastique bilinéaire avec une courbure assumée constante sur la longueur de rotule plastique, la rotation plastique devient :

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p\left(\phi_{max} - \phi_y\right) = 760.4 \times \frac{(110-6)}{10^6} = 0.08 \text{ rad}$$

$$\Delta_p = \theta_p\left(L - 0.5L_p\right) = 0.08(3046 - 0.5 \times 760.4) = 213 \text{ mm}$$

La ductilité en déplacement est alors

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{213}{18.5} = 12.5$$

soit un déplacement inter-étage de 7.6 %. Cependant, on peut envisager que le poteau renforcé ne pourra supporter un tel niveau de ductilité à cause de deux phénomènes:

(1) pour d'importantes ductilités, le risque de flambement des armatures limite la capacité en déplacement ;

(2) le chapitre 3 décrivant le comportement des armatures avec du chevauchement a montré qu'il y avait deux mécanismes de glissement en fonction du niveau de confinement. Pour le poteau renforcé avec un confinement adéquat, il y a un risque de formation de fissures de fendage (fissures en surface sur l'armature) entraînant une perte de résistance limitée à cause de l'effort de serrage soutenu. Ce mécanisme de rupture par adhérence béton/armature, encore mal compris à ce jour, laisse envisager que le poteau sera soumis à du glissement qu'à partir d'un niveau de ductilité élevé. L'estimation de cet capacité en ductilité est complexe mais on peut supposer que la ductilité disponible sans perte de résistance est compris entre 6 et 8 au vu des divers essais réalisés sur ce renforcement de poteau. Priestley et al. (1996) proposent que l'amélioration du renforcement est au maximum pour une longueur de recouvrement : $l_s \geq \frac{0.3 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ mm

Pour une grande efficacité du renforcement, on obtient en considérant la limite de l'écrouissage de l'acier $l_s \geq 1258$ mm. En considérant la limite élastique de l'acier, on obtient $l_s \geq 817$ mm. Dans notre cas la longueur de recouvrement (914 mm) laisse envisager que le renforcement avec la chemise en acier sera efficace.

Vérification au cisaillement et hauteur du renforcement

Pour un renforcement vis à vis du glissement des armatures dans la zone de rotule plastique, il est nécessaire normalement de renforcer seulement la zone de recouvrement. Pourtant, pour toute amélioration de la déformation en compression du béton, il faut vérifier que le poteau n'est pas prédisposé à une rupture en cisaillement à cause de l'amélioration de la capacité en flexion dans la zone de rotule plastique. Cette vérification doit tenir compte de la contribution de la chemise à l'effort tranchant. De plus, ce calcul dimensionne la hauteur du renforcement. La procédure de calcul au cisaillement est mieux détaillée dans le chapitre suivant sur le renforcement au cisaillement.

Pour une chemise elliptique en acier, la contribution est fonction de la géométrie et de la

direction du chargement considéré:

$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jB_j\left[1-0.215\frac{D_j}{Bj}\right]\times 1.732$$

$$V_{sj} = 2\times 250\times 12\times 1240\times\left[1-0.215\frac{1760}{1240}\right]10^{-3}\times 1.732 = 8954 \text{ kN}$$

Le poteau dans la zone renforcé est largement résistant au cisaillement car pour d'importantes ductilités, sa résistance est de :

$$V_{nd} = (V_{cd}+V_s+V_p+V_{sj})\times 0.7 = (1399+8954)\times 0.7 = 7247 \geq V_{max}(\text{flexion}) = 1430 \text{ kN}$$

Il faut effectuer une deuxième vérification sur le reste du poteau. Il est nécessaire de déterminer la résistance au cisaillement sans la chemise à l'intérieur de la zone où la contribution du béton est dépendante de la demande en ductilité, soit le double de la profondeur de 1626 mm. La résistance en cisaillement en dehors de cette zone est de :

$$V_{nd} = 0.7\times(230+970+190) = 979 \leq V_{max} = 1430 \text{ kN}$$

Normalement la hauteur du renforcement requise pour éviter un glissement est égale à la hauteur de la zone de recouvrement. Cependant la hauteur sur laquelle se répand la fissure majeure au cisaillement est plus importante que la longueur de recouvrement. Il faut donc que la chemise soit étendue sur cette hauteur pour éviter une rupture fragile car la résistance en cisaillement est plus faible que l'effort tranchant de la flexion maximum. La hauteur du renforcement est donc de $l_j = 1626$ mm.

4.6 Renforcement vis à vis d'un manque de ductilité en flexion

Ce renforcement concerne le comportement au sommet du poteau qui a une capacité en ductilité limitée à cause d'un manque de confinement de la rotule plastique.

Évaluation de la demande en ductilité

En supposant qu'on veut obtenir une ductilité en déplacement de $\mu_\Delta = 10$. Le renforcement est dimensionné alors pour un déplacement maximum de

$\Delta_m = 18.5 \times 10 = 185$ mm . Le principe du dimensionnement suit les étapes suivantes.

1. La rotation plastique θ_p nécessaire pour une ductilité en déplacement de 10 doit être.

$$\theta_p = \frac{\Delta_m - \Delta_y}{L} = \frac{185 - 18.5}{3046} = 0.0546 \text{ rad}$$

2. On détermine ensuite la courbure plastique équivalente.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0546}{760.4} 10^6 = 72 \text{ rad/km}$$

La nouvelle longueur de rotule plastique avec le renforcement est fournie par l'expression.

$$L_p = g + 0.044 d_b f_y = 50 + 0.044 \times 35.8 \times 451 = 760.4 \text{ mm}$$

g est le jeu entre la chemise de renforcement et le haut de la semelle. On considère un jeu de 50 mm.

3. La courbure maximum requise est alors

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p = 72 + 6 = 77 \text{ rad/km}$$

4. La déformation maximum en compression requise devient alors

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m . c$$

où c est la position de l'axe neutre déterminée à l'aide de l'analyse moment courbure sur le logiciel RESPONSE. On obtient une déformation maximum de $\varepsilon_{cm} = 0.0134$

5. Le rapport volumétrique de confinement nécessaire dépend de cette déformation ε_{cm} :

$$\rho_s = \Omega_i(\varepsilon_{cm}))$$

où Ω_i est fonction du matériau utilisé pour le renforcement.

4.6.1 Chemise en acier

La déformation maximum en compression dépend de

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \varepsilon_{sm} \rho_s}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{5.6 t_j f_{yj} \varepsilon_{sm}}{D f'_{cc}}$$

où f_{yj} est le limite élastique et ε_{sm} la déformation maximum de l'acier utilisé pour la chemise. L'épaisseur de la chemise en acier requise est donc:

$$t_j = \frac{0.18(\varepsilon_{cm} - 0.004) D_e f'_{cc}}{f_{yj} \varepsilon_{sm}} = \frac{0.18 \times (0.0134 - 0.004) \times 37 \times 2053.5}{250 \times 0.15} = 3.4 \text{ mm}$$

Le rapport volumétrique obtenu doit aussi être suffisant pour éviter le flambement des armatures longitudinales. L'épaisseur minimum requise pour une chemise en acier ou en matériau composite est:

$$t_j = 0.00817 n d_{bl} \frac{f_y}{f_{yj}} = 0.00817 \times 29 \times 35.8 \times \frac{451}{250} = 15.3 \text{ mm}$$

où n est le nombre d'armatures longitudinales, avec n=29

4.6.2 Chemise en matériaux composites

La déformation maximum en compression dépend de :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{2.5 \rho_s f_{uj} \varepsilon_{uj}}{f'_{cc}}$$

où le ratio volumétrique, ρ_s, est égal à $4t_j / D_e$. L'épaisseur de la chemise nécessaire est alors:

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004) D_e f'_{cc}}{f_{uj} \varepsilon_{uj}} = \frac{0.1(0.0134 - 0.004) \times 37 \times 2053.5}{415 \times 0.02} = 8.6 \text{ mm}$$

Le ratio volumétrique obtenu doit aussi satisfaire la condition de non-flambement des

armatures. L'épaisseur minimum requise pour une chemise en matériaux composites est:

$$t_j = 0.00817 n d_{bl} \frac{f_y}{f_{yj}} = 0.00817 \times 29 \times 35.8 \times \frac{451}{82.8} = 46 \text{ mm}$$

où $f_{yj} = 0.004E_j = 0.004 \times 20700 = 82.8$ MPa pour la chemise en matériaux composites.

4.6.3 Chemise en béton

La déformation maximum en compression dépend de :

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \varepsilon_{sm} \rho_s}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{5.6 A_h f_{yj} \varepsilon_{sm}}{D_e' s f'_{cc}}$$

L'efficacité du confinement est réduite de 50% pour un renforcement rectangulaire en béton avec des frettes périphériques autour d'une section rectangulaire.

L'espacement des armatures transversales requis à l'intérieur de l'enveloppe en béton est donc:

$$s = \frac{5.6 A_h f_{yj} \varepsilon_{sm}}{D'_e f'_{cc} \left(\varepsilon_{cm} - 0.004\right)} \times 0.5 = \frac{5.6 \times 700 \times 450 \times 0.12}{2053.5 \times 37 \times (0.0134 - 0.004)} \times 0.5 = 148.2 \text{ mm}$$

Le ratio volumétrique obtenu doit aussi satisfaire les deux conditions de non-flambement des armatures :

(1) $s \leq 6 d_{bl} = 214.8$ mm

(2) $s \leq \frac{16 A_{tr}}{\sum A_l} \frac{6 d_{bl} f_{yh}}{f_y} = \frac{16 \times 700}{29 \times 1006.6} \frac{6 \times 35.8 \times 450}{451} = 82.2$ mm

où A_{tr} et A_l sont les sections d'armatures transversales et longitudinales respectivement.

4.6.4 Hauteur du renforcement

Pour un ratio de la charge axiale $\frac{P}{f'_c A_g} = 0.047 \leq 0.3$, la hauteur minimum de la région à renforcer équivaut au maximum de :

(1) la dimension de la section dans la direction du chargement l_j=813 mm;

(2) 25 % de la longueur entre la section critique et le point d'inflexion, soit $l_j = 0.25 \times 3046 = 762$ mm.

La hauteur du renforcement est alors de 813 mm. Il est nécessaire de vérifier que l'amélioration de la ductilité en flexion de la rotule plastique n'engendre pas un effort tranchant dans la rotule plastique supérieur à la borne inférieure de la résistance en cisaillement. Dans le cas échéant, il faudrait renforcer la zone où la contribution du béton est influencée par les fissures de flexion et cisaillement. Pour les mêmes raisons que celles énoncées pour le renforcement au glissement, la hauteur du renforcement doit être le double de la profondeur de la section soit 1.63 m.

4.7 Renforcement vis à vis du cisaillement

Les piles de ponts sont généralement ferraillées avec des détails d'armatures identiques sans regard avec l'élancement du poteau. Pour un pont, on peut avoir des modes de rupture différents selon la hauteur des piles. Pour illustrer ce phénomène, considérons un poteau identique au point de vue de la géométrie de la section et des détails du ferraillage mais avec une hauteur de 4.00 m pour la pile. Il est à noter que on ne considère que la moitié de la pile, soit une hauteur de 2.00 m. Le nouveau ratio de cisaillement, défini par la portée de l'effort tranchant sur la profondeur, est de 2.46. Selon Bett et al. (1987) ce ratio inférieur à 2.5 indique une prédisposition du poteau à une rupture en cisaillement.

Évaluation du comportement

L'enveloppe de l'effort tranchant dans la rotule plastique pour la résistance en flexion et la résistance varie alors que celle au cisaillement reste inchangée.

Le comportement à la base du poteau est toujours gouverné par le mécanisme de glissement des armatures. Cependant, on peut noter l'effet bénéfique de ce mécanisme qui évite une rupture fragile en cisaillement à la base du poteau.

Pour la rotule plastique au sommet du poteau, le mode de rupture change comme on peut le remarquer sur la Figure 4.19. La résistance en cisaillement n'a pas évoluée, mais l'effort tranchant correspondant à la résistance de flexion à la base dans la rotule a augmenté avec une hauteur de poteau plus faible.

Zone No.2 au sommet du poteau

Le mécanisme de rupture, comme on pouvait le prévoir, est prédominé par une rupture en cisaillement dans la rotule plastique au sommet du poteau. La Figure 4.19 montre que la décroissance de la résistance au cisaillement du poteau avec l'augmentation de la ductilité prédispose celui-ci à une rupture fragile en cisaillement ($V_{nd} \leq V_{if} \leq V_{ni}$). La rupture fragile au sommet du poteau sera caractérisée par des fissures combinées de flexion et cisaillement.

L'espacement du ferraillage transversale trop important dans le haut du poteau ne fournit pas une contribution à la résistance en cisaillement suffisante pour contrebalancer la diminution de la contribution du béton dans la rotule plastique. La rotation plastique ne peut pas se développer entièrement à cause d'une rupture fragile en cisaillement limitant ainsi la capacité en ductilité.

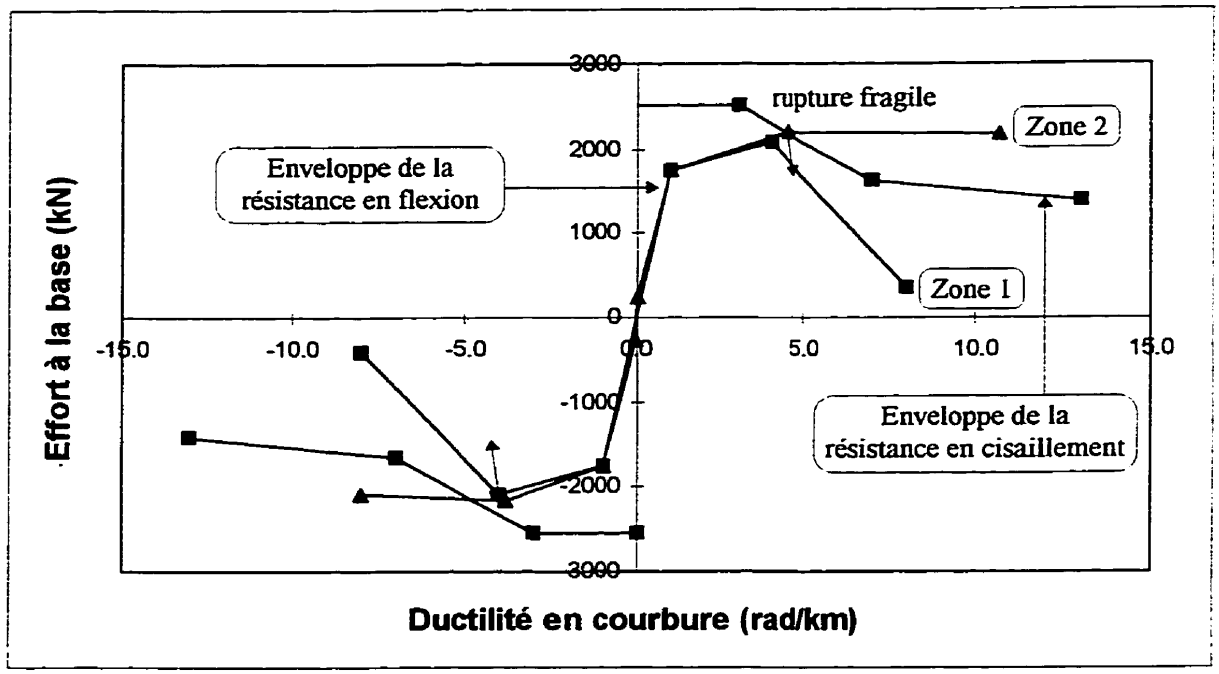


Figure 4.19 : Enveloppe de l'effort tranchant dans la rotule plastique

Capacité en ductilité

Cette rupture en cisaillement intervient pour une ductilité en courbure estimée par l'équation :

$$\mu_{\phi\alpha} = 3 + \frac{4\left(V_{ni} - V_{if}\right)}{V_{ni} - V_{nd}}$$

où V_{ni} et V_{nd} sont les bornes de la résistance en cisaillement dans la rotule plastique et V_{if} est l'effort tranchant correspondant à la résistance en flexion du poteau. La rotation plastique au sommet du poteau est limitée pour une ductilité en courbure de $\mu_{\phi\alpha} = 4.1$ soit $\phi_{max} = 20.5 \text{rad / km}$.

Le déplacement élastique devient alors en fonction de la hauteur du poteau :

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} = \frac{6 \times (2000)^2}{10^6 \times 3} = 8 \text{ mm}$$

La longueur de rotule plastique devient donc :

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} = 0.08 \times 2 + 0.022 \times 451 \times 35.8 10^{-3} = 0.515 \text{ m} \leq 0.710 \text{ m}$$

On prend alors $L_p = 710$ mm

La rotation plastique à la base est donc de :

$$\theta_p = L_p(\phi_u - \phi_y) = 710 \times \frac{(20.5 - 6)}{10^6} = 0.0103 \text{ rad}$$

Le déplacement plastique équivaut alors à :

$$\Delta_p = \theta_p(L - 0.5L_p) = 0.0103 \times (2000 - 0.5 \times 710) = 16.9 \text{ mm}$$

La ductilité en déplacement du poteau sans perte de résistance est alors:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{16.9}{8} = 3.1$$

Le poteau peut donc supporter une ductilité en déplacement de 3.1, soit un déplacement de 24.8 mm et un déplacement inter-étage de 1.24 %. Au delà de ce déplacement, la rupture fragile en cisaillement du poteau entraîne une perte de résistance totale.

Évaluation de la demande de résistance en cisaillement

On dimensionne la chemise pour qu'elle puisse atteindre V^o, l'effort tranchant maximum possible, correspondant au développement du surplus de capacité de la rotule plastique, soit $V^o = 2203\text{kN}$. Priestley et al.(1996) recommandent d'adopter un facteur de sécurité $\phi_s = 0.7$ pour le dimensionnement de la chemise.

La résistance au cisaillement requise V_{sj} que doit fournir la chemise est:

$$\phi_s V_{sj} \geq V^o - \phi_s\left[V_c + V_s + V_p\right] = 2303 - 0.7 \times 1399 = 1324 \text{ kN}$$

où

$$V_{sj} \geq \frac{1324}{0.7} = 1891 \text{ kN}$$

4.7.1 Chemise en acier

Pour une chemise elliptique en acier la contribution de la chemise est différente selon la direction considérée. Dans la direction Y, la capacité totale en cisaillement de la chemise est:

$$V_{sj} = 2f_{yj}t_jB_j\left[1-0.215\frac{D_j}{Bj}\right]\times 1.732$$

$$V_{sj} = 2\times 250\times t_j\times 1240\times\left[1-0.215\frac{1760}{1240}\right]10^{-3}\times 1.732 = 746\times tj\frac{kN}{mm}$$

où B_j et D_j sont la petite et la grande dimension respectivement de la chemise elliptique.

L'épaisseur de la chemise requise est alors :

$$t_j \geq \frac{1891}{746} = 2.5 \text{ mm}$$

À titre indicatif, pour une chemise circulaire de 1555 mm de diamètre, l'épaisseur requise est de :

$$t_j \geq \frac{1891}{0.5\times\pi\times 250\times 1555\times 1.732}10^3 = 2.5 \text{ mm}$$

4.7.2 Chemise en matériaux composites

Le niveau de déformation maximum permis pour les matériaux composite est de 0.004. Cette restriction est nécessaire pour éviter toute rupture fragile et assurer une protection adéquate. La contrainte admissible de la chemise est donc $f_{yj} = 0.004Ej = 83$ MPa.

L'épaisseur de la chemise requise est alors pour une chemise elliptique :

$$t_j \geq \frac{1891}{247} = 7.7 \text{ mm}$$

4.7.3 Chemise en béton

On considère une enveloppe en béton ferraillée avec des armatures transversales rectangulaires de 823×1330 mm^2. Les armatures transversales nécessaires pour une amélioration au cisaillement avec une chemise en béton se calculent selon les principes du dimmensionnement des nouveaux poteaux en tenant compte des recommandations des codes parasismiques avec un angle à 35°. On ne considère, dans la contribution des armatures transversales, que la part des armatures transversales. L'effort de cisaillement que doit reprendre la chemise est alors :

$$V_{sj} \geq \frac{(2203 - 0.7(232 + 211))}{0.7} = 2704 \text{ kN}$$

La contribution au cisaillement des armatures transversales, pour des No30 de 450 MPa en limite élastique, de la chemise en béton est de :

$$V_s = \frac{A_v f_y D' \cot\theta}{s} = \frac{2 \times 700 \times 450 \times 823 \times \cot 35}{s} = \frac{740480}{s} \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

soit un espacement minimum de s<274 mm.

4.7.4 Hauteur du renforcement

La hauteur du renforcement vis à vis du cisaillement dans une zone de rotule plastique doit être développée sur deux fois la profondeur de la section soit 1.63 m.

Capacité en ductilité du poteau renforcé

L'amélioration de la capacité en ductilité doit considérer le confinement fourni par la chemise sur la déformation ultime. Une approximation très conservatrice est de prendre comme courbure ultime, la courbure de la flexion ultime du poteau non renforcé, soit $\mu_{\phi\alpha} = 8$. En considérant un jeu de 50 mm à la base, la longueur de rotule plastique est

égale à $L_p = g + 0.044 d_b f_y = 50 + 0.044 \times 35.8 \times 451 = 760.4$ mm

$$\theta_p = L_p \phi_p = L_p(\phi_u - \phi_y) = 760.4 \times \frac{(40-6)}{10^6} = 0.0258 \text{ rad}$$

$$\Delta_p = \theta_p\left(L - 0.5L_p\right) = 0.0258(2000 - 0.5 \times 760.4) = 41.8 \text{ mm}$$

La ductilité en déplacement est alors:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{41.8}{8} = 6.2$$

Cette ductilité est sous estimée du fait de la non prise en compte de l'amélioration de la déformation ultime du béton par le renforcement en cisaillement. Si le calcul rigoureux de cette ductilité en déplacement ne satisfaisait pas la demande en ductilité désirée, il serait alors nécessaire d'augmenter le ratio volumétrique de la chemise pour atteindre une déformation ultime du béton en compression plus importante. La procédure du dimensionnement vis à vis d'un manque de ductilité suit les étapes présentées au paragraphe précédent.

4.8 Discussion

Mode de rupture local

L'évaluation du mode de rupture local en fonction de la rotule plastique considérée a permis de mettre en évidence les points suivants.

(1) le mode de rupture est influencé par le ferraillage longitudinal (armatures de recouvrement ou armatures continues) et le niveau de confinement (armatures transversales) ;

(2) la ductilité en flexion dépend considérablement du niveau de la charge axiale ;

(3) la hauteur de la section peut modifier le mode de rupture ;

Pour un ouvrage avec des hauteurs de piles différentes, l'évaluation globale doit donc être menée pour chaques poteaux en étudiant l'influence des combinaisons sur la charge axiale de compression. Il est primordial de s'assurer que la localisation des zones de rotule plastique est correcte car sinon l'interprétation des mécanismes inélastiques est faussée. Cette erreur peut entraîner une mauvaise interprétation des déficiences et rendre inapte le renforcement.

Une évaluation complète de tous les poteaux permet alors de déterminer le mode de rupture local et le déplacement critique de chaque rotules plastiques. Une fois cette évaluation effectuée, il est nécessaire d'étudier le mécanisme de rupture global de l'ouvrage.

Mécanisme de rupture globale

Cette étude du mécanisme de rupture globale permet de déterminer le déplacement maximum que peut subir l'ouvrage sans perte de résistance.

Le pont, étudié dans ce chapitre, a des hauteurs de poteaux variant entre 5.3 m et 8.4 m. Pour les poteaux, la formation de la rotule plastique à la base est gouvernée par le mécanisme de glissement dans la zone de recouvrement. L'amorce prématurée de ce glissement ne permet pas au poteau de développer une rotation plastique importante.

Pour les poteaux élancés (8.4 m), le mode de rupture dans la rotule plastique au sommet du poteau est une rupture en flexion par manque de ductilité.
Pour les poteaux trapus (5.3 m), le mode de rupture dans la rotule plastique au sommet du poteau est une rupture fragile en cisaillement.
Les deux derniers modes de rupture interviennent pour des déplacements plus importants que celui amorçant le glissement.

L'étude sommaire réalisée dans ce chapitre a montré que le déplacement critique sans perte de résistance était contrôlé par le mécanisme de rotule plastique à la base. Le premier mode de rupture global attendu serait alors un mécanisme de glissement des armatures de recouvrement entraînant une perte de résistance. Ce premier mode de rupture ne correspond pas à l'effondrement de la structure car le poteau peut reprendre encore du déplacement. Le deuxième mode de rupture auquel on peut s'attendre correspond à une rupture fragile de la rotule plastique au sommet du poteau le moins élancé. Toutefois le déplacement auquel interviendra ce deuxième mode de rupture sera plus important du fait du premier mécanisme de glissement.

La figure 4.20 illustre la prédiction globale du comportement inélastique de l'ouvrage. L'instabilité globale de l'ouvrage se produit généralement lorsque l'effet des charges sur la structure déformée, dû au déplacement Δ, excède la rigidité restante de l'ouvrage. La rigidité de l'ouvrage diminue suite à l'apparition du glissement à la base du poteau et à la formation de rotule plastique. Cette perte de résistance et de rigidité rend l'ouvrage plus flexible entraînant une demande en ductilité plus importante dans les autres rotules plastiques.

Le risque de rupture locale en cisaillement pour les poteaux les moins élancés laisse envisager que la rupture globale de l'ouvrage interviendra par une rupture fragile en cisaillement. De plus, le faible degré de redondance dans les ponts peut être critique lors de la formation des rotules plastiques entraînant un effondrement globale de l'ouvrage.

Cette étude globale de l'ouvrage est surtout intéressante pour savoir quel est le niveau de renforcement à fournir pour la ductilité des rotules plastiques. La procédure est dictée par les étapes du calcul par capacité qui détermine le premier mode de rupture et le cheminement des mécanismes de rotules plastiques qu'on veut obtenir.

Cette étude peut être réalisée analytiquement avec des tests ``Push-over`` en considérant les courbes hystérésis enveloppe de chaque rotule plastique, comme illustré à la Figure 4.20.

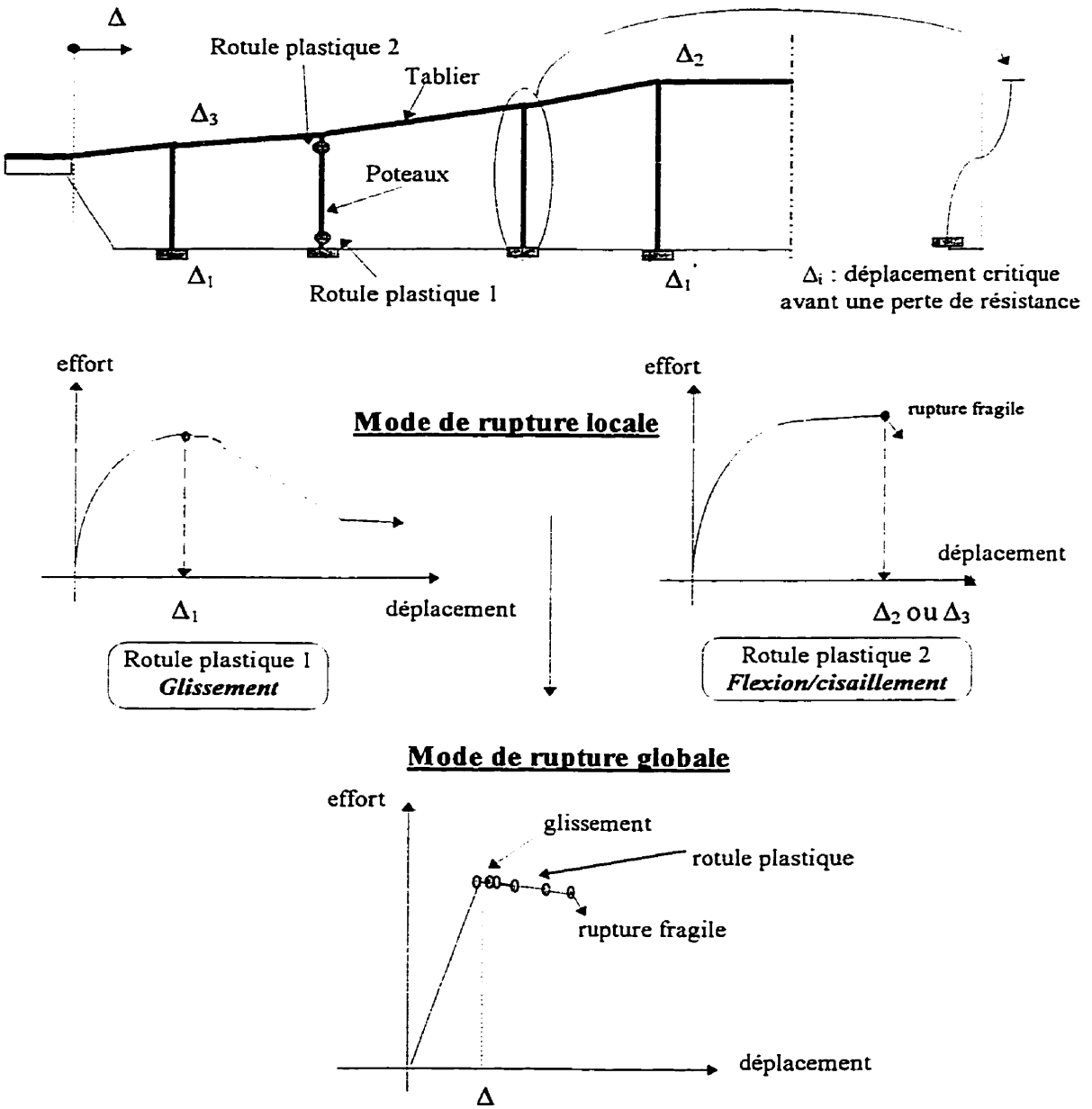


Figure 4.20 : Mécanisme de rupture globale de l'ouvrage

Le test ``Push-over`` consiste à évaluer l'ouvrage par une analyse statique non linéaire

sous charge latérale graduellement augmentée. De plus on peut considérer d'autres mécanismes comme les effets P-Δ.

Renforcement

L'étude sur le renforcement en fonction des matériaux, des rotules plastiques considérées et de la hauteur du poteau est résumée dans le Tableau 4.7. Le renforcement est illustré à la Figure 4.21.

La chemise en béton, par la difficulté de la mise en place des armatures, semble être le renforcement le moins adéquat par rapport aux deux autres solutions. Le renforcement en acier, par l'épaisseur et la facile mise en place de la chemise, semble être la solution la plus adaptée (efficacité et coût) par rapport à une chemise en matériaux composites.

Pour ces deux raisons, la partie expérimentale, présentée dans la suite de ce mémoire, étudiant le renforcement de la rotule plastique à la base, s'est axée sur la solution acier.

Tableau 4.7 : Caractéristiques des chemises en fonction de l'objectif du renforcement pour une charge axiale de 1600 kN

Type de Chemise (elliptique)		Caractéristique /objectif du renforcement			
Matériau	Propriétés	Glissement**	Ductilité*	Cisaillement*	Hauteur
Acier	module d'élast. 200000 MPa limite élastique 250 MPa déform. ultime 0.15	tj=11.7 mm	tj^{+}=3.4mm tj^{++}=15.3mm	tj=2.5mm	
Matériaux composites (fibres de verre)	module d'élast. 20700 MPa limite rupture 415 MPa déform. ultime 0.02 épaisseur/couche=1.3mm	$^{(1)}$94.9mm $^{(1)}$50.7+$^{(2)}$13mm	tj^{+}=8.6mm tj^{++}=46mm	tj=7.7mm	^{C}1.63m ^{D}0.813m
Béton	Béton B35 Armatures limite élastique 450 MPa No.30 A_{sp}=700mm^2	s=53mm	s^{+}=148mm s^{++}=82mm	s=274	

* rotule plastique au sommet du poteau ;** rotule plastique à la base du poteau
tj= épaisseur ; s= espacement ;$^{(1)}$ confinement passif + $^{(2)}$ confinement actif
^{C} condition au cisaillement ; ^{D} condition en ductilité
$^{+}$ condition sur la déformation ultime du béton
$^{++}$ condition de non flambement des armatures longitudinales

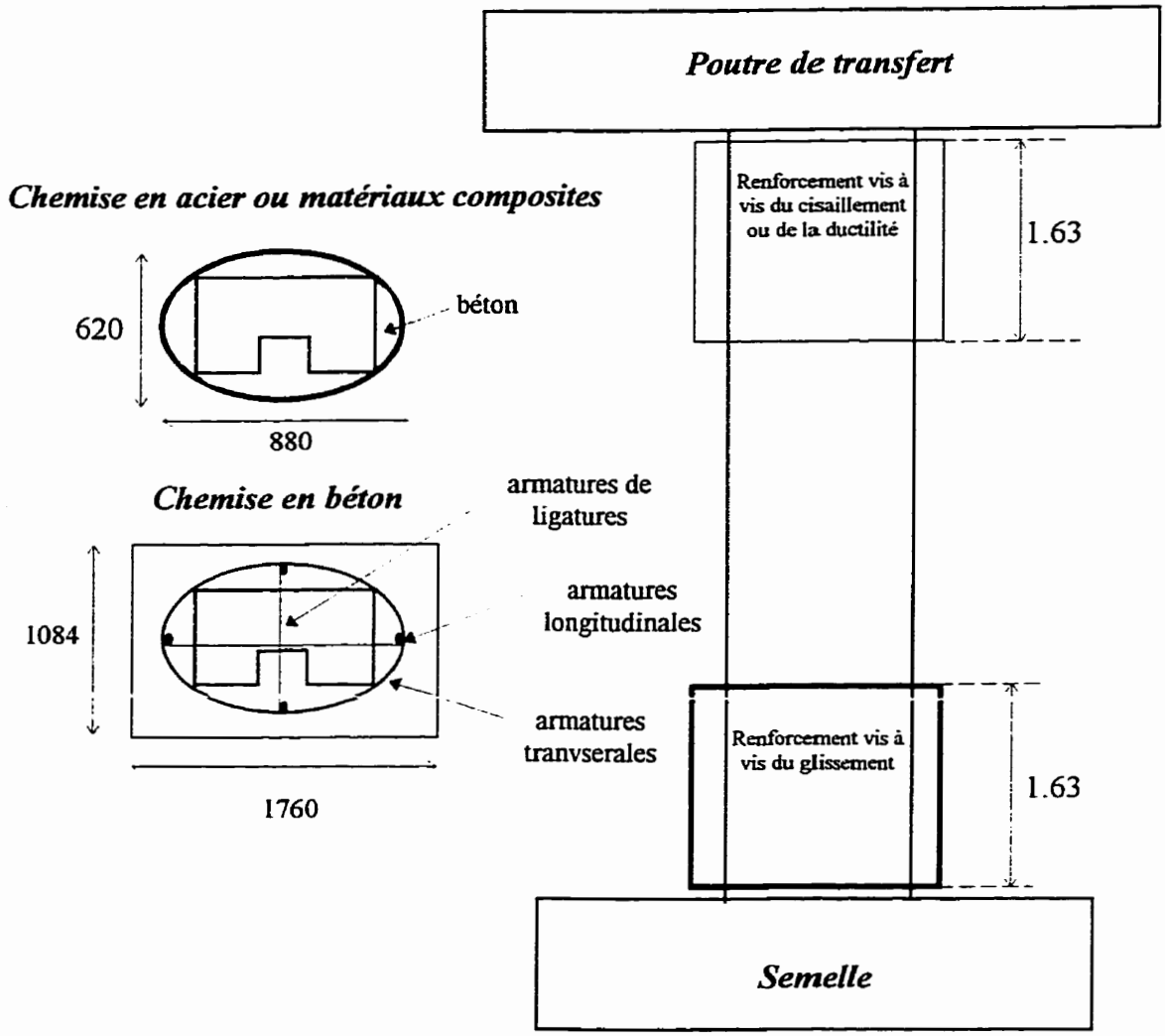


Figure 4.21 : Renforcement de la pile

CHAPITRE 5
ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA PILE NON RENFORCÉE

Ce chapitre présente la partie expérimentale de l'évaluation du poteau étudié dans le chapitre 4 présentant les concepts de calcul d'évaluation et de renforcement d'une pile. La théorie de l'analyse dimensionnelle permettant de relier le modèle d'essai et le prototype est exposée brièvement avec quelques remarques sur la simulation du béton et des divers mécanismes mis en jeu entre le béton et les armatures. Par la suite, les caractéristiques du modèle et du montage d'essai du spécimen S0, correspondant à la section initiale, seront décrites. Enfin, les observations et les résultats expérimentaux de l'essai quasi-statique normalisé de ce spécimen seront commentés et illustrés. En conclusion de ce chapitre, le choix du renforcement pour améliorer le comportement de la section initiale sera présenté.

5.1 Objectif de l'essai

L'essai quasi-statique réalisé sur le poteau de la section initiale (spécimen S0) donne des informations concernant la résistance, rigidité et la ductilité de la section initiale. L'évaluation du modèle permet de prédire le comportement structural du prototype et de déterminer les vulnérabilités du poteau. Cette évaluation est fondamentale pour déterminer les déficiences du poteau et orienter adéquatement les objectifs du renforcement. Pour expérimenter un phénomène analogue entre le modèle et le prototype on fait appel à l'analyse dimensionnelle. Cette étude permet d'établir les facteurs d'échelle à prendre en compte pour les variables et paramètres.

5.2 Analyse dimensionnelle

Pour des essais avec des modèles à échelle réduite il est nécessaire d'étudier chaque phénomène physique (moment, déplacement, glissement, modèle de fissuration) pour déterminer les paramètres et les variables qui interviennent dans le phénomène. L'établissement de ces règles de conversion entre le modèle et le prototype est basé sur l'analyse dimensionnelle. L'analyse dimensionnelle est primordiale dans l'élaboration expérimentale des modèles à échelle réduit car elle permet d'appréhender les paramètres qui influenceront la réponse du modèle.

5.2.1 Théorie

La théorie de la modélisation établit des lois sur la géométrie, les propriétés des matériaux, les conditions initiales, les conditions frontières et les effets de l'environnement (chargement) entre le modèle et le prototype pour que le comportement de l'un puisse être exprimé comme une fonction du comportement de l'autre. Les fonctions de corrélation liant le prototype et le modèle sont définies par les lois de similitude. La théorie de similitude a été développée sur la base de l'analyse dimensionnelle. L'analyse dimensionnelle est un outil analytique puissant qui résulte des considérations sur les dimensions des quantités physiques impliquées dans un phénomène physique.

Tout phénomène physique peut être formulé par une équation dimensionnelle homogène de la forme:

$$q_1 = F(q_2, q_3, \ldots\ldots, q_n) \tag{5.1}$$

où n est le nombre total de quantités physiques intervenant dans le phénomène décrit par la fonction à valeur unique F. Dans cette expression q_1 est une quantité dépendante et q_2 à q_n sont des variables et des paramètres dont q_1 dépend.

Selon le théorème de Buckingham Pi (1914), toutes équations dimensionnelles homogènes s'écrivent aussi sous la forme:

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \ldots\ldots\ldots \pi_{n-N}) \tag{5.2}$$

où π_1 à π_{n-N} sont des paramètres adimensionnels, complets et indépendants et f une nouvelle fonction à valeur unique. Ces paramètres sont des multiples des quantités physiques q_1 à q_n. Le nombre N est le rang de la matrice dimensionnelle qui est égale au nombre d'unités fondamentales nécessaires pour décrire les quantités physiques.

Si les équations (5.1) et (5.2) sont équivalentes, elles décrivent alors le même phénomène physique. Du fait que l'équation (5.2) est sans dimension et si les lois de similitude sont correctes, elle doit être valide pour le prototype et le modèle.

Une condition suffisante pour une similitude complète est alors du type:

$$(\pi_1)_p = (\pi_1)_m \tag{5.3}$$

$$(\pi_2)_p = (\pi_2)_m \ldots\ldots\ldots \text{à} \ldots\ldots (\pi_{n-N})_p = (\pi_{n-N})_m \tag{5.4}$$

où les indices p et m correspondent au prototype et au modèle, respectivement. L'équation (5.3) réfère à la prédiction du phénomène physique et la série d'équations (5.4) constitue les conditions de conception pour le modèle.

Les deux difficultés majeures dans la conception d'un modèle sont dans la considération du nombre pertinent de quantités physiques dans l'équation (5.1) et dans les restrictions physiques imposées par les équations (5.4) pour la réalisation du modèle.

Sabnis et al.(1983) ont distingué trois types de modèles pour l'analyse des structures.

(1) Le modèle parfait (*true replica*) est celui où on respecte toutes les lois de similitude. Il est en général difficile de réaliser ce type de modèle du fait que l'essence de l'expérimentation est de déterminer les paramètres influençant un phénomène physique complexe.

(2) Le modèle de premier ordre est celui ou on ne respecte pas certaines lois de similitude sans que cela affecte sensiblement la qualité des résultats. C'est le modèle le plus répandu pour des essais dans le domaine inélastique en statique ou dynamique.

(3) Le modèle distorsionné où on ne respecte pas les lois de similitude.

La spécification des quantités physiques dans l'équation (5.1) demande une connaissance du phénomène physique étudié. Dans la modélisation structurale les quantités physiques les plus couramment utilisées sont les propriétés géométriques, les propriétés des matériaux, les conditions initiales, les effets externes. La partie critique dans l'analyse du modèle se situe sur le choix judicieux des quantités physiques qui affecteront les quantités mesurées durant l'étape expérimentale.

La procédure à suivre pour une similitude complète entre le modèle et le prototype peut se résumer en 3 étapes:

(1) formuler le phénomène physique étudié en fonction des quantités physiques dont il dépend (équation 5.1);

(2) développer une équation de produits adimensionnels, complets et indépendants de ces quantités physiques (équation 5.2);

(3) établir pour chaque produit adimensionnel l'égalité entre le prototype et le modèle (équations 5.3 et 5.4); cette étape permettra d'établir les facteurs d'échelle entre le modèle et le prototype.

Il ne faut pas oublier cependant que l'analyse dimensionnelle étudie un phénomène physique en considérant les dimensions des quantités physiques mis en cause. Les lois de

similitude sont donc universelles quelque soit le modèle étudié. Elles varient seulement selon le degré de similitude avec le prototype.

Les lois de similitude pour les facteurs Pi sont décrites par $\pi_m = \pi_p$, comme dans l'équation (5.3). On définit alors le facteur d'échelle S_i comme étant le rapport entre i_p et i_m pour une quantité i. On peut exprimer ces facteurs d'échelle en fonction de deux quantités indépendantes, par exemple dans notre cas S_l et S_E où l est relatif à une quantité de longueur et E à un module d'élasticité. On peut donc pour toute quantité physique dans une modélisation statique exprimer les facteurs d'échelle en fonction de S_E et S_l. Pour notre modèle testé avec des essais quasi-statiques, on applique les facteurs d'échelle, fournis au Tableau 5.1, pour les différentes quantités physiques.

Tableau 5.1 : Facteurs d'échelle pour des modèles statiques

(adapté de Sabnis et al., 1983)

Quantités	Unité	Facteur
Propriétés des matériaux		
contrainte	F/L^2	S_E
module d'élasticité	F/L^2	S_E
coef. de Poisson	-	1
déformation	-	1
ductilité	-	1
Propriétés géométriques		
longueur	L	S_l
aire	L^2	S_l^2
inertie	L^4	S_l^4
angle	-	1
Chargement		
charge concentrée	F	$S_E S_l^2$
charge répartie	FL^{-1}	$S_E S_l$
moment	FL	$S_E S_l^3$
effort tranchant	F	$S_E S_l^2$

Cependant, pour des essais à la rupture le comportement de la structure se situe dans le domaine inélastique. La détermination des paramètres et des mécanismes influençant la réponse dans ce domaine est complexe. La simulation dans le domaine inélastique des divers matériaux, béton et armatures dans notre cas, est la phase critique de notre analyse dimensionnelle.

5.2.2 Simulation du béton

Les modèles structuraux en béton peuvent être divisés en deux catégories. Le modèle élastique qui doit être en accord avec les principes de l'analyse dimensionnelle et régi par les lois de similitude présentées ci-dessus. Lors d'essais à la rupture, il faut aussi étudier un autre modèle pour obtenir une bonne simulation des comportements mécaniques du béton dans le domaine inélastique. Ces considérations limitent le type de matériau disponible pour ces essais à la rupture et imposent l'utilisation du micro-béton. Le comportement du modèle dépend de la rigidité initiale qui est fortement influencée par le module élastique du béton. Une bonne simulation de la relation contrainte-déformation fournit des résultats adéquats.

Toutefois, certains modes de rupture comme le glissement des barres ou le transfert du cisaillement après fissuration dépendent de la cohésion granulaires, la rugosité des surfaces ou du cheminement des fissures. Ces mécanismes sont encore à ce jour assez peu compris et donc la simulation du comportement de ce matériau hétérogène est difficile du fait de l'influence de ces divers phénomènes dépendants.

5.2.2.1 Composition de la matrice du béton

Selon Moncarz et al.(1981), la simulation du béton peut être effectuée à différents niveaux.

(1) atomique et moléculaire: la conception n'est pas réalisable à ce degré d'intervention à cause de la complexité des divers processus chimiques (hydratation, durcissement) intervenant lors de la coulée.

(2) granulaire: la simulation consiste à appliquer un facteur d'échelle, S_l, sur la taille des granulats. Cependant la quantité d'eau nécessaire à la maniabilité augmente rapidement avec la diminution de la taille des granulats. Il en résulte une augmentation de la quantité de ciment nécessaire à l'obtention de la résistance en compression requise. Ce surplus de ciment augmente la résistance de la matrice et par conséquent la résistance en traction.

(3) approche phénoménologique: les considérations ci-dessus ont conduit à simuler le béton par une approche des mécanismes de rupture. Cette simulation se base sur des considérations sur la maniabilité du mélange. Il a été prouvé que la maniabilité n'est pas affectée par la granulométrie de l'agrégats pour une aire de surface spécifique d'agrégats constante. De plus Abrams (1918) a suggéré que la résistance en compression d'un béton, s'il est bien compacté, n'est pas affectée considérablement par la forme, la surface de texture et la calibrage des granulats. Cette approche est toutefois complexe à cause de la complexité des mécanismes de fissures.

5.2.2.2 Simulation des mécanismes mis en jeu dans le béton

La simulation du transfert d'effort après fissuration est le problème majeur pour les modèles en béton à échelle réduite. La simulation du glissement béton-armatures impose certaines conditions sur le choix de l'armature et de la taille des granulats pour le prototype. En effet les caractéristiques de surface, mécanique ou chimique, vont influencer la réponse du prototype. Toutefois la disponibilité sur la taille des granulats et des diamètres d'armatures restreint le choix des matériaux utilisés pour le prototype. La similarité inter-structure (rugosité, cohésion, taille des granulats) dans les zones de transfert d'effort ne sera donc pas respectée. On peut facilement comprendre la difficulté

à simuler correctement ces mécanismes au vu du cheminement des fissures comme l'indique la Figure 5.1. La ligne I-I représente une fissure en traction. La ligne II-II représente une fissure en cisaillement et la ligne III-III une fissure en glissement ou en compression. Le développement des deux dernières dépendent de la matrice des granulats de la structure. De plus les fissures dues au glissement des armatures (III-III) sont fonction du rapport entre la taille des armatures et des granulats environnants.

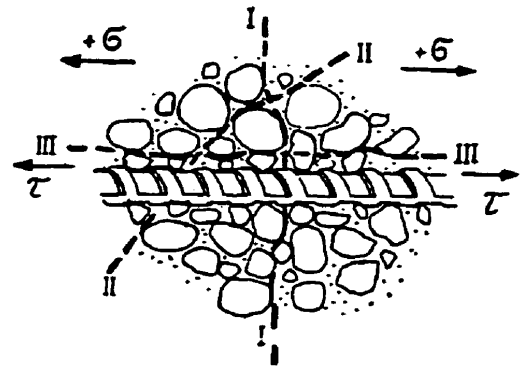


Figure 5.1 : Transfert d'efforts pour le béton armé (adapté de Moncarz et al., 1981)

La difficulté à simuler le béton dans le domaine post-fissuration, qui est régi par le transfert des efforts, laisse à envisager que les prototypes en béton armé ne peuvent être modélisés que par des modèles qui ne respectent pas toutes les lois de similitude (modèle du premier ordre). La précision des résultats obtenus pour un prototype testé à la rupture sera biaisée sensiblement à cause du manque d'exactitude de cette simulation dans le domaine inélastique. Pour notre prototype avec des barres de recouvrement, on peut supposer que l'effort amorçant le glissement des barres sera plus important que prévu du fait de l'augmentation de la résistance de la matrice et donc de la résistance en traction.
Cependant cette simulation du premier ordre fournira de bonnes informations sur les déficiences du poteau, ou du moins elle n'altérera pas, par rapport au prototype, le mode de rupture observé pour le modèle.

5.3 Évaluation expérimentale de la pile

5.3.1 Modèle de la pile

L'analyse dimensionnelle du prototype et les commentaires précédents nous ont amené à considérer un matériau identique, le béton, entre le prototype et le modèle. Le facteur d'échelle du module de Young, S_E, équivaut alors à l'unité dans le Tableau 5.1.

Dans le cadre de l'évaluation dynamique du modèle, le premier spécimen a été testé sur la table sismique du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Afin de tester ces poteaux de section rectangulaire avec les capacités de la table sismique et des vérins du Laboratoire de Structure, une réduction à 27 % de l'échelle 1, a été choisie pour modéliser le poteau prototype. Le facteur d'échelle, S_l, de 3.65 permet alors de relier et de déterminer pour le modèle les dimensions de la section en fonction du prototype. Les autres caractéristiques (diamètre des armatures, charge axiale) sont régis par les règles de similitude fournies au Tableau 5.1.

Afin de respecter au mieux la simulation du béton entre le prototype et le modèle sur les mécanismes de fissuration, on a appliqué aussi le facteur d'échelle S_l au diamètre du granulat du béton. Les caractéristiques du modèle d'essai sont présentées au Tableau 5.2.

La modélisation du prototype a aussi considéré les conditions d'appuis de la pile. Comme il a été déjà mentionné dans le chapitre 4, la pile, par la présence d'une semelle et d'une poutre de transfert, se comporte lors des déplacements d'appuis comme un poteau bi-encastré à ses extrémités. La Figure 5.2 illustre le comportement de la pile pour des déplacements d'appuis. La présence d'un point d'inflexion à mi-hauteur permet de modéliser la pile sur sa mi-hauteur comme un poteau encastré-rotulé.

Tableau 5.2 : Facteurs d'échelle pour les modèles d'essai

	Paramètres	Unité	Prototype	Xp/Xm*	Modèle
1	**Géométrie**				
	demi-hauteur	mm	3048	3.65	835
	longueur	mm	1320	3.65	362
	largueur	mm	813	3.65	223
	charge axiale	kN	1600	3.65^2	120
2	**Armatures longitudinales**				
	diamètre	mm	35.8 (#11)	3.76	9.5(#3)
		mm	25.4 (#8)	3.76	9.5(#3)
	longueur de recouvrement	mm	914.4	3.65	250
	limite élastique	MPa	451**	1	451
	limite de rupture	MPa	693**	1	693
3	**Armatures transversales**				
	diamètre	mm	12.7 (#4)	3.52	3.6
	limite élastique	MPa	323**	1	323
	limite de rupture	MPa	440**	1	440
	espacement	mm	305	3.65	83.5
4	**Béton**				
	résistance en compression	MPa	35	1	35
	résistance en traction	MPa	1.95	1	1.95
	diamètre granulat	mm	19	3.16	6
	module de Young	MPa	29580**	1	29580

*Xp/Xm: facteur d'échelle entre le prototype et le modèle
**valeurs supposées

Le principe de l'essai quasi-statique consiste alors à remplacer les forces d'inertie générées par un séisme sur la structure par des forces statiques équivalentes. Dans notre cas, l'application d'un effort latéral, V, ou d'un déplacement, Δ, à mi-hauteur du poteau par le biais de vérins hydrauliques simule l'effort statique équivalent. Pour l'essai quasi-statique le chargement à déplacement contrôlé a été choisi.

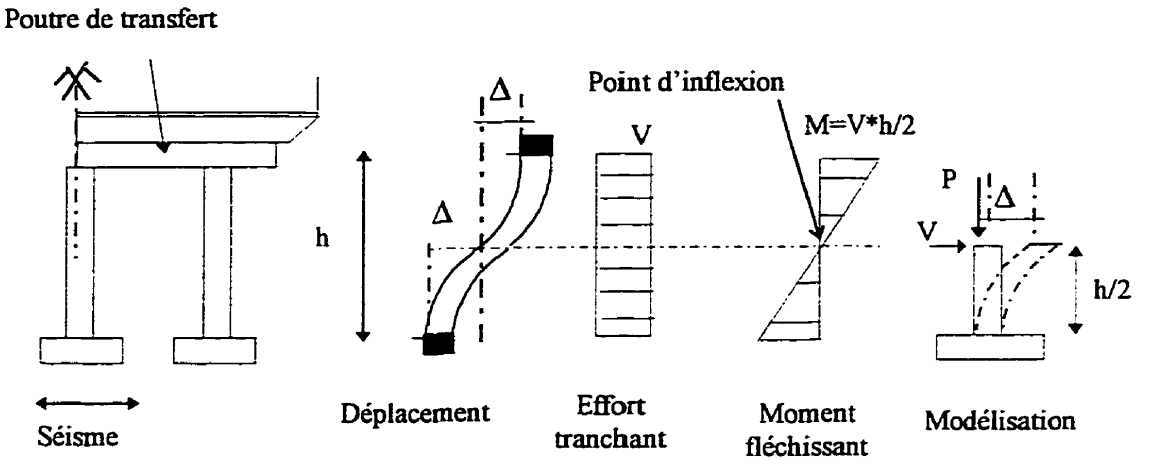


Figure 5.2 : Modélisation de la pile dans la direction transversale du tablier

5.3.2 Montage du modèle d'essai

L'essai quasi-statique pour le spécimen S0 a été simulé sur la table sismique de l'École Polytechnique. Le montage a été conçu principalement pour des essais dynamiques sur la section initiale dans le cadre de la première partie de ce projet. Une description plus détaillée du montage se retrouve dans le mémoire de maîtrise de Holleran M. (1998) qui a conçu les spécimens et conduit la partie expérimentale de l'essai du spécimen initial.

Pour se préserver de toute fissuration et éviter ainsi toute flexibilité de la semelle lors des essais, la semelle a été surdimensionnée par rapport au poteau (Figure 5.6). L'application de la charge axiale s'effectue par le biais d'une paire de barre de précontrainte. Ces barres sont ancrées d'une part au sol et de l'autre appuyées sur un HSS ancré sur le sommet de la pile. L'ancrage du HSS au poteau est réalisé à l'aide de tige filetée vissée à une plaque, qui est elle même soudée aux armatures longitudinales du poteau comme illustré sur la Figure 5.3. Le contrôle de la variation de la précontrainte lors de l'essai s'effectue par la

lecture des jauges extensiométriques qui instrument ces barres. De plus, l'ancrage au sol est réalisé à l'aide d'une rotule afin de contrôler la fluctuation de la charge axiale pour des déplacements importants.

Au dessus du HSS, un ``chapeau`` en acier est fixé aux tiges filetées permettant ainsi d'appliquer l'effort ou le déplacement latéral au point d'inflexion. L'application de la charge latérale s'effectue par le biais d'une rotule comme indiqué à la Figure 5.3.

La surface de la table sismique a une dimension en plan de 3.4 m x 3.4 m et elle comporte un ensemble de trous pour ancrer les spécimens. L'attache du spécimen à la table s'effectue par l'intermédiaire de barres filetées enfilées à travers la semelle et vissées dans les trous d'ancrage de la table comme l'illustre la Figure 5.4.

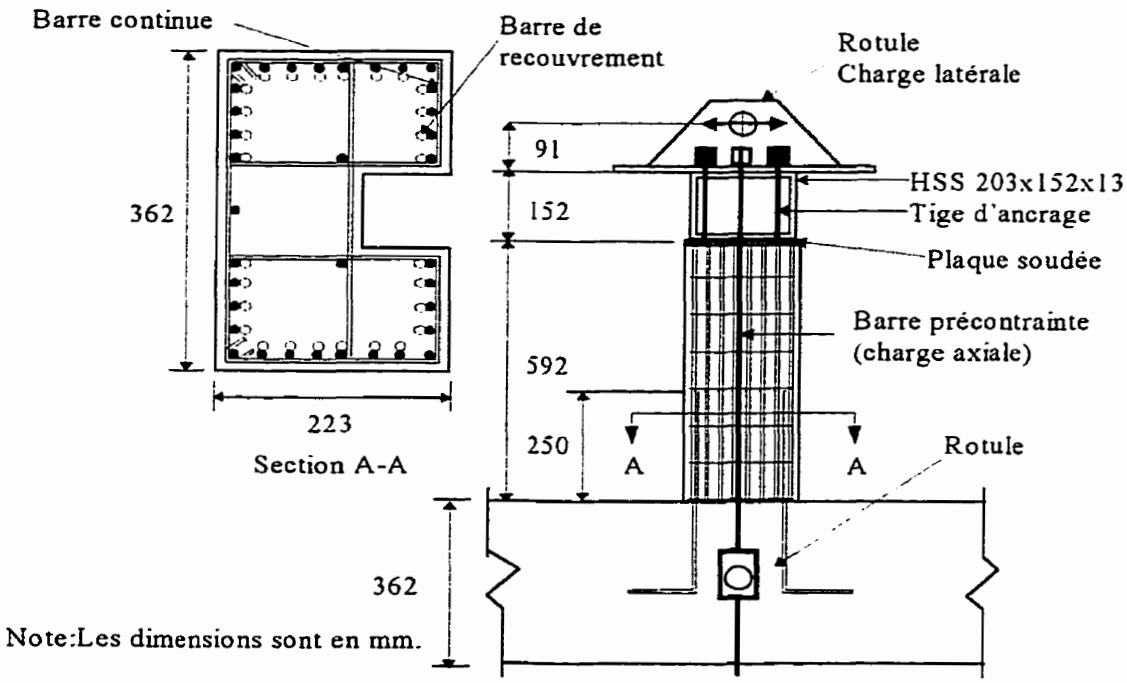


Figure 5.3 : Modèle du spécimen S0 (adapté de Holleran, 1998)

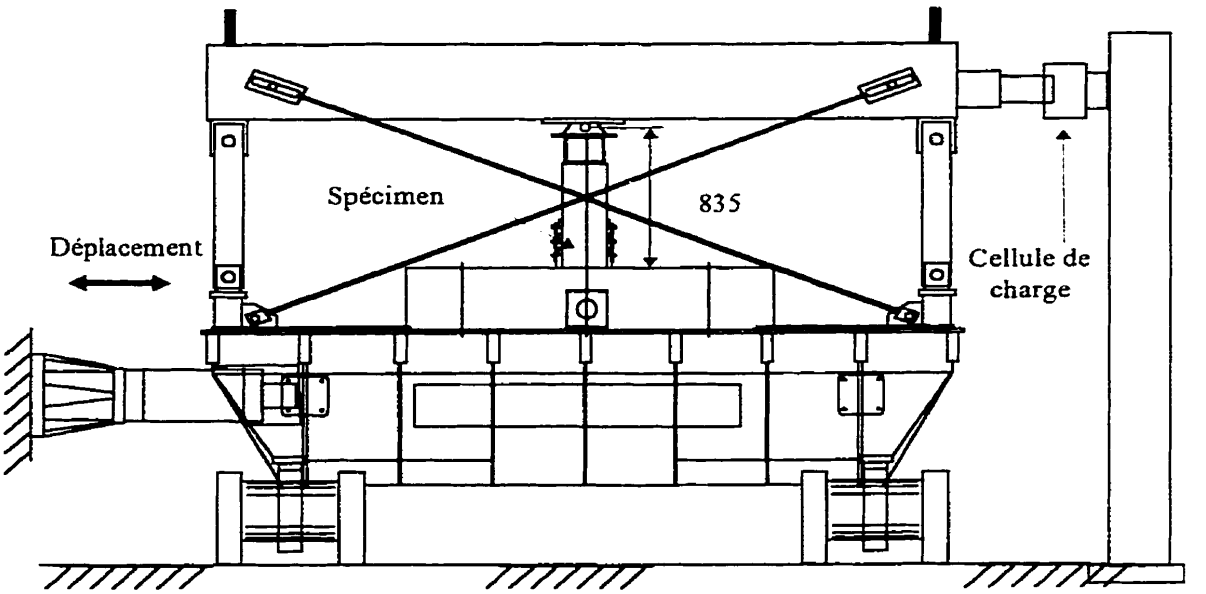


Figure 5.4 : Montage d'essai sur la table sismique pour le spécimen S0 (adapté de Holleran, 1998)

5.3.3 Procédure de chargement

L'essai quasi-statique a été réalisé en accord avec le protocole de Nouvelle-Zélande (Cheung et al.,1991) qui donne une procédure de chargement représentée à la Figure 5.5.

Les calculs préliminaires réalisés par Holleran (1998) à l'aide du logiciel RESPONSE, développé par Collins et Mitchell (1991), ont permis de déterminer un déplacement élastique limite, Δ_y, de 7 mm . Ce déplacement de 7 mm correspond à une ductilité en déplacement, μ, de 1.

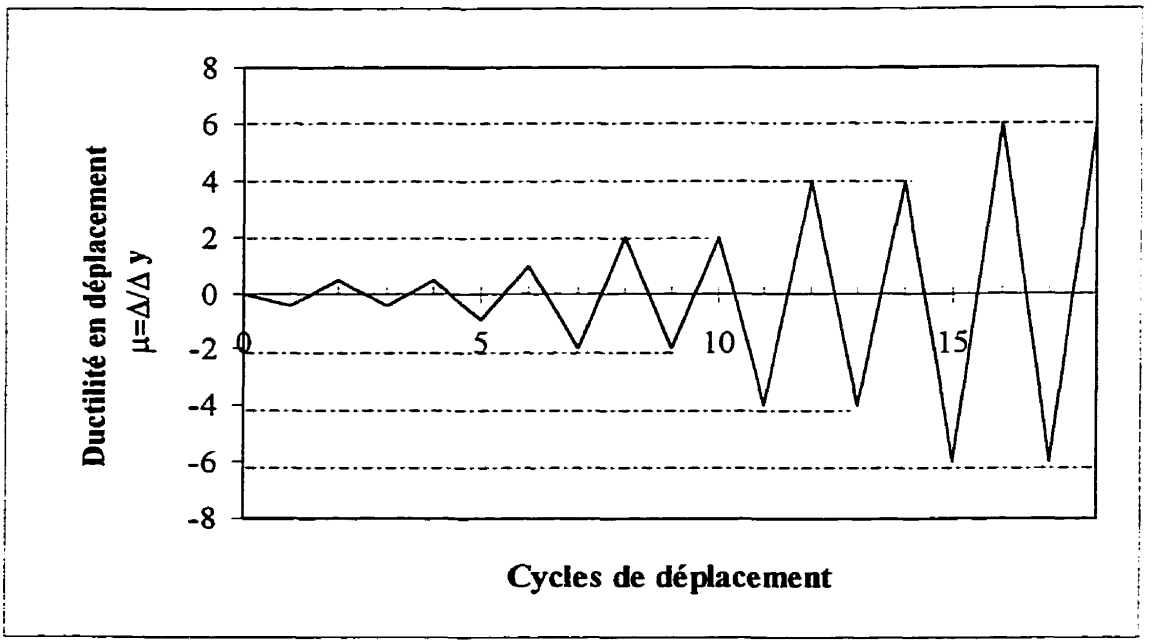


Figure 5.5 : Procédure de chargement pour l'essai quasi-statique (Spécimen S0)

La table sismique a la possibilité de simuler différents types d'excitations. Les données d'entrées sur la table peuvent être exprimées soit en déplacement ou en accélération. Le système de contrôle digital de la table permet d'appliquer le déplacement en reproduisant la procédure de chargement illustrée à la Figure 5.5. La course maximum de la table de ± 125 mm reste inférieure au déplacement maximum demandé pour une ductilité de 6. Les autres paramètres de la table sismique de l'École Polytechnique sont présentées par Filiatrault et Tremblay (1995).

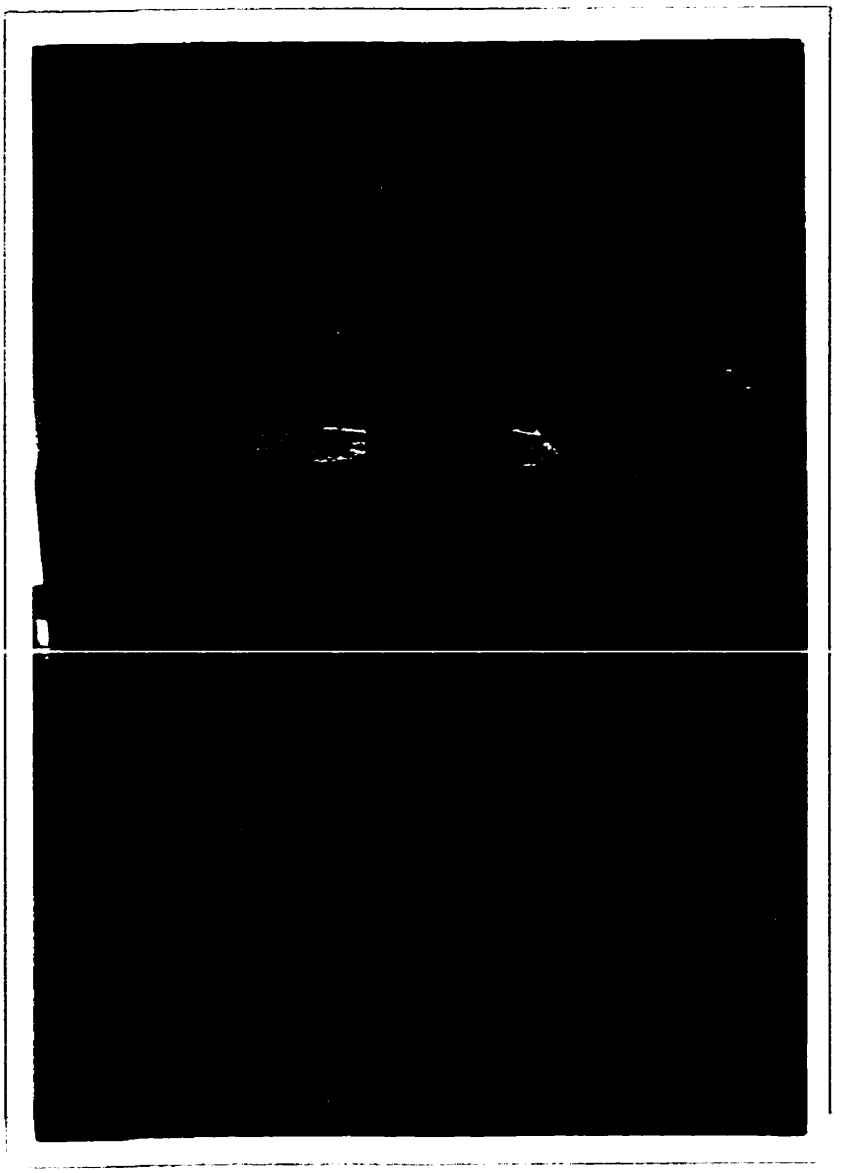


Figure 5.6 : Modèle de la section initiale (Spécimen S0)

5.4 Interprétation des résultats

Dans cette partie, l'interprétation des résultats se limitera seulement à l'observation générale du comportement du spécimen durant l'essai et sur la courbe hystérétique

hystérétique globale. Une étude plus approfondie sur le comportement de la section initiale (distribution de la courbure, déformation des armatures, énergie dissipée) sera réalisée dans le chapitre 7 qui comparera les résultats de ce spécimen par rapport à ceux des spécimens renforcés.

5.4.1 Observation générale

À partir d'une ductilité, μ, de 0.5 une amorce de micro-fissure verticale est observée dans les coins de la section. Une série de fissures horizontales est apparue à partir du cycle de 84 kN ($\mu = 1$). Ces fissures de flexion sont réparties sur les deux tiers du poteau. Ces fissures se forment à un intervalle régulier et elles semblent être influencées par l'espacement des armatures transversales. Une amorce de fissures verticales est notée sur la face Est du poteau sur 50 mm environ à ce niveau de ductilité. À partir d'une ductilité de 2, ces fissures verticales se propagent sur toute la hauteur de la zone de recouvrement. Elles sont peu nombreuses mais majeures par leurs longueurs et leurs tailles; elles sont significatives de l'amorce du glissement des barres longitudinales. Ce glissement entraîne une réduction de résistance de 10 % sur la face Est. Cette perte de résistance est plus prononcée pour le deuxième cycle à une ductilité de 2. À ce niveau de déplacement, les fissures verticales se sont agrandies et sont rejointes par une série de fissures horizontales. L'apparition d'une fissure verticale est observée dans la semelle à ce stade de ductilité. Au delà de ce degré de déplacement, le nombre de fissures n'augmentent plus en nombre, mais celles-ci tendent à se dilater et à se propager sur le restant de la section. Le patron de fissures, représenté à la Figure 5.7, demeure identique pour des ductilités plus importantes.

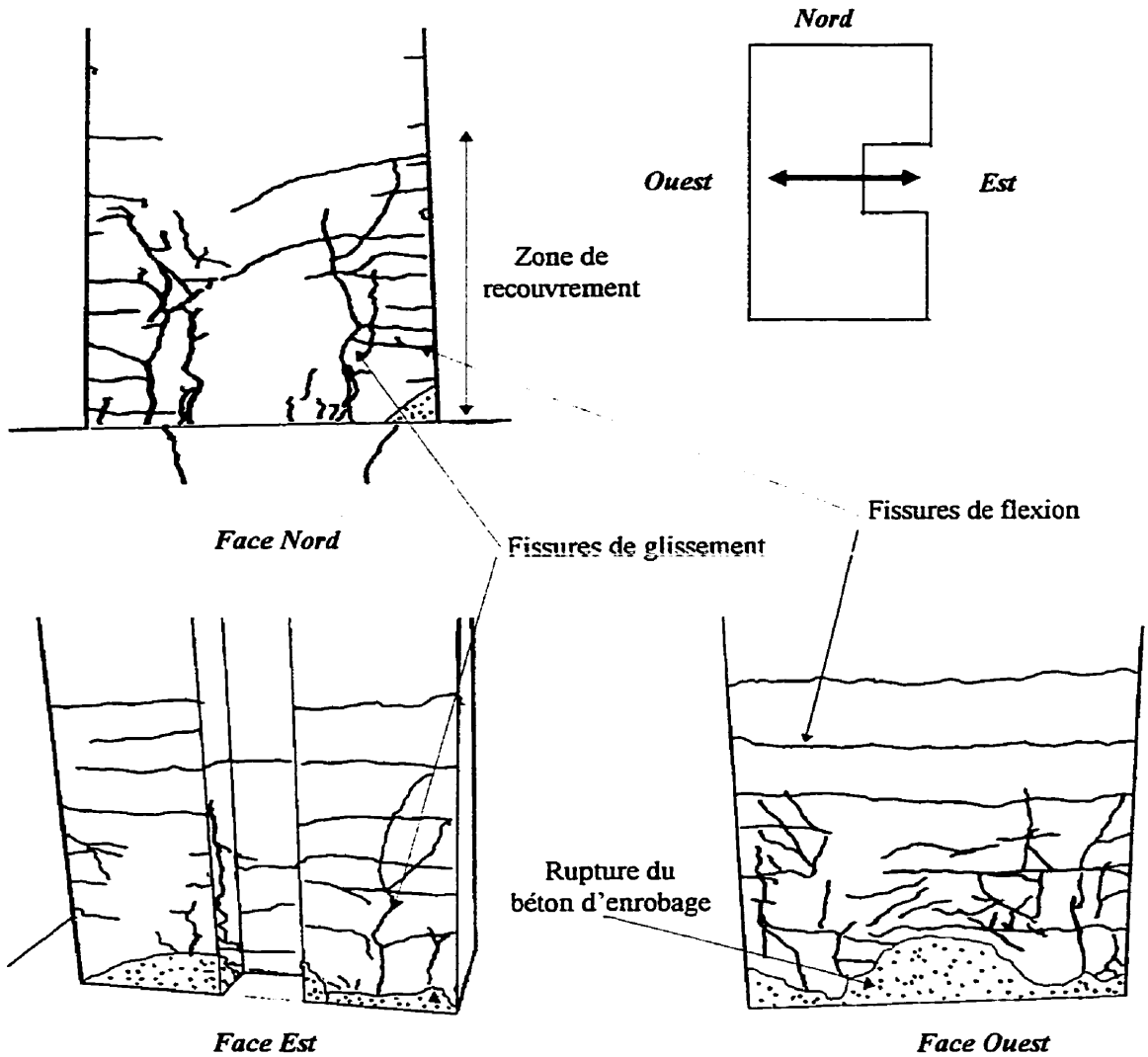


Figure 5.7 : Patron de fissures pour l'essai quasi-statique sur la section initiale à la fin du cycle de ductilité de 6

Comme on peut le voir sur la Figure 5.7, les fissures majeures verticales sur la zone de recouvrement sont intercalées par une série de fissures horizontales. La propagation et l'ouverture de ces fissures sont suivies d'une perte de résistance et de rigidité de plus en plus prononcée. Le glissement des barres longitudinales entraîne une perte de résistance de 1.5 kN/mm entre cycles et une chute de l'ordre de 26% par cycle. La boucle d'hystérésis, illustrée à la Figure 5.8, montre ces divers caractéristiques. De surcroît, la courbe hystérétique de la section initiale est caractérisée par un pincement des boucles de plus en plus intensif et une très faible dissipation d'énergie. La rigidité effective en fin d'essai pour une ductilité de 6 est de 1 kN/mm et la perte de résistance est de 63 %. La rupture intervient pour un éclatement du béton d'enrobage à la base qui a débuté à partir d'une ductilité de 4.

5.4.2 Courbe hystérétique

La courbe de la charge latérale versus le déplacement est présentée à la Figure 5.8. Deux paramètres en flexion ont été considérés dans la courbe. La force latérale V_y correspond à la première plastification des armatures tendues sur les lits d'acier extrêmes (V_y = 78 kN) et la force latérale V_i correspond à la capacité théorique ultime en flexion (V_i = 100 kN).

Le comportement du poteau semble symétrique pour les deux directions du chargement. La Figure 5.8 montre que la boucle d'hystérésis pour le poteau non renforcé avec des barres de recouvrement se dégrade rapidement après le deuxième cycle à une ductilité de 2. Cette dégradation est la conséquence d'une rupture des armatures de recouvrement.

En effet, à partir d'une ductilité, entre 1 et 2, on a constaté lors de l'essai l'apparition et la propagation de fissures verticales annonçant l'amorce du glissement des armatures longitudinales. La courbe d'hystérésis au delà d'une ductilité de 2 montre un comportement instable du poteau qui entraîne une perte de rigidité et de résistance. Les

boucles sont caractérisées par un pincement de plus en plus prononcé avec une très faible dissipation d'énergie.

La courbe hystérétique montre un comportement de la section initiale typique des poteaux ferraillés avec des barres de recouvrement.
Les caractéristiques de ce comportement se traduisent par :
(1) un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de recouvrement pour de faibles ductilités;

(2) un glissement prématuré qui ne permet pas une importante plastification des armatures limitant ainsi la capacité en ductilité sans perte de résistance du poteau;

(3) une rapide dégradation de la rigidité et de la résistance;

(4) une dissipation d'énergie hystérétique médiocre caractérisée par un pincement des boucles.

Glissement

Pour un prototype et un modèle avec des barres de recouvrement, on peut supposer que les deux mécanismes de glissement des barres peuvent intervenir pour un effort différent dans les barres. La matrice du béton avec le diamètre des granulats et la présence des vides où la rugosité des armatures sont des paramètres influençant ce mécanisme. Il est pourtant difficile de les considérer avec exactitude dans l'analyse dimensionnelle.

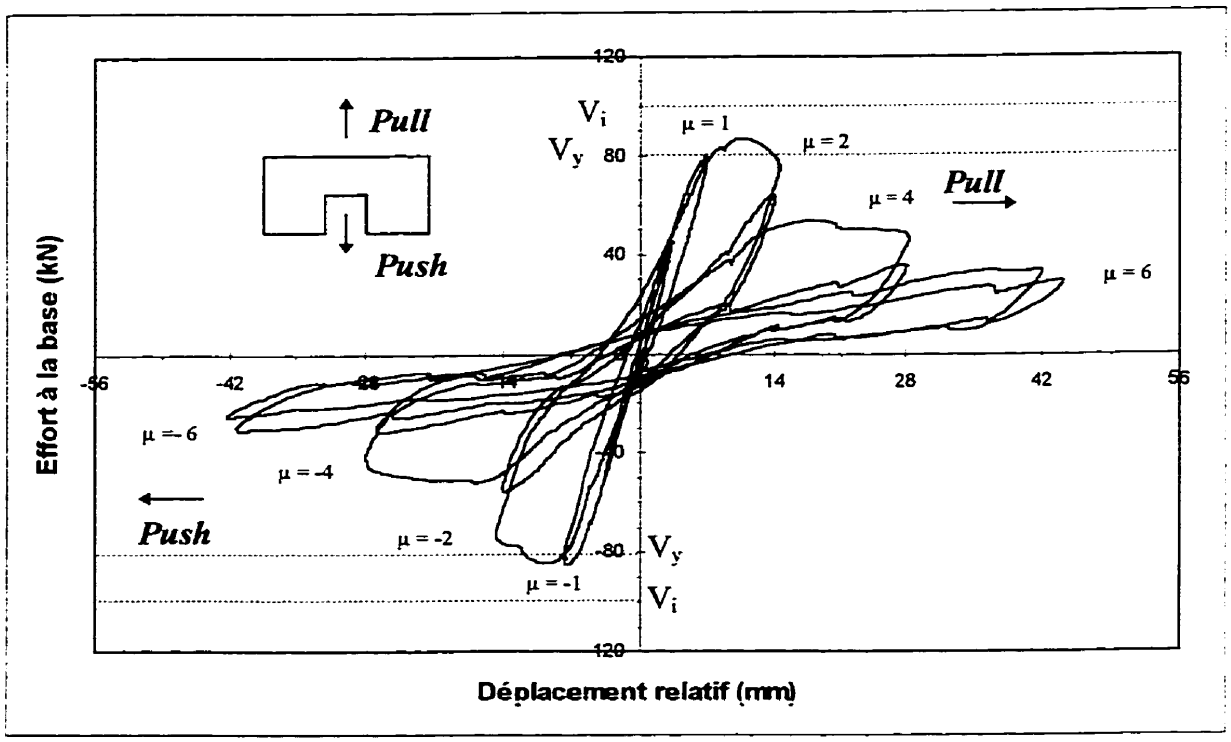


Figure 5.8 : Courbe hystérétique du spécimen S0 (section initiale)

On peut supposer alors que le mécanisme du glissement dû à une dilatation excessive des fissures, pour le spécimen S0, se fera à un effort plus important pour le modèle que pour le prototype. En effet le mélange du modèle est plus homogène à cause de l'utilisation de petit granulat; l'augmentation de la résistance de la matrice et donc de la résistance en traction dans le modèle atténue la propagation des fissures.
Toutefois on peut envisager que si l'effort amorçant le glissement dans le modèle est plus important que dans le prototype, alors un mode de rupture par glissement dans le modèle doit nécessairement correspondre au même mode de rupture pour le prototype.

Les résultats expérimentaux sont assez concordants avec l'évaluation théorique du prototype, présentée au Chapitre 4. Pour les deux approches (expérimental et évaluation théorique), le mode de rupture est caractérisé par un mécanisme de glissement et le niveau de ductilité disponible est de l'ordre de 2.

5.5 Proposition d'un renforcement

L'étude préliminaire du chapitre 4 et l'essai quasi-statique normalisé sur la section initiale ont montré que le poteau avait une vulnérabilité en flexion des armatures de recouvrement. Cette vulnérabilité se traduit par un glissement prématuré des armatures longitudinales dans la zone de recouvrement pour de faibles ductilités.

Afin d'éviter ce mode de rupture prédominant dans les poteaux ferraillés avec des barres de recouvrement à la base du poteau, l'étude préliminaire a porté son attention sur les diverses possibilités de renforcement. Cette étude a montré que le renforcement le plus efficace était la chemise en acier. Ce renforcement consiste en une chemise en acier (Figure 5.9) qui enveloppe la zone critique en appliquant un effort de serrage, évitant ainsi l'expansion des fissures lors de l'amorce du glissement des armatures. Ce renforcement tend alors à améliorer considérablement le comportement du poteau pour des ductilités plus grandes en évitant une perte de rigidité et de résistance.

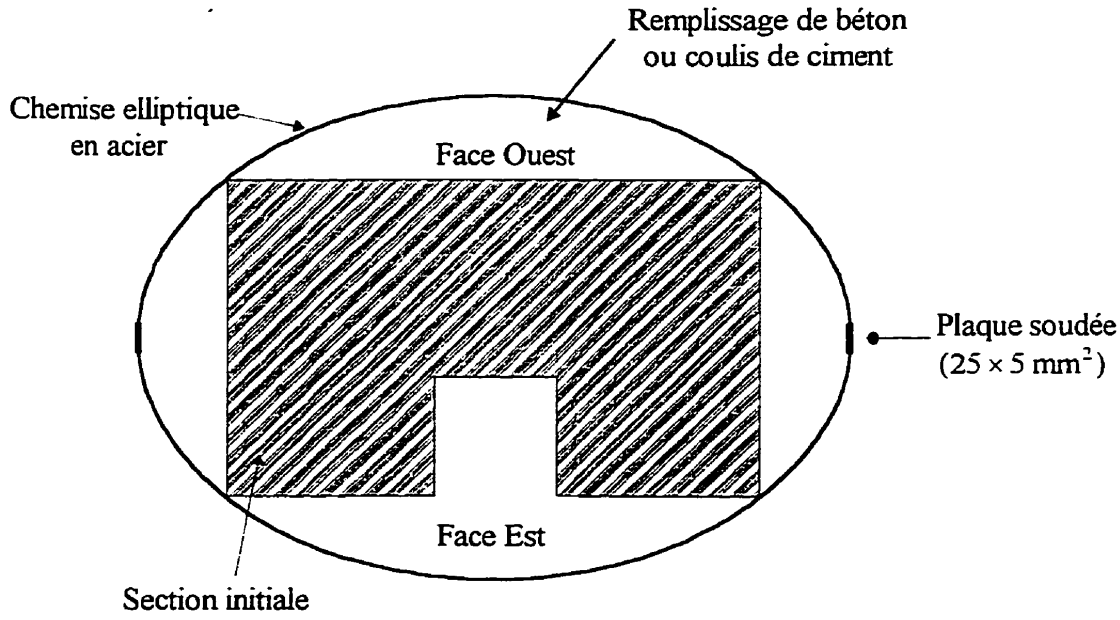


Figure 5.9 : Renforcement par une chemise elliptique en acier

Le chapitre 6 détaille les différents spécimens renforcés testés durant le projet ainsi que le montage de l'essai. Le renforcement a consisté principalement en une chemise en acier ovale (circulaire ou elliptique) enfilée dans la section initiale comme illustré sur la Figure 5.10. L'interface entre la chemise et la section initiale est remplie soit par du béton (spécimens S1, S2 et S3) soit par un coulis de ciment (spécimen S4).

Le choix de l'acier pour le matériau de la chemise découle de plusieurs constatations.

(1) une chemise en acier, selon l'étude préliminaire sur la conception du renforcement, est le renforcement le plus adéquat vis à vis du mécanisme de glissement;

(2) la mise en place de cette chemise en acier est plus simple que celle avec une chemise en béton ou en matériaux composites;

(3) coût faible par rapport aux autres matériaux aussi bien au niveau de la réalisation que sur le coût brut du matériau.

Figure 5.10 : Modèle du renforcement par une chemise en acier

CHAPITRE 6
ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA PILE RENFORCÉE

Ce chapitre décrit le type de renforcement retenu pour la partie expérimentale, le dimensionnement et la réalisation de la chemise, les caractéristiques de chaque spécimen renforcé, le montage expérimental et la procédure de chargement utilisée ainsi que les observations générales des essais.

6.1 Déficience du poteau

L'évaluation expérimentale et analytique du poteau initial a indiqué que le mécanisme de ``rupture`` prédominant de la pile étudiée était un mécanisme de glissement des armatures longitudinales. Ce mécanisme se traduit par une propagation de fissures verticales de la base du poteau sur toute la longueur de recouvrement. Le nombre et l'ouverture de ces fissures augmentent avec le nombre de cycles de chargement. La boucle d'hystérésis de l'essai quasi-statique sur la section initiale, présentée à la Figure 5.8, montre une dégradation progressive de la rigidité et de la capacité en flexion. Cette dégradation intervient pour une ductilité en déplacement, μ, de l'ordre de 2. Le mécanisme de glissement des armatures n'a donc pas permis à la pile d'atteindre sa capacité en flexion nominale; la plastification des armatures n'a pas eu lieu. Ce comportement est la conséquence d'un ferraillage inadéquat des armatures transversales et d'une longueur de recouvrement trop courte. Un dimensionnement parasismique, de ces armatures transversales selon les recommandations actuelles, fournirait à la pile un confinement adéquat pour se prémunir contre la dilatation excessive des microfissures due au manque d'adhérence entre le béton et les armatures.

6.2 Type de renforcement

6.2.1 Objectif du renforcement

Le but du renforcement est de fournir un surplus de confinement passif. Lors de l'expansion du béton, les déformations de la chemise engendrent un effort latéral de confinement. Ce mécanisme de confinement induit par la chemise limite la dilatation et la progression des fissures dues au glissement des armatures longitudinales dans la zone de recouvrement. Ce renforcement permet alors d'améliorer considérablement le comportement en flexion du poteau (rigidité et résistance) pour des ductilités importantes.

Des essais réalisés par Priestley et al. (1996) ont montré que le renforcement d'une section rectangulaire est plus efficace avec une chemise ovale qu'avec une chemise rectangulaire. Le changement continu de la courbure d'une chemise ovale fournit un effort latéral de confinement variable le long de la circonférence.

La partie expérimentale du projet comporte l'étude des deux configurations de la chemise les plus efficaces soit la chemise elliptique et la chemise circulaire. Pour une chemise elliptique, l'évaluation de l'effort de calcul de confinement s'effectue sur la base d'une section circulaire équivalente. Cette approximation de l'effet du confinement d'une chemise elliptique permet d'utiliser les principes et les procédures présentés au Chapitre 3 pour des sections circulaires, en considérant des diamètres équivalents pour le dimensionnement.

Les sections 6.2.2 à 6.2.4 concernant le dimensionnement de la chemise ne traiteront que de la chemise elliptique. Les calculs de la chemise circulaire sont identiques en

considérant le diamètre réel de la chemise au lieu du diamètre équivalent. À titre indicatif les caractéristiques de la chemise circulaire seront données dans le Tableau 6.1 et la Figure 6.1.

6.2.2 Caractéristiques de la chemise

Le dimensionnement de la chemise elliptique est basé sur les concepts de calcul présentés aux chapitres 3 et 4.

Matériaux

L'acier de la chemise est de type A36 avec un module élastique, E_{tj}, équivalant à 200 000 MPa. On considère une limite élastique, f_{yj}, de 250 MPa.

Géométrie

Pour le prototype, l'étude de la dimension de l'ellipse a abouti au choix suivant:

$a = 241$ mm et $b = 170$ mm où a et b sont les rayons de l'ellipse d'équation : $\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$

On obtient comme rayon pour les cercles tangents (Figure 6.1).

$$R_1 = \frac{b^2}{a} = 120\,\text{mm}$$

$$R_3 = \frac{a^2}{b} = 341.6\,\text{mm}$$

Le rayon de courbure pour les coordonnées du coin de la section initiale est déterminé de façon graphique. On obtient un rayon $R_2 = 220.4\,\text{mm}$, ce qui est proche de l'estimation $0.5(R_1 + R_3)$ qui donne 230.8 mm.

La détermination des diamètres équivalents nous donne pour la direction Y, $D_e = R_2 + R_3 = 562\,\text{mm}$. À titre indicatif, on a pour la direction de la grande inertie X, $D_e = R_1 + R_2 = 340.4\,\text{mm}$.

Le périmètre et l'aire de l'ellipse sont pour le prototype.

$$A = \pi.a.b = \pi * 170 * 241 = 128593.3 \text{ mm}^2$$

$$p \cong 2.\pi\sqrt{\frac{1}{2}(a^2 + b^2)} = 2.\pi\sqrt{0.5 \times (241^2 + 170^2)} = 1310 \text{ mm}$$

6.2.3 Dimensionnement de la chemise

L'effort latéral que doit fournir le confinement passif de la chemise pour éviter une dilatation excessive des fissures est selon l'équation 6.1.

$$f_l = \frac{A_b f_s}{\psi p l_s} \qquad (6.1)$$

où la section des armatures longitudinales de diamètre # 3, A_b, est égale à 71.3mm^2. Les essais de traction réalisés sur les armatures longitudinales du modèle fournissent une limite de rupture, f_u, de 693MPa. Comme la section critique se situe dans la zone de rotule plastique, on prend pour l'effort de transfert, f_s, que doit reprendre les armatures longitudinales, cette valeur de f_u.

La longueur de recouvrement, l_s, est égale à 250 mm. On opte pour un coefficient de friction, ψ, de 1.4.

Le périmètre, p, est exprimé par la formule 6.2.

$$p = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_b) \qquad (6.2)$$

où s est l'espacement moyen entre les armatures, soit $s = 16.9 + 9.5 = 26.4 \text{ mm}$. Le diamètre des armatures longitudinales, d_b, est égale à 9.5 mm. Le béton d'enrobage équivaut à $c = 10 \text{ mm}$. On obtient alors pour le ``périmètre de fissures``:

$$p = \frac{26.4}{2} + 2(9.5 + 10) = 52.2 \text{ mm} \leq 55.15 \text{ mm}$$

L'effort latéral à fournir équivaut alors:

$$f_l = \frac{71.3 \times 693}{1.4 \times 52.2 \times 250} = 2.7 \text{ MPa}$$

L'effort latéral fourni par la chemise est égal à:

$$f_{jl} = 0.5\rho_{sj} f_{sj}. \qquad (6.3)$$

où $f_{sj} = 0.0015E_{sj} = 300 \geq f_{yj} = 250$. On prend alors $f_{sj} = 250\,\text{MPa}$.

La chemise peut être assimilée à un assemblage continu d'armatures transversales de diamètre, t_j. Le ratio volumétrique dans la direction Y, en considérant un diamètre équivalent D_e de 562 mm, est égale à $\rho_s = \frac{4t_j}{D_e} = \frac{4t_j}{562} = 0.00712.t_j / \text{mm}$

soit $f_{jl} = 0.5\rho_{sj} f_{sj} = 0.5 \times 0.00712 t_j \times 250 = 0.89.t_j\ \text{MPa} / \text{mm}$

l'épaisseur de la chemise du modèle, pour fournir cet effort latéral de 2.7 MPa, doit être:

$t_j \geq \frac{2.7}{0.89} = 3.033\ \text{mm}$, soit une épaisseur commerciale de tôle de 1/8''(3.175 mm).

On obtient donc un ratio volumétrique de la chemise de $\rho_s = 0.00712 \times 3.175 = 0.0226$ qui correspond à un ratio cinq fois plus important que celui des armatures transversales de la section initiale.

Toutes les caractéristiques géométriques de la chemise elliptique et circulaire pour le modèle sont résumées au Tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Propriétés géométriques des chemises pour le modèle

Unité [mm]

Paramètres	Elliptique	Circulaire
a (grand axe)	241	217.5
b (petit axe)	170	217.5
Aire	128593	148617
Périmètre	1310	1367
Déq (selon Y)	562	435
Déq (selon X)	340	435
épaisseur	3.175	3.175

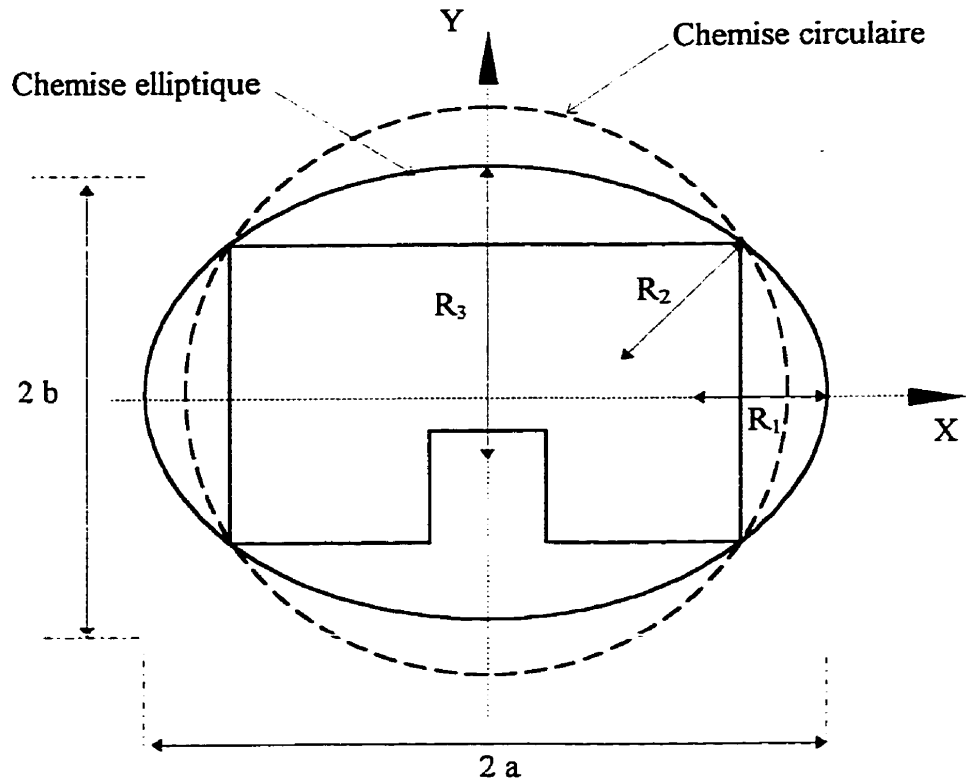


Figure 6.1 : Propriétés géométriques des chemises

6.2.4 Caractéristiques en flexion du poteau renforcé

6.2.4.1 Efforts de confinement

Le surplus de confinement de la chemise elliptique en acier tend à augmenter la déformation ultime du béton, ε_{cu}. Il faut noter que le degré de confinement du noyau de béton est différent de celui du béton d'enrobage.

Le noyau de béton est soumis à des pressions latérales, induites lors de l'expansion du béton, dues à la chemise elliptique en acier et au ferraillage d'armatures transversales. Le béton d'enrobage et de remplissage, lui, n'est soumis qu'à la pression de la chemise. On obtient alors:

pour le béton d'enrobage: $f'_l = f_{jl}$ (6.4)

pour le noyau de béton: $f'_l = f_{jl} + f_{tl}$ (6.5)

où f_{jl} est la pression de confinement fournie par la chemise et f_{tl} est la pression de confinement fournie par les armatures transversales. La détermination de la pression latérale fournie par la chemise est effectuée selon deux méthodes.

La première méthode utilise le principe de diamètre équivalent. Le mécanisme de traction de la membrane fournit une pression latérale en tout point de

$$f_{jl} = \frac{f_{sj} \times t}{R_{équ}} \qquad (6.6)$$

On obtient donc pour la section selon les axes principaux:

Grande inertie (direction X): $f_{jl} = \dfrac{250 \times 3.175}{\left(\dfrac{340.4}{2}\right)} = 4.66 \text{ MPa}$

Petite inertie (direction Y): $f_{jl} = \dfrac{250 \times 3.175}{\left(\dfrac{562.6}{2}\right)} = 2.82 \text{ MPa}$

Une approche plus précise, formulée par Priestley et al.(1994), évalue la pression latérale équivalente de confinement selon l'expression suivante :

Grande inertie(direction X): $f_{jl} = \dfrac{2 f_{sj} t_j \cos\beta}{B}$ (6.7)

$$\text{où } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{B_j D}{D_j\sqrt{D_j^2 - D^2}}\right) \tag{6.8}$$

$$\text{Petite inertie (direction Y): } f_{jl} = \frac{2 f_{sj} t_j \cos\beta}{D} \tag{6.9}$$

$$\text{où } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{D_j B}{B_j\sqrt{B_j^2 - B^2}}\right) \tag{6.10}$$

où B et D sont les dimensions de la section initiale ; B_j et D_j ceux de la chemise elliptique comme indiqué sur la Figure 6.2. Pour la section considérée on obtient selon les deux directions:

grande inertie (direction X): $\beta = 0.674\,\text{rad} = 38° \rightarrow f_{jl} = 5.6$ MPa

petite inertie (direction Y): $\beta = 0.889\,\text{rad} = 51° \rightarrow f_{jl} = 2.8$ MPa

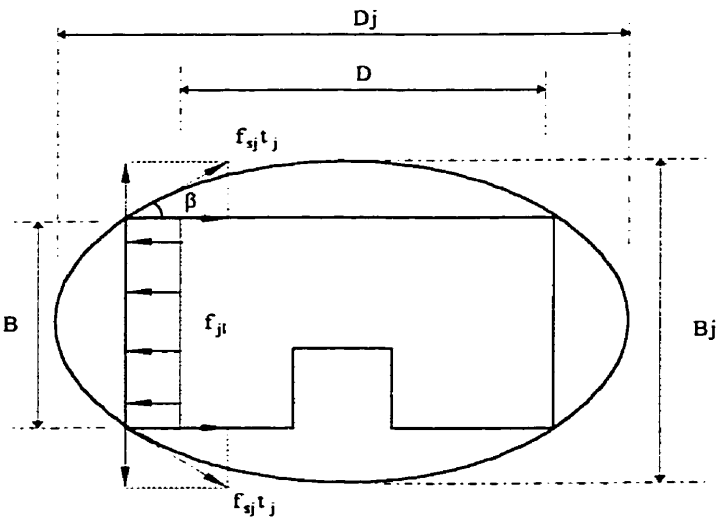


Figure 6.2 : Effort de confinement équivalent pour une chemise elliptique

6.2.4.2 Amélioration de la déformation et résistance ultime du béton

La chemise elliptique en acier fournit un niveau de pression latérale de confinement différent dans les deux directions X et Y. En considérant la formulation des pressions latérales de confinement la plus précise, équations (6.6) à (6.9), le rapport de résistance en compression du béton confiné par rapport au béton non confiné, $\frac{f'_{cc}}{f'_c}$, est fonction de

$$\frac{f'_{lx}}{f'_c} = \frac{5.6 + 0.4015}{35} = 0.17$$

et de

$$\frac{f'_{ly}}{f'_c} = \frac{2.8 + 0.365}{35} = 0.09$$

où le deuxième terme des équations considère le confinement dû aux armatures transversales, calculé au Chapitre 4.

Selon l'abaque proposé par Mander et al.(1988) pour des sections avec un confinement différent dans les deux directions, le rapport est alors de $\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1.65$. On obtient pour la résistance en compression du béton confiné une valeur de $f'_{cc} = 1.65 \times 35 = 57.75$ MPa.

Pour déterminer la déformation ultime du béton confiné, ε_{cu}, on utilise le concept de balance énergétique proposé par Mander et al. (1988). Dans cette approche, la ductilité additionnelle disponible est due à l'énergie repris par les armatures transversales. Chai et al.(1991) ont utilisé le même principe pour calculer la déformation ultime du béton confiné par une chemise en acier circulaire. On applique une méthode similaire pour évaluer l'amélioration de la déformation du béton due à une chemise elliptique.

Le concept de balance énergétique est basé sur le principe que l'énergie emmagasiné dans la chemise est égale à la différence d'énergie stockée entre le béton confiné et non confiné.

Le surplus d'énergie stockée dans le béton confiné est exprimé de la façon suivante.

$$\Delta U_c = U_{cc} - U_{co} = \alpha_2(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cou})f'_{cc}\,\pi ab \qquad (6.11)$$

où ε_{cu} et ε_{cou} sont les déformations ultimes du béton confiné et non confiné, respectivement. α_2 est le rapport d'intégration des courbes contrainte-déformation du béton confiné et non confiné.

La contribution d'énergie due à la chemise elliptique en acier s'exprime sous la forme:

$$U_{js} = \alpha_1 \varepsilon_{jsu} f_{jys} L_{jp} t \qquad (6.12)$$

où α_1 est le coefficient d'intégration de la courbe contrainte-déformation de la chemise en acier. Le périmètre de la chemise elliptique équivaut à L_{jp} et t est l'épaisseur de la chemise. En appliquant le concept de balance énergétique, on obtient pour la déformation ultime du béton confiné:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cou} + \frac{\alpha_1}{\alpha_2}\frac{L_{jp} \times t}{\pi ab}\frac{f_{ys}}{f'_{cc}}\varepsilon_{jsu} \qquad (6.13)$$

Mander et al.(1988) propose d'adopter pour le rapport des coefficients $\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$ une valeur de 1.4. La formulation obtenue, pour la déformation ultime en compression du béton, par cette approche de balance énergétique correspond à celle présentée au Chapitre 3.

Si on considère une déformation ultime de la chemise, ε_{jsu}, de l'ordre de 0.2. On a donc pour la déformation ultime:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\frac{1309 \times 3.175}{128594}\frac{250}{57.8} \times 0.2 = 0.043$$

La déformation ultime est plus grande que celle calculée dans le Chapitre 3 ($\varepsilon_{cu} = 0.0266$). L'écart entre les deux valeurs est dû à la prise en compte d'un ratio de

confinement moins important dans le Chapitre 4 avec le calcul d'un diamètre équivalent. En effet on obtient un ratio de 0.0243 par rapport à la valeur exacte de 0.0323.

La courbe contrainte-déformation pour le béton confiné est déterminée par les relations de Mander et al (1988) résumées au Chapitre 3. La déformation du béton confiné, ε_{cc}, correspondant à la résistance en compression maximum, f'_{cc}, est évaluée par la relation:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002\left[1+5\left(\frac{f'_{cc}}{f'_c}-1\right)\right] = 0.0085$$

Les paramètres nécessaires pour la détermination de la relation contrainte-déformation sont définis par les relations présentées et commentées au chapitre 3:

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{57.8}{0.0085} = 6800\,\text{MPa}$$

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} = 29580.4\,\text{MPa}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} = 1.2985$$

La courbe contrainte-déformation de la section de béton renforcée par une chemise elliptique en acier est donc de la forme:

$$f_c = \frac{f'_{cc}.x.r}{r-1+x^r} = \frac{75x}{0.2985+x^{1.2985}} \text{ avec } x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Les courbes contraintes-déformations pour la section initiale et les section renforcées par une chemise en acier elliptique ou circulaire sont représentées à la Figure 6.3.

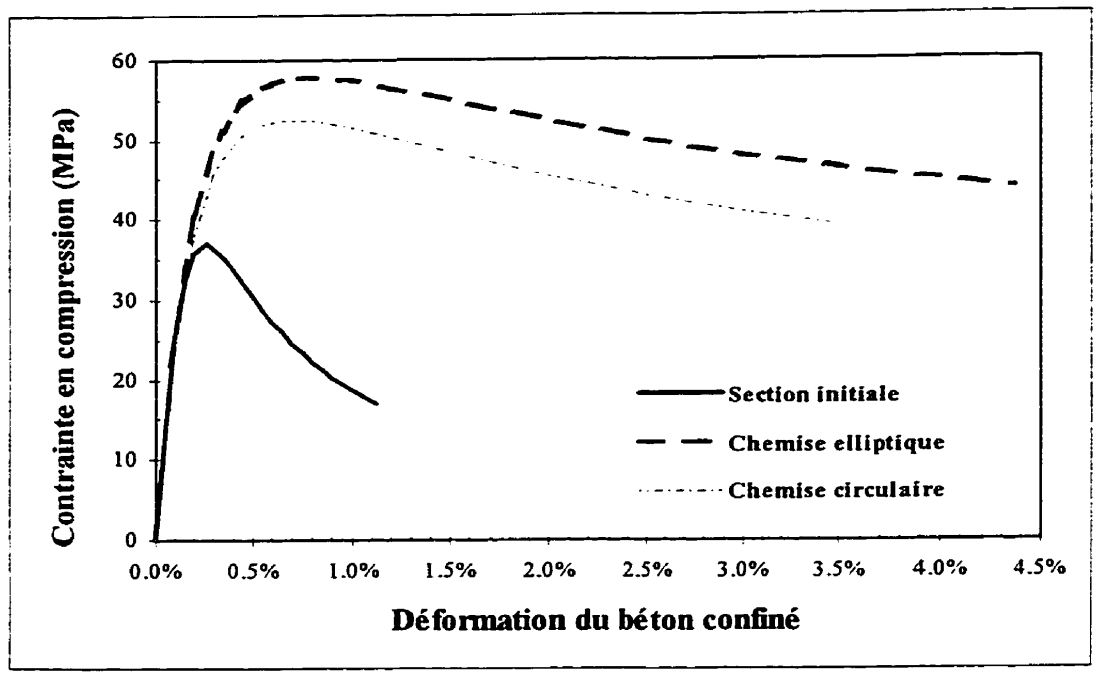


Figure 6.3 : Amélioration de la déformation ultime du béton pour le poteau renforcé selon le modèle de Mander et al.(1988)

Les courbes contraintes-déformations montrent l'effet considérable de la chemise sur l'amélioration des caractéristiques du béton, déformation et résistance, à l'ultime. Toutefois, la capacité en flexion du poteau renforcé n'est pas pour autant améliorée à cause du risque de glissement des armatures pour des ductilités importantes malgré le renforcement.

Le calcul de l'amélioration de la déformation en compression du béton dépend du niveau de confinement induit par la dilatation de la chemise lors de l'expansion du béton. Le calcul des pressions latérales supposent la plastification de la chemise. Ce niveau de déformation de la chemise, comme on le verra plus tard, est parfois inférieur à celui présumé.

De surcroît, les courbes pour les spécimens renforcés ne sont valables seulement que sur la hauteur de la chemise. En effet, dans le jeu à la base du poteau où se forme la rotule plastique la relation est différente car l'effet du confinement est réduit. La relation

contrainte-déformation dans cette zone se détermine en appliquant un coefficient d'efficacité sur le confinement fourni par la chemise et la semelle. Ce coefficient d'efficacité du confinement peut s'évaluer en considérant un effet de voûte comme dans l'évaluation du confinement fourni par les armatures transversales pour la section initiale présentée au chapitre 4. Le chapitre 8 tiendra compte de ce phénomène dans le calcul des capacités en flexion des spécimens renforcés.

6.3 Portée de l'étude expérimentale

Un total de cinq poteaux a été testé pour atteindre les deux buts principaux de ce programme expérimental :
(1) examiner les caractéristiques du comportement d'un poteau en béton armé de section rectangulaire dimensionné selon les prescriptions prévalant avant 1971 ;
(2) étudier l'efficacité d'un renforcement avec une chemise en acier sur l'amélioration de la résistance en flexion et de la ductilité.

Afin de réaliser ces deux objectifs, la matrice d'essai (Tableau 6.2) s'est divisée en deux parties; le spécimen S0 représentant le poteau de la section initiale et les spécimens S1 à S4 les poteaux renforcés.

Tous les spécimens d'essai ont été construits au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal durant la première partie du projet. Les détails du ferraillage et la procédure de réalisation de la section initiale sont décrits par Holleran (1998).

Afin d'étudier l'efficacité de cette chemise elliptique en acier, la partie expérimentale a étudié quatre types de spécimens. Ces spécimens ont le même ferraillage pour le poteau et la même épaisseur pour la chemise. Les seules paramètres pour les spécimens renforcés

qui évoluent sont la dimension du jeu à la base, la géométrie et la précontrainte de la chemise en acier.

Tableau 6.2 : Matrice de la partie expérimentale

Spécimen #	Géométrie du renforcement	Interface entre section initiale et chemise	Remarque
Spécimen #0	aucun	aucun	Section initiale (référence)
Spécimen #1	section elliptique	Béton	Renforcement (g*= 15 mm)
Spécimen #2	section elliptique	Béton	Renforcement (g*= 40 mm)
Spécimen #3	section circulaire	Béton	Renforcement (g*= 40 mm)
Spécimen #4	section elliptique	Coulis de ciment expansif	Renforcement (g*= 40 mm)

*g : jeu à la base

6.3.1 Objectifs

L'objectif principal de la partie expérimentale de ce projet est donc d'évaluer l'efficacité du renforcement proposé dans l'étude préliminaire. Les résultats expérimentaux seront comparés avec le comportement du spécimen S0. Le choix des différents paramètres de calcul nous permettrons:

(1) de mesurer l'efficacité de la chemise vis à vis du glissement des armatures longitudinales;

(2) d'évaluer la capacité en ductilité des poteaux renforcés avec une chemise;

(3) d'observer le comportement du poteau renforcé à d'importantes ductilités et appréhender le type de rupture obtenu;

(4) d'évaluer l'influence de la chemise sur le renforcement vis à vis des autres sollicitations (cisaillement, flexion, longueur de rotule plastique, etc..);

(5) d'évaluer l'influence des divers paramètres tels que le jeu à la base, la géométrie de la chemise, l'utilisation d'un confinement actif versus un confinement passif;

(6) de comparer les résultats obtenus avec les principes théoriques proposés (adéquation et validité des équations);

(7) d'ajuster un modèle pour des études analytiques prenant en compte le glissement et le renforcement.

6.3.2 Spécimen S1

Le renforcement du spécimen S1 (Figure 6.4) consiste en une chemise elliptique en acier d'épaisseur, t_j, de 3.175 mm (1/8'') avec un jeu à la base, g, de 15 mm. La comparaison du comportement de ce spécimen S1 par rapport au spécimen S0 permettra d'évaluer l'amélioration du comportement au point de vue résistance, rigidité et ductilité.

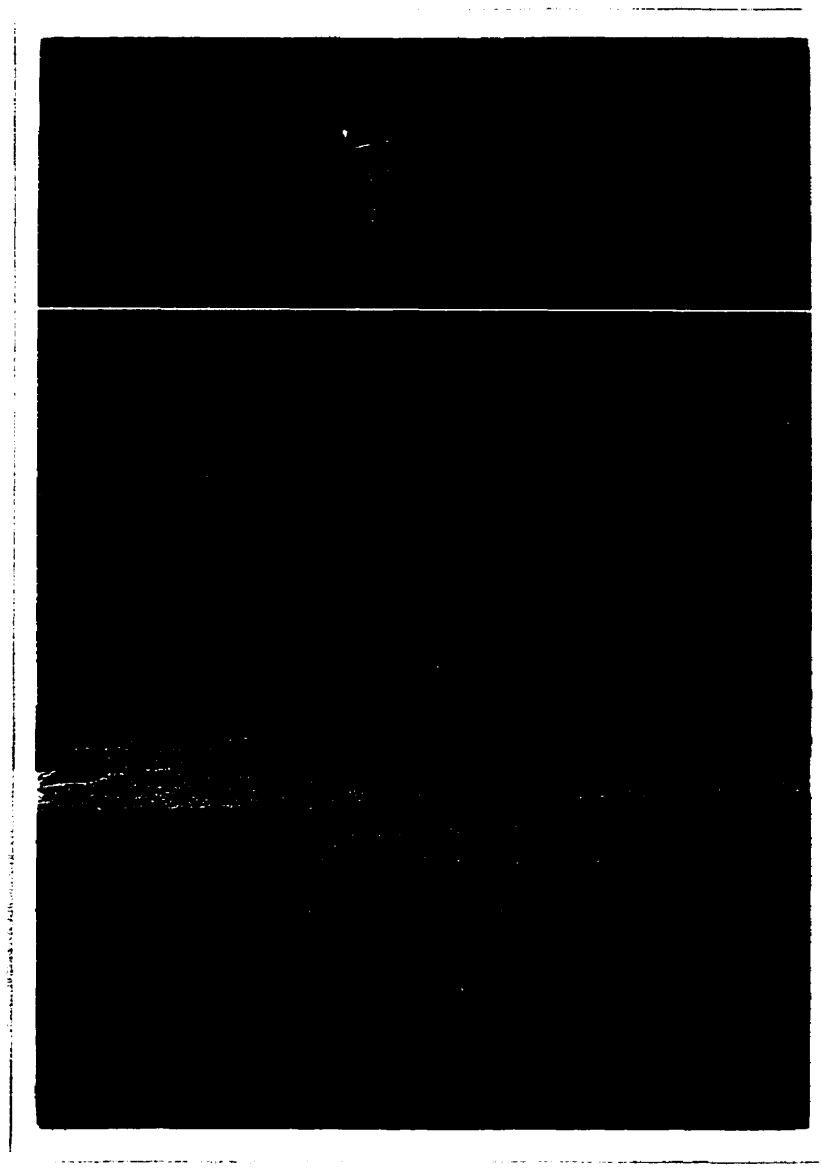


Figure 6.4: Chemise elliptique en acier avec un jeu de 15 mm (Spécimen S1)

6.3.3 Spécimen S2

Le renforcement du spécimen S2 (Figure 6.5) consiste en une chemise identique au spécimen S1 mais avec un jeu à la base, g, de 40 mm . La comparaison du comportement de ce spécimen S2 par rapport au spécimen S1 permettra d'évaluer l'influence du jeu à la base sur l'efficacité du renforcement et la distribution de la courbure dans le jeu.

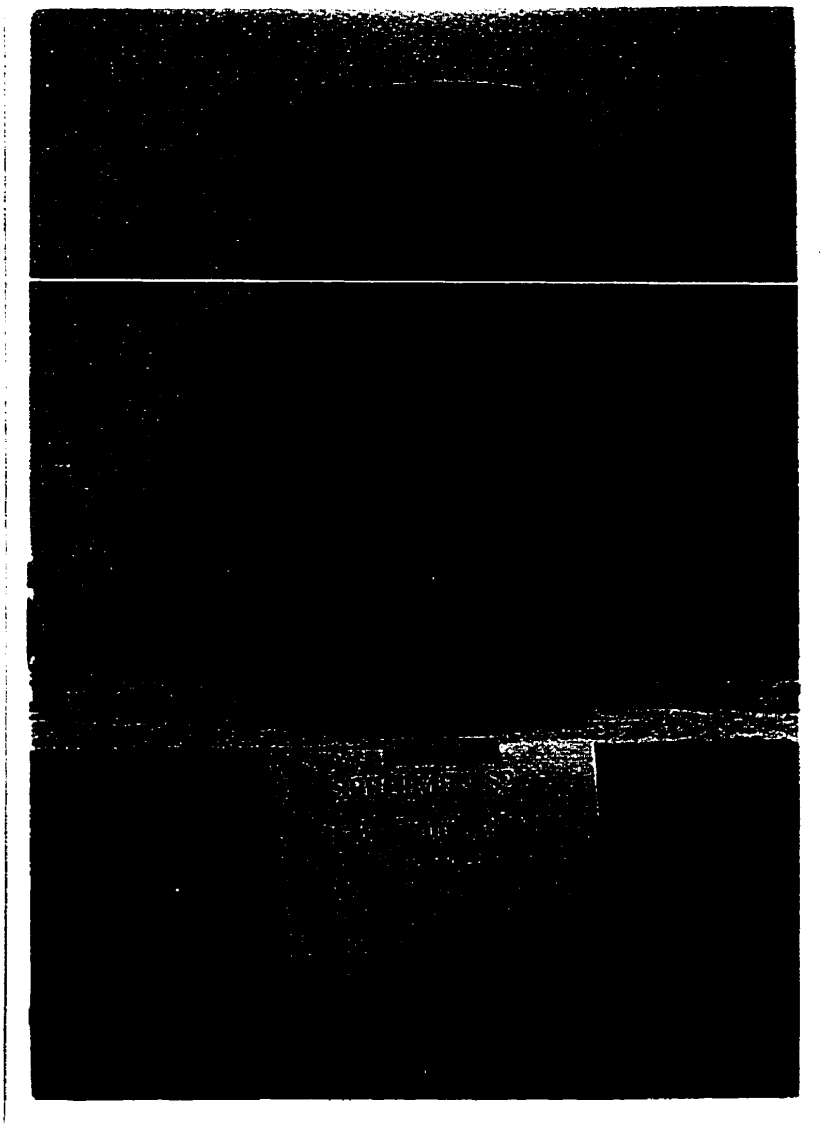


Figure 6.5 : Chemise elliptique en acier avec un jeu de 40 mm (Spécimen S2)

6.3.4 Spécimen S3

Le renforcement du spécimen S3 (Figure 6.6) consiste en une chemise circulaire en acier d'épaisseur, t_j, de 3.175 mm (1/8'') avec un jeu à la base, g, de 40 mm. La comparaison du comportement de ce spécimen S3 par rapport au spécimen S2 permettra d'évaluer l'influence de la géométrie de la chemise sur l'efficacité du renforcement.

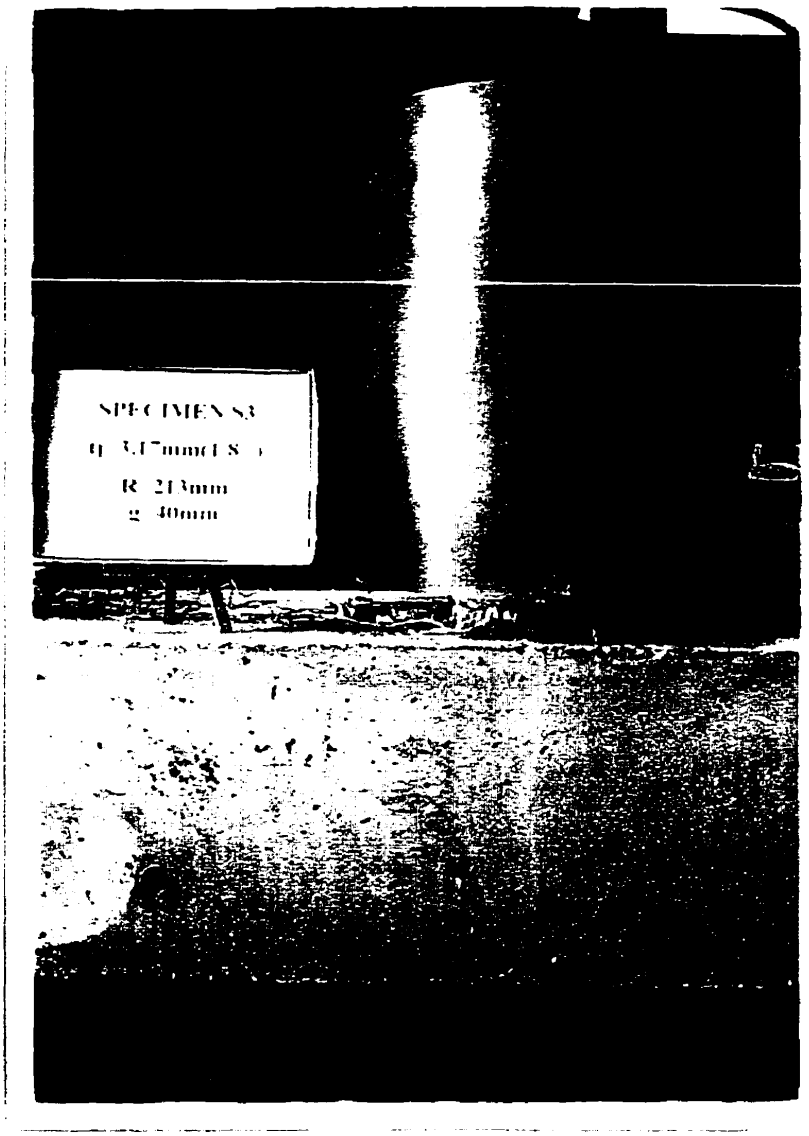


Figure 6.6 : Chemise circulaire en acier avec un jeu de 40 mm (Spécimen S3)

6.3.5 Spécimen S4

Le spécimen S4 utilise le concept d'un renforcement actif. L'idée consiste à précontraindre une chemise elliptique, similaire à celle utilisée pour les spécimens S1 et S2 , par l'utilisation d'un coulis de ciment expansif pour le remplissage de l'interface entre la chemise et la section initiale.

La comparaison du comportement de ce spécimen S4 par rapport aux autres spécimens permettra d'évaluer l'influence d'un confinement actif versus un confinement passif dans l'efficacité du renforcement vis à vis du glissement des barres longitudinales.

La précontrainte de la chemise en acier est engendrée par l'expansion du coulis lors de son mûrissement. Ce confinement actif devrait permettre d'appliquer un surplus d'effort de serrage substantielle par rapport aux autres spécimens renforcés. L'objectif de ce confinement actif est d'éviter un glissement des armatures longitudinales pour des ductilités importantes en augmentant l'adhérence acier/béton et ainsi limiter la perte de rigidité et de résistance.

Toutefois, la difficulté de ce renforcement réside dans la mise en place de cette précontrainte. La procédure de réalisation demeure plus complexe que les autres montages du fait de l'utilisation d'un coulis de ciment expansif. La réalisation de ce matériau, couramment utilisé pour le remplissage de gaine de précontrainte de câble adhérent, demande une attention accrue sur le montage, la préparation du mélange puis la mise en place. Comme pour la mise en œuvre de câbles de précontrainte, l'étape d'injection du coulis nécessite des soins extrêmes pour obtenir le rôle désiré du coulis. Ces opérations délicates résident dans la préparation du coulis avec une composition et un malaxage adéquat, un montage considérant des points d'injection, des évents et un bridage des coffrages pour orienter l'expansion dans la direction transversale.

6.3.6 Réalisation de la chemise

6.3.6.1 Fabrication et mise en place

La hauteur de la chemise n'a pas été optimisée en fonction de l'objectif du renforcement. En effet, pour éviter le glissement des armatures, l'extension de la chemise est seulement nécessaire sur la longueur de la zone de recouvrement. La seule condition à vérifier est de s'assurer que la résistance au cisaillement du haut du poteau est suffisante pour reprendre le surplus d'effort tranchant dû à l'amélioration en flexion du poteau renforcé. Pour éviter ce problème et du fait que l'effort tranchant est constant sur la hauteur du poteau, la chemise pour les modèles a été prolongée sur toute la hauteur du poteau comme on le remarque aux Figures 6.4 à 6.6.

Initialement, la chemise est composée de deux plaques d'acier façonnées qui sont mis en place sur toute la hauteur de la zone à renforcer. Une fois mises en place, les deux parties sont soudées avec un joint vertical sur toute la hauteur du renforcement. On obtient donc après la réalisation de la soudure un tube continu avec un vide entre cette chemise et la section existante. Cet interface est ensuite remplie de béton ou d'un coulis de ciment.

Un jeu sépare le haut de la semelle et la base de la chemise en acier. Ce jeu est prévu pour permettre la formation de la rotule plastique à la base du poteau sans accroître la rigidité de la pile en évitant toute interaction entre la chemise et la semelle.

La procédure de réalisation a été différente que celle réalisée in situ. L'assemblage de la chemise pour raison de facilité a été réalisé avant la mise en place. La réalisation du renforcement en laboratoire suit les étapes suivantes.

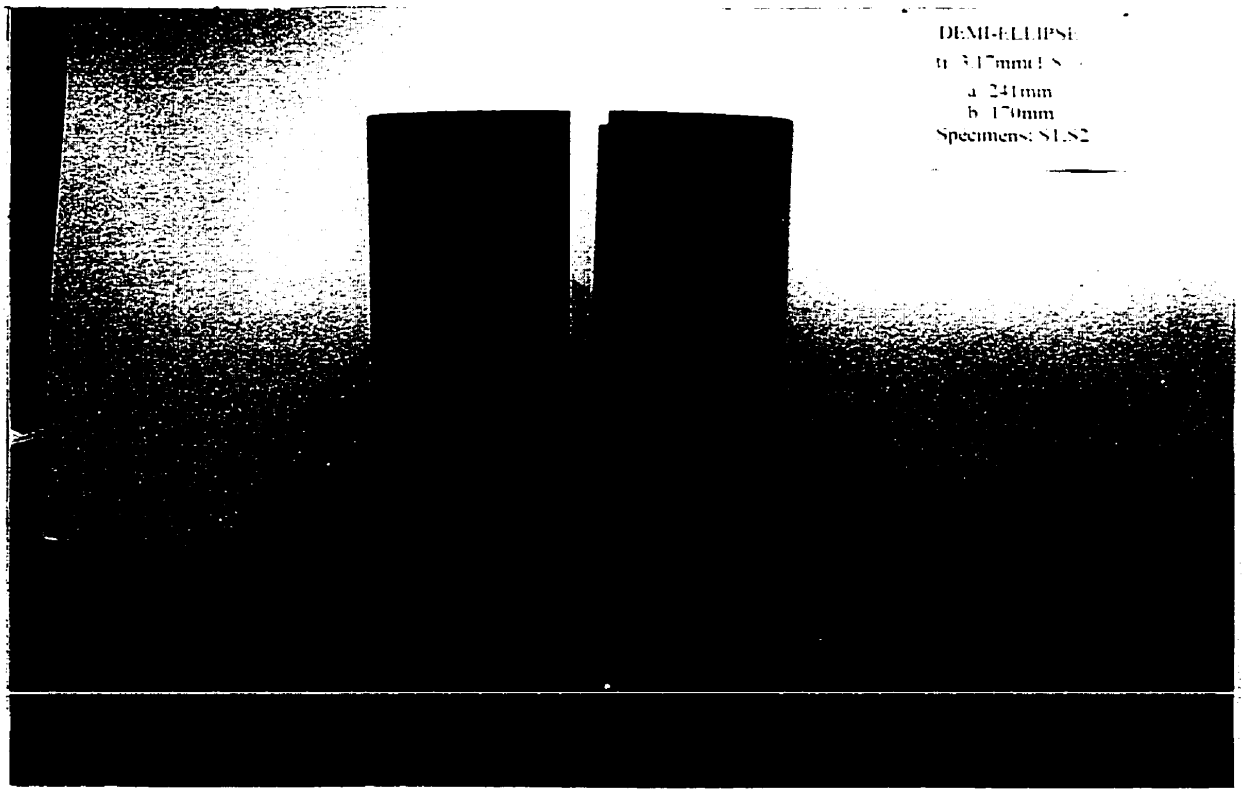
Préparation du poteau et de la chemise en acier

Les angles du poteau de la section initiale sont rabotés afin de former un chanfrein et permettre ainsi une meilleure mise en place de la chemise. La chemise en acier a été reçue en deux plaques soit demi-elliptique ou demi-cylindrique, comme montré à Figure 6.7. Le façonnage de ces plaques a été conçu avec de l'acier commercial du type A36.

L'assemblage de la chemise est réalisé à l'aide d'une baguette en acier de section rectangulaire 25×5 mm soudée aux deux plaques sur toute la hauteur du renforcement. Cette baguette se situe à l'intérieur de la chemise et elle est mis en place en laissant un jeu de 10 mm entre les deux plaques pour leur connexion. Ce jeu entre les deux plaques permet d'assembler la chemise à l'aide de trois passes de soudure. Les deux premières consistent à souder la baguette aux plaques par deux cordons en coin de 5 mm de largeur. Un dernier cordon de soudure continu joint les deux autres soudures pour réaliser une soudure complète et un assemblage adéquat (Figure 6.7). La qualité de la soudure a été testée par un essai en traction qui a montré que la rupture se traduisait par une rupture en traction de l'acier.

Installation de la chemise

Une fois l'assemblage de la chemise effectuée , celle-ci est enfilée par le haut du poteau. Avant cette mise en place, une bande de styrofoam est prévue à la base du poteau pour coffrer le bas de la chemise et simuler le jeu nécessaire à la formation de la rotule plastique.



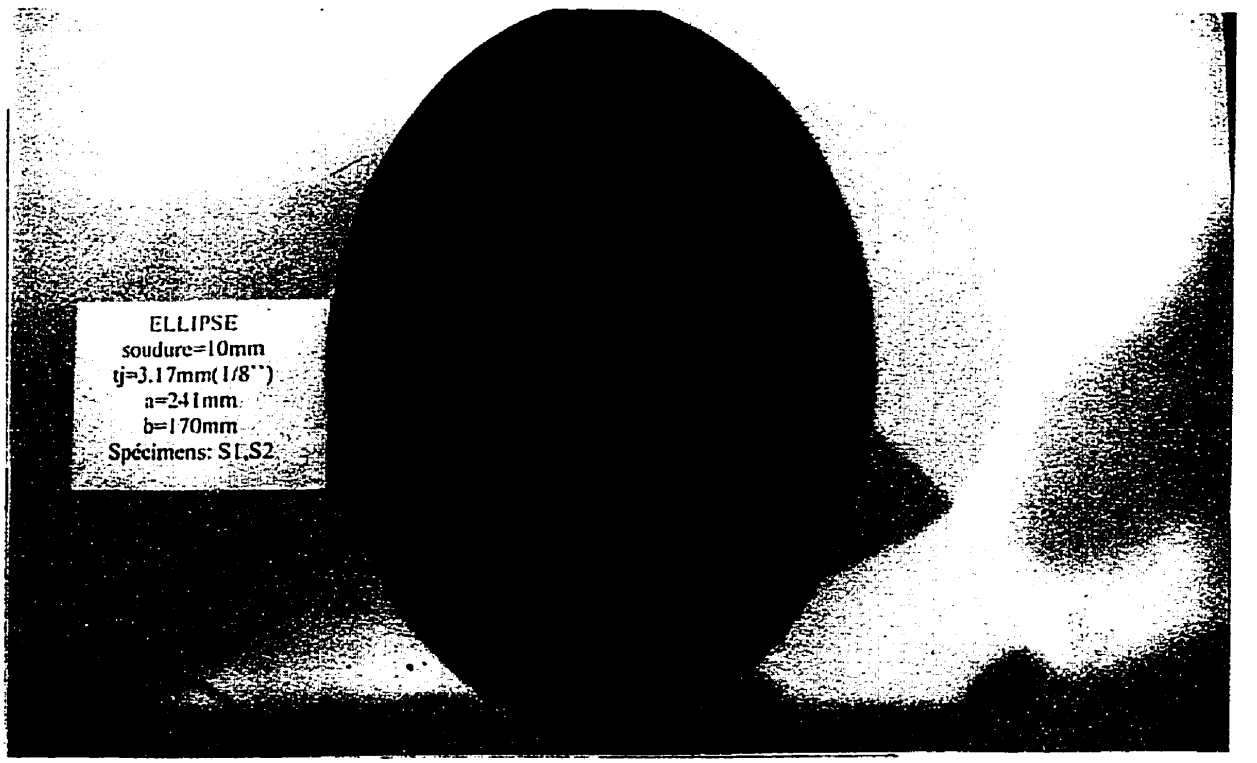


Figure 6.7 : Réalisation de la chemise

6.3.6.2 Bétonnage

L'intervalle entre la section initiale et la chemise est rempli soit par un béton normal pour les spécimens S1 à S3, soit par un coulis de ciment pour le spécimen S4.

6.3.6.2.1 Procédure

Le malaxage du béton ou du coulis a été réalisé dans le Laboratoire de Structure. Les quantités du mélange sont résumées au Tableau 6.3. Le bétonnage de l'intervalle a été effectué par le haut du poteau. Durant la durée du bétonnage, le béton mis en place était vibré par une aiguille vibrante afin d'assurer une bonne fluidité au mélange et un remplissage adéquat de l'intervalle.

Pour le spécimen S4, la précontrainte de la chemise intervient lors de l'expansion du coulis de ciment. Afin de restreindre cette expansion et rendre le coulis plus dense, plus adhérent et plus résistant; il est nécessaire de concevoir deux coffrages ``capuchons`` (Figure 6.8). Ces coffrages en contre plaqué sont positionnés à la base et au sommet du poteau. Ils devront être étanches et bien ajustés pour contenir le coulis et empêcher toute fuite. Un calfeutrage au silicone aux jonctions coffrage-chemise a été prévu à cet effet. Après l'injection, les deux coffrages sont bridés l'un à l'autre par des tiges filetées pour contenir l'expansion et ainsi précontraindre la chemise.

L'injection du coulis est réalisée par le coffrage du haut. Il est nécessaire de prévoir des trous d'injection prêts à recevoir des entonnoirs pour permettre une injection rapide et efficace. Pour obtenir une bonne répartition du mélange, le coffrage du haut comporte des ouvertures de 10 mm de diamètre. Ces évents positionnés à chaque angle de la section limitent la formation de poche d'air lors de l'injection.

Une fois la coulée finie, les évents et les trous d'injection sont obstrués par des chevilles en bois. L'injection s'est faite par une coulée en rotation continue sur les quatre points d'injection par le biais d'entonnoirs (Figure 6.9(a)). Cette procédure d'injection rotative permet d'obtenir un mélange homogène sur les quatre vides indépendants.

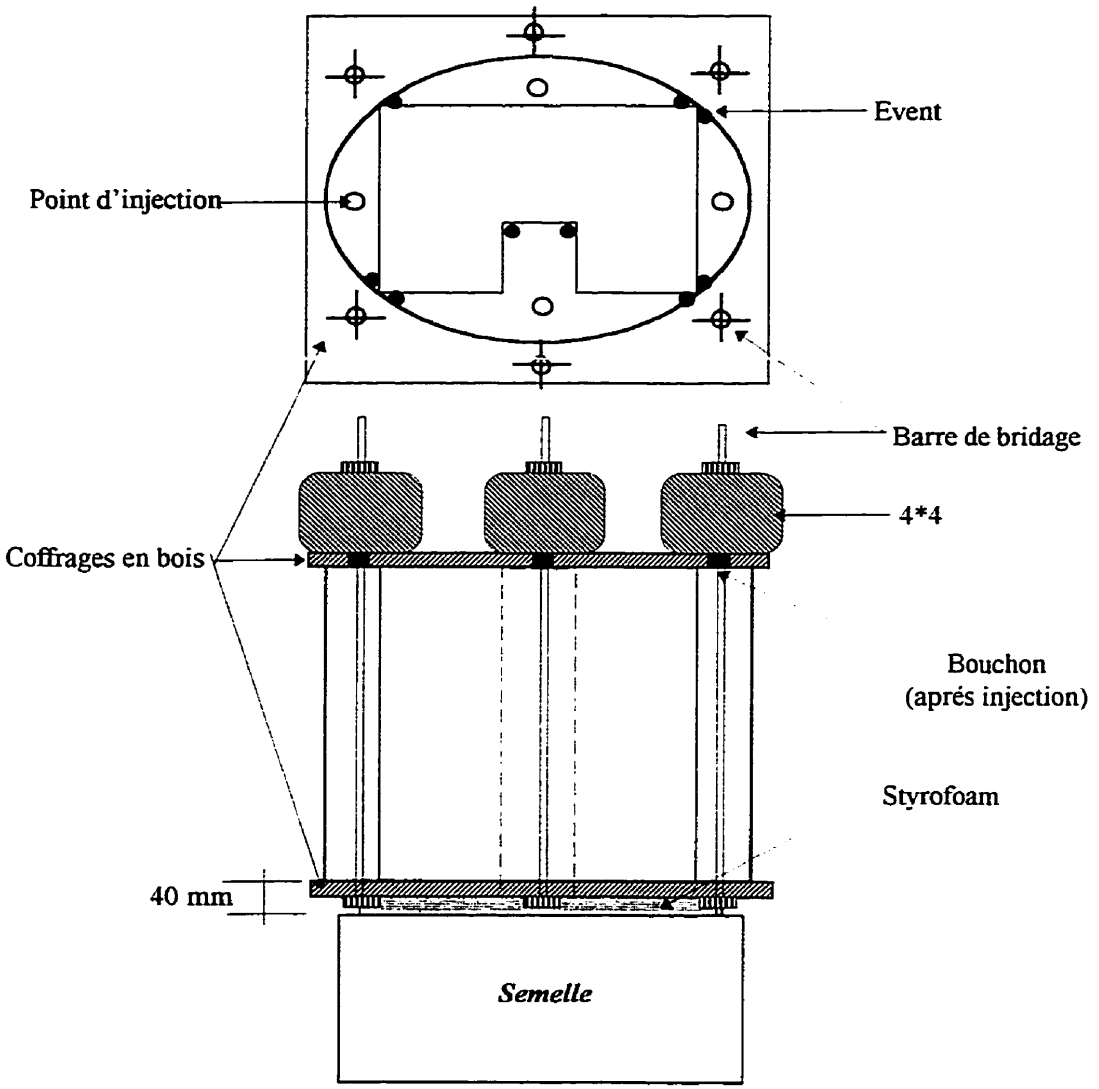
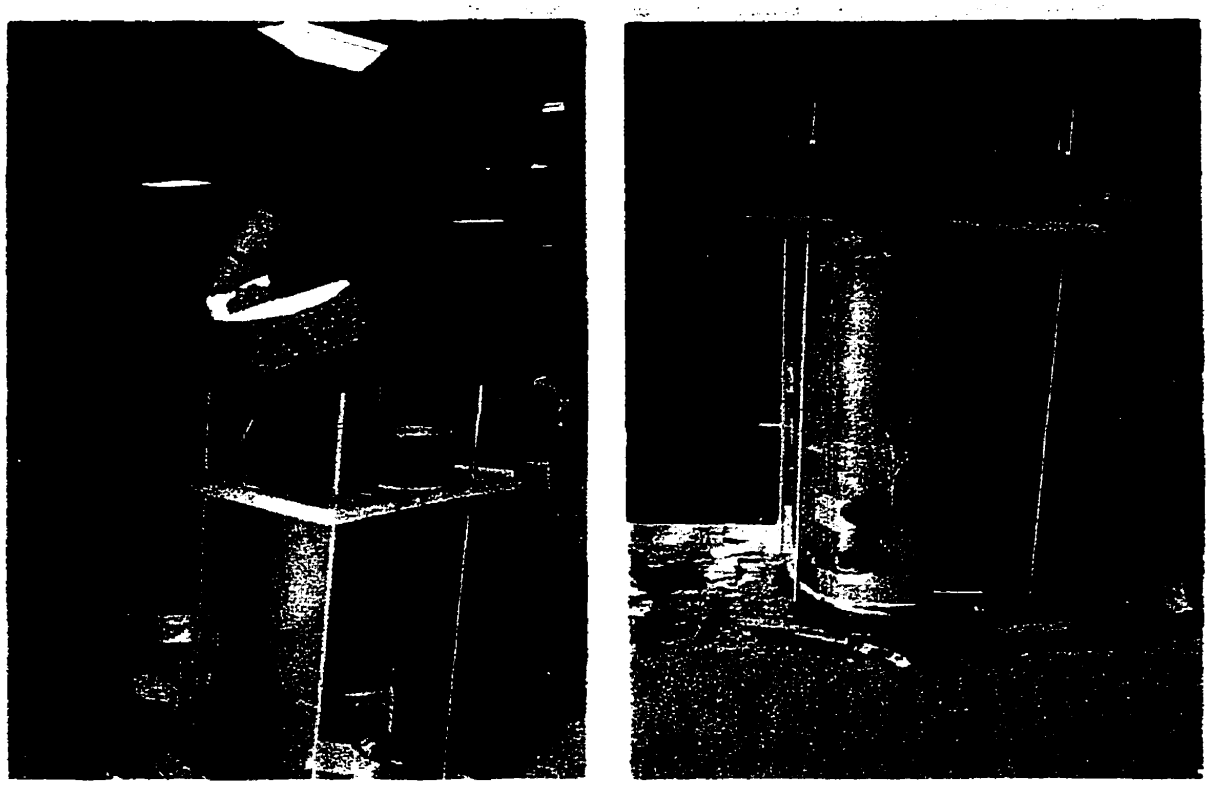


Figure 6.8 : Montage du spécimen S4

Une fois l'injection terminée, on vient boucher les évents et les points d'injection. On applique ensuite par l'intermédiaire de barres de bridage et de 4×4 en bois un serrage des deux coffrages (Figure 6.9(b)). Cet effort de serrage est essentiel pour contenir l'expansion du coulis de ciment lors de son durcissement. Le décoffrage s'effectue après une période de 28 jours.

La procédure du montage proposée au laboratoire peut s'appliquer facilement sur chantier. Le bridage des coffrages peut s'effectuer de façon identique du fait qu'un renforcement vis à vis d'une vulnérabilité en flexion à cause d'un glissement ne s'effectue que sur une hauteur correspondant à 1.5 la zone de recouvrement. En effet un confinement actif ne parait nécessaire pour plus d'efficacité que pour un renforcement au glissement. L'injection peut se réaliser pour plus d'efficacité par le coffrage du bas en limitant ainsi la possibilité de formation de poche d'air.



(a) injection du coulis *(b)après injection (bridage des coffrages)*

Figure 6.9 : Réalisation du coulis de ciment expansif (Spécimen S4)

6.3.6.2.2 Propriétés des matériaux

Béton

Deux types de béton ont été utilisés pour le bétonnage des spécimens, un mélange pour la réalisation de la section initiale et l'autre pour le remplissage de l'intervalle entre le section initiale et la chemise en acier pour les spécimens renforcés S1,S2 et S3. Pour les deux mélanges, l'utilisation de superplastifiant (Grace WRDA 19) a été requise pour produire un mélange fluide permettant un bétonnage le plus homogène possible.

Un ciment de type 30 a été utilisé pour avoir une résistance à la compression élevée à court terme. Le choix de la taille des granulats a été guidé par l'analyse dimensionnelle pour obtenir une similitude avec la matrice du béton, soit un diamètre maximum de 6 mm. Le rapport eau sur ciment est de 0.56 pour le béton de la section initiale et de 0.44 pour le béton des spécimens renforcés. Le béton a été mélangé et bétonné en accord avec la norme A23.1-M90. Le Tableau 6.3 indique les divers composants du mélange pour les deux types de béton.

Tableau 6.3 : Mélange du béton (kg/m^3)

Matériaux	Section initiale	Intervalle poteau/chemise
Ciment (type 30)	305	385
Eau	170	170
Sable	1060	990
Agrégats (6 mm)	800	800
Superplastifiant	325 ml/ m^3	325 ml/ m^3

Coulis de ciment

La composition du mélange, formulée pour 13 l de coulis de ciment, est réalisée à l'aide de Sika Grout 212 (25 Kg), de l'Intraplast-N (75 g) et de l'Eau (4.5 l). Le Sika Grout 212 est un coulis de ciment à base de ciment sans retrait. Il possède une formulation unique à deux étapes de retrait compensé, compensant pour le retrait à l'état plastique et durci. Il est généralement utilisé comme coulis structural pour un ancrage des pièces où le retrait est à éviter.

L'Intraplast-N est une poudre grise d'un mélange bien équilibré d'agents expansifs, plastifiants et réducteurs d'eau. Cet additif à prise normale améliore avant le durcissement la fluidité et produit une expansion lente et contrôlée des coulis à base de ciment. Il est utilisé surtout pour l'injection des tendons précontraints, des fissures dans le roc ou des assises de machinerie. L'avantage principal de ce produit réside dans l'obtention d'un coulis cohésif très fluide, malléable, avec peu de ressuage et sans ségrégation.

Un malaxeur mécanique du type malaxeur à mortier est grandement recommandé pour le malaxage du coulis. La taille du malaxeur doit être appropriée au volume du coulis requis. La procédure du malaxage suit les différentes étapes:

1. mise en place de la quantité d'eau nécessaire;
2. ajout de l'Intraplast puis mélange pendant 1mn;
3. ajout graduel du Sika Grout 212.

Pour précontraindre la chemise il est possible aussi d'utiliser un béton expansif à la place d'un coulis de ciment expansif. La composition de ce béton est réalisée avec un ciment de type K et un ajout de fumée de silice. Il reste toutefois que la disponibilité de ce matériau et le coût onéreux sont des facteurs qui avantagent la solution du coulis de ciment.

Tests en compression sur les éprouvettes de béton

Des essais en compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques pour le béton et le coulis. Ces essais ont été conduits en accord avec les prescriptions de l'ASTM C-39. Les cylindres de béton de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur ont été coiffés avec un mélange à base de souffre pour assurer un chargement axial pur. Pour les cylindres du coulis, de 52 mm de diamètre, l'utilisation d'un montage rotulé a permis d'appliquer la force axiale. Les tests ont été exécutés sur une presse hydraulique Amsler avec une précision de $\pm 1\%$ sur l'échelle de mesure.

Pour chaque spécimen, les cylindres ont été testés le même jour que l'essai quasi-statique. La moyenne des résultats de ces tests en compression pour chaque spécimen est résumée dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4 : Tests en compression sur les éprouvettes de béton et de coulis

	Section initiale		**Intervalle poteau / chemise**	
Spécimen #	**Résistance en compression**	**Age**	**Résistance en compression**	**Age**
S1	36.8 MPa	6 mois	48.3 MPa (béton)	13 j
S2	36.6 MPa	7 mois	53 MPa (béton)	26 j
S3	36.8 MPa	9 mois	42.7 MPa (béton)	10 j
S4	36.8 MPa	10 mois	25 MPa (coulis)	35 j

On remarque au vu des valeurs du Tableau 6.4 que la résistance en compression du béton de l'intervalle varie considérablement en fonction des spécimens. Cette fluctuation est due à l'utilisation en quantité importante d'un ciment de type 30. Selon l'âge du béton, correspondant au jour de l'essai, on obtient un béton plus résistant pour un âge plus mur. Cependant, la résistance en compression ne devrait pas influencer le comportement du poteau renforcé car celle-ci n'intervient pas à priori dans le mécanisme du confinement.

6.4 Caractéristiques de l'essai

6.4.1 Montage

Le banc d'essai des spécimens renforcés diffère de celui du spécimen de la section initiale car il ne nécessitait pas l'utilisation de la table sismique de l'École Polytechnique. Le choix du montage a été guidé par le soucis d'ancrer adéquatement la semelle. Toutefois le montage pour l'application de la charge axiale et de l'effort latéral est similaire à celui utilisé pour le spécimen de la section initiale.

Pour des raisons de commodité, le spécimen est installé verticalement sur la dalle du laboratoire comme illustrée sur la Figure 6.10. La partie de fondation du modèle est fixée sur une équerre par l'intermédiaire de barres de bridage et maintenue verticalement par un vérin (en butée). Ce système ``d'encastrement`` est conçu pour éviter toute rotation et translation de la semelle et ainsi permettre au poteau de reprendre toutes les charges.

Un autre vérin de charge, d'une capacité de 250 kN, fixé sur une poutre porteuse et rotulé avec le poteau permet d'imposer au poteau le déplacement Δ ou l'effort latéral V désiré. Ce poteau est lui-même soumis à une charge axiale correspondant à la charge permanente du tablier et surcharge routière reprise par la pile. Cette charge est appliquée par deux barres de précontrainte horizontale comme mentionné dans le chapitre 5.

La contribution du poids propre du poteau et des effets P-Δ est minime sur le moment repris à la base du poteau, qui est dû principalement à la charge latérale V appliquée par le vérin. Ces deux paramètres seront toutefois pris en compte dans l'étude analytique du chapitre 8 pour fin de comparaison avec les résultats expérimentaux.

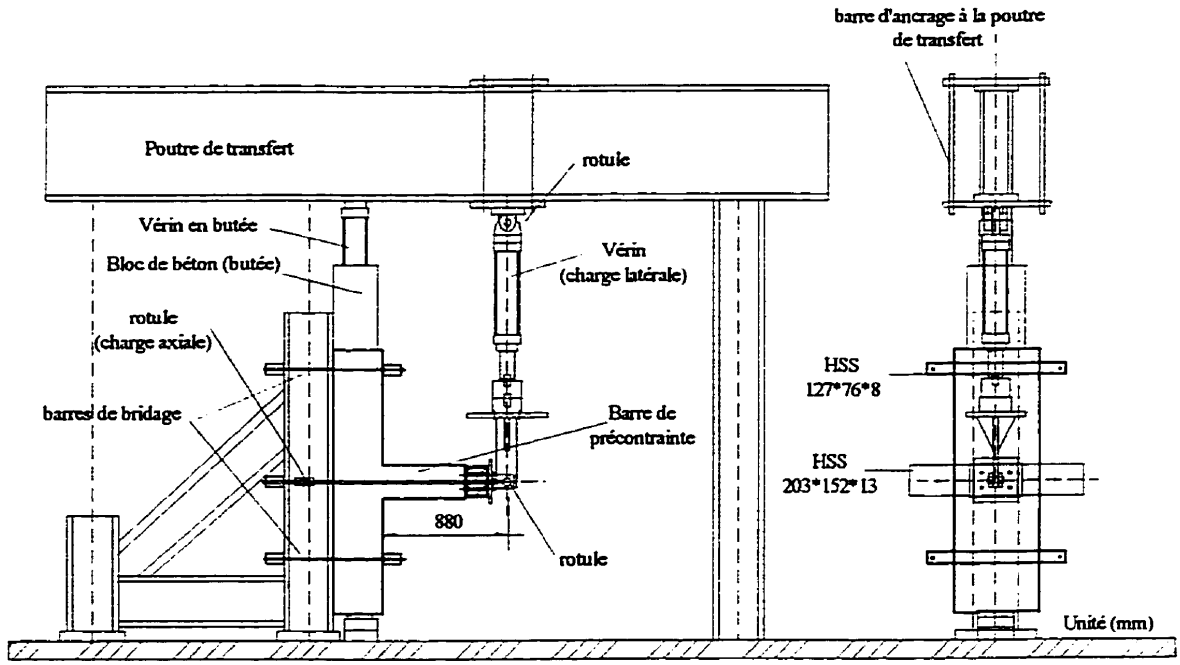


Figure 6.10 : Montage sur la dalle d'essai

Une fois que la mise en place du spécimen et le branchement des instruments de mesure sur le système d'acquisition des données ont été achevés, la connexion rotulée entre le vérin de la charge latérale et le poteau est effectuée. Par la suite, on vient boulonner les barres de précontrainte pour simuler la charge axiale tout en contrôlant les déformations. Pendant toute la durée de l'essai le contrôle des déformations permet de vérifier le niveau de la charge axiale afin de la calibrer au cas échéant. La chemise a été badigeonnée de chaux afin d'observer toute plastification éventuelle de l'acier.

6.4.2 Instruments de mesure

Tous les instruments de mesure utilisés pour les essais sont résumés dans le Tableau 6.5. Tous ces appareils de mesures sont reliés à un système d'acquisition (HPVEE 3497A) qui permet d'enregistrer les déplacements et déformations toutes les 5 secondes.

Tableau 6.5 : Instruments de mesure sur le montage des spécimens renforcés

Désignation	Capteur	Remarque
	Calcul des déplacements	
0	Lebow 3195	Cellule de charge
1	Corde	Déplacement sous la rotule (x=880 mm)
2	Corde	Déplacement à x=450 mm
3	Corde	Déplacement à x=210 mm
4	LVDT	Déplacement de la semelle
5 et 6	LVDT	Rotation de la semelle
	Calcul des courbures	
Paire 7-8	LVDT	Courbure section A-A (27.5 mm)
Paire 9-10	LVDT	Courbure section B-B (82.5 mm)
Paire 11-12	LVDT	Courbure section C-C (137.5 mm)
Paire 13-14	LVDT	Courbure section D-D (265 mm)
	Ferraillage d'armatures	
1	Jauge	Armature de recouvrement (section A-A)
2	Jauge	Armature de recouvrement (section B-B)
3	Jauge	Armature de recouvrement (section C-C)
4	Jauge	Armature de recouvrement (section A-A)
5	Jauge	Armature de recouvrement (section B-B)
6	Jauge	Armature de recouvrement (section C-C)
7	Jauge	Armature longitudinale (section C-C)
8	Jauge	Armature transversale
9	Jauge	Armature transversale
10	Jauge	Armature transversale
	Chemise	
W1 & E1	Jauge	Horizontale et Verticale (x=35 mm)
W2 & E2	Jauge	Horizontale et Verticale (x=85 mm)
W3 & E3	Jauge	Horizontale et Verticale (x=135 mm)
W4 & E4	Jauge	Horizontale et Verticale (x=275 mm)
S2	Jauge	Horizontale et Verticale (x=85 mm)
N2	Jauge	Horizontale et Verticale (x=85 mm)

6.4.2.1 Mesure des courbures

Des paires de potentiomètres linéaires (LVDTs) sont positionnées sur les faces de la chemise dans la direction du chargement. La détermination des déplacements de ces potentiomètres linéaires sur les faces de compression et de traction permet d'estimer la courbure moyenne, ϕ, pour chaque section par la relation, comme indiquée à la Figure 6.11.

$$\phi = \frac{|\Delta_N| - |\Delta_S|}{h_c l_c} \tag{6.14}$$

où Δ_N et Δ_S sont les déplacements relatifs verticaux de deux LVDTs situés symétriquement sur les deux faces de la section. La distance verticale de mesure des LVDTs correspond à h_c. La longueur horizontale entre les paires de potentiomètres linéaires correspond à l_c. Le calcul des courbures s'effectue à quatre sections sur la hauteur du poteau modèle : 27.5 mm (A-A), 82.5 mm (B-B), 137.5 mm (C-C) et 265 mm (D-D).

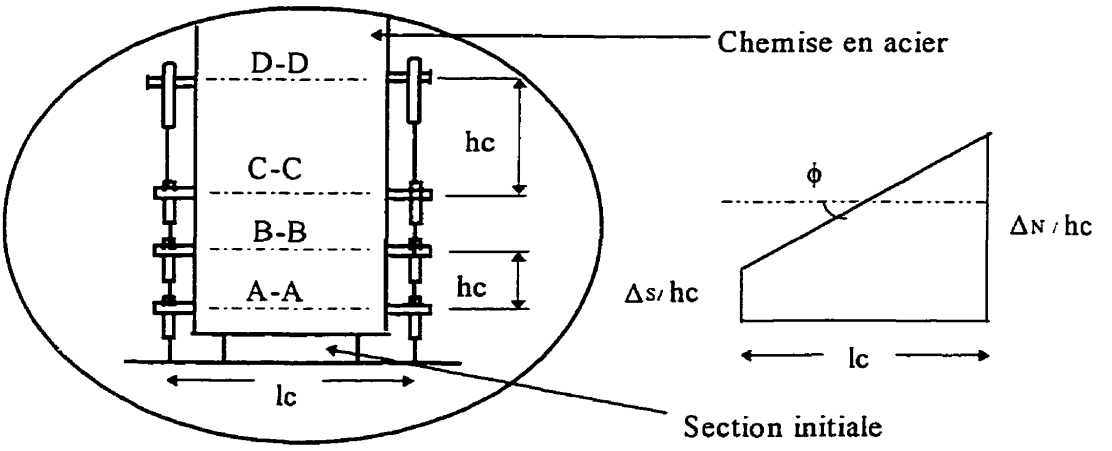


Figure 6.11 : Position des LVDTs pour le calcul des courbures

6.4.2.2 Mesure des déformations

L'investigation des déformations dans les armatures du noyau de béton et la chemise est effectuée par le biais de jauges électriques d'extensiométrie. En sus des jauges instrumentant le ferraillage de la section initiale (Figure 6.12), des jauges verticales et horizontales ont été positionnées sur la chemise en acier. Ces jauges permettront d'évaluer le niveau de pression latérale de confinement induit lors de la dilatation du béton. Le Tableau 6.5 résume la localisation de ces jauges. Ces jauges permettent de connaître la distribution des déformations et d'évaluer le comportement du spécimen durant l'essai.

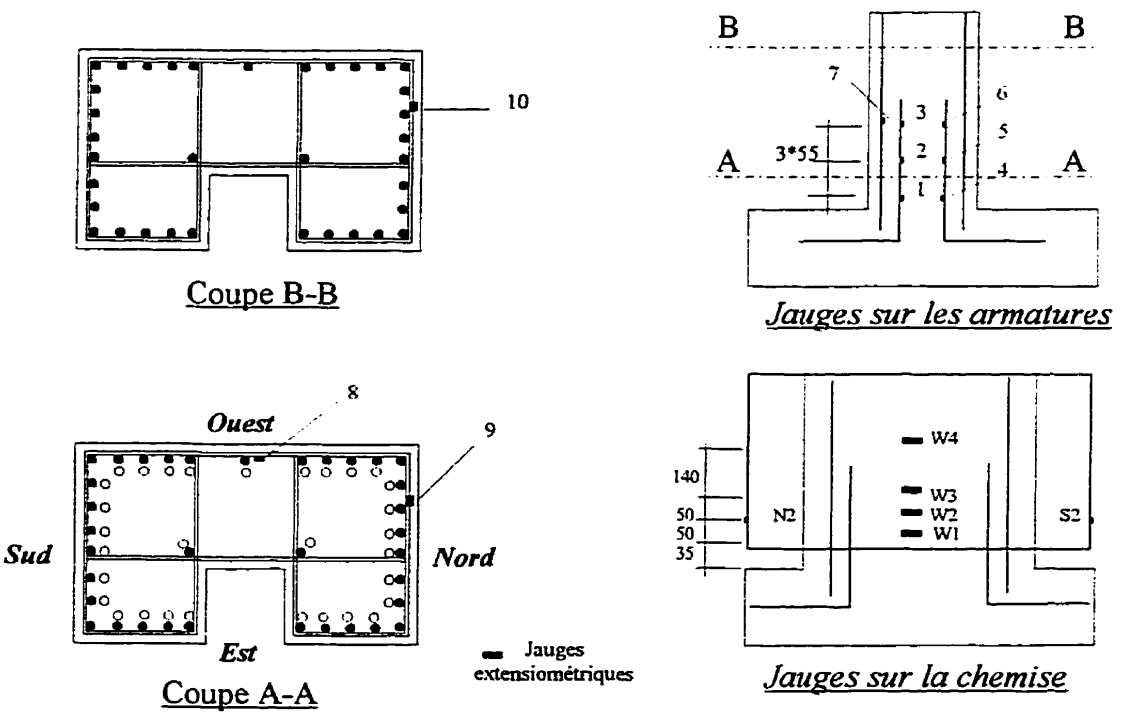


Figure 6.12 : Position des jauges extensiométriques pour les spécimens renforcés

Afin d'estimer l'effet de l'expansion du coulis sur la chemise et le degré de précontrainte du spécimen S4, une série de jauges extensiométriques ont instrumentés la chemise durant le durcissement du coulis. Le contrôle de ces jauges à différentes étapes du durcissement du coulis de ciment nous permet d'évaluer l'évolution de l'expansion. Elles ont été installées avant l'injection du coulis mais après la réalisation de la soudure de l'ellipse. Les déformations induites lors de la soudure de la chemise ne seront donc pas estimées. Les jauges se situent à des positions identiques à celles posées sur les premiers spécimens renforcés. Cette localisation similaire des jauges permet alors de les réutiliser lors de l'essai quasi-statique et comparer le niveau de déformation avec les autres spécimens renforcés.

La distribution de l'expansion sur le périmètre de la chemise est évaluée à l'aide de quatre jauges horizontales installées au niveau 2 soit: N2H, S2H, W2H et E2H (N pour Nord, S pour Sud, W pour Ouest, E pour Est, H pour horizontale). Deux autres jauges, W4H et E4H, nous permettent de connaître la distribution verticale de l'expansion.
Les lectures de ces jauges se font à différentes étapes: après injection, 2h, 4h, 8h, 1, 2, 3, 5, 7, 10, 14, 18, 22, 25 et 28 jours. Leur évolution est représentée à la Figure 6.16.

6.4.2.3 Mesure des déplacements horizontaux et verticaux

Des potentiomètres linéaires, positionnés sur la dalle d'essai, permettent de mesurer les déplacements horizontaux de la semelle à différentes hauteurs (Figure 6.13, Tableau 6.5). Ils servent aussi à vérifier que la semelle ne subit pas de rotation ni de translation lors de l'application de l'effort latéral à la rotule. D'autres cordes sont tendues entre le sol et la partie inférieure de la pile. Elles permettent de déduire le déplacement vertical Δ sous la rotule et l'allure de la déformée de la pile durant l'essai.

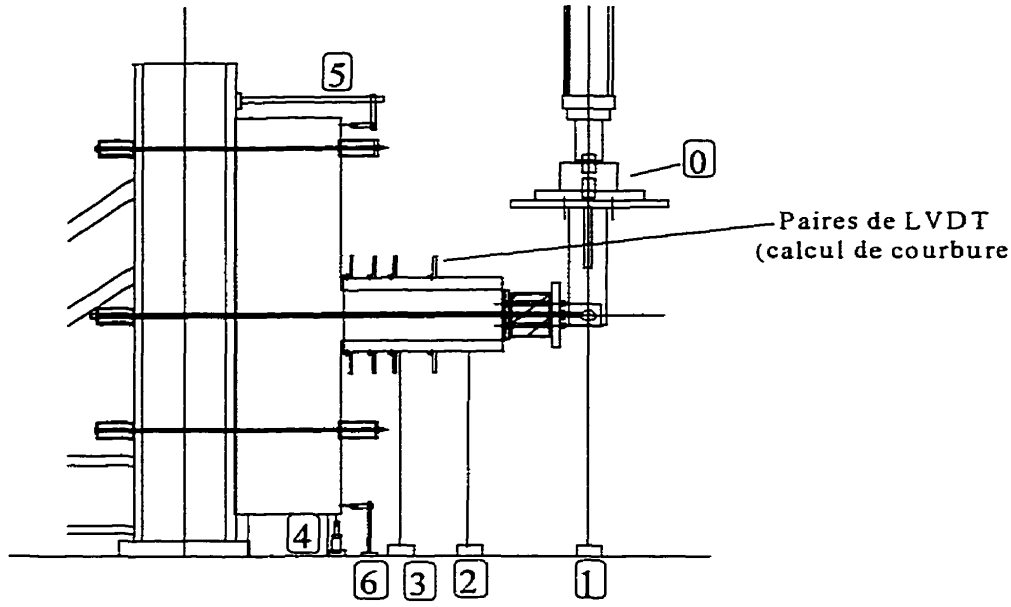


Figure 6.13 : Mesure des déplacements du spécimen

Une cellule de charge, LEBOW 75, permet de déterminer l'effort réel transmis par le vérin à la pile.

Le système d'acquisition a une précision de déformation de ± 25 με pour les jauges extensiométriques et une précision de ± 0.01 mm pour les potentiomètres linéaires. Le contrôle du bon déroulement de l'essai est effectué en supervisant le déplacement et la rotation de la semelle. Ces valeurs ne devaient pas dépasser 1 mm en déplacement et 0.1 ° en rotation. De plus la lecture des jauges instrumentant les barres de précontrainte permet de nous guider dans l'application de la charge axiale.

Le système d'acquisition nous permet de visualiser la courbe hystérétique pas à pas en fonction de la lecture de la cellule de charge, de l'effort latéral V, et du déplacement relatif Δ de la rotule simulant le point d'inflexion du poteau. Ce déplacement relatif

correspond à la différence entre le déplacement Δ_1 sous la rotule et le déplacement Δ_4 mesuré sous la semelle comme illustré sur la Figure 6.13.

6.4.3 Procédure de chargement

Le type d'essai le plus approprié à l'objectif visé est un essai quasi-statique normalisé. Pendant un essai quasi-statique, les forces d'inertie générées par un séisme sur une structure sont remplacées par des charges statiques équivalentes. Le vérin hydraulique produit le déplacement statique Δ ou l'effort statique V désiré sur l'échantillon. On réalise cet essai généralement sur des éléments structuraux à grande échelle ou sur des systèmes structuraux à échelle réduite. On obtient des informations de base, comme la résistance, la rigidité et la ductilité, qu'on peut ensuite utiliser pour prédire le comportement complet de l'ouvrage.

L'essai quasi-statique nous permet :
(1) de comparer les résultats obtenus avec le spécimen S0 effectué dans la première partie du projet et présentés au chapitre 5;

(2) d'atteindre nos objectifs pour une évaluation de la capacité en ductilité, rigidité et résistance du spécimen renforcé pour des déplacements inélastiques importants;

(3) d'inspecter à tout moment l'état du spécimen à l'inverse d'un essai dynamique.

Pour cet essai quasi-statique, le principe du déplacement contrôlé a été préféré à celui du chargement contrôlé. La procédure de l'essai consiste à imposer des cycles de déplacement aller-retour à la pile par l'intermédiaire du vérin. Pour chaque déplacement Δ

donné, nous relevons la charge appliquée V par le vérin et traçons la courbe d'hystérésis (V, Δ) pas à pas durant l'essai.

Les cycles de déplacement dans les deux directions s'effectuent à différents degrés de ductilités (0.5,1,2,4,6,7,8,9,10). La procédure de chargement a été élargie jusqu'à une ductilité de 10 en déplacement afin d'appréhender le comportement à l'ultime de la résistance, rigidité et le mode de rupture des spécimens renforcés.

Cette procédure normalisée en Nouvelle Zélande est illustrée à la Figure 6.14 pour les spécimens renforcés. Elle est identique pour les 5 spécimens sauf que la procédure est limitée à une ductilité de 6 pour le spécimen de la section initiale.

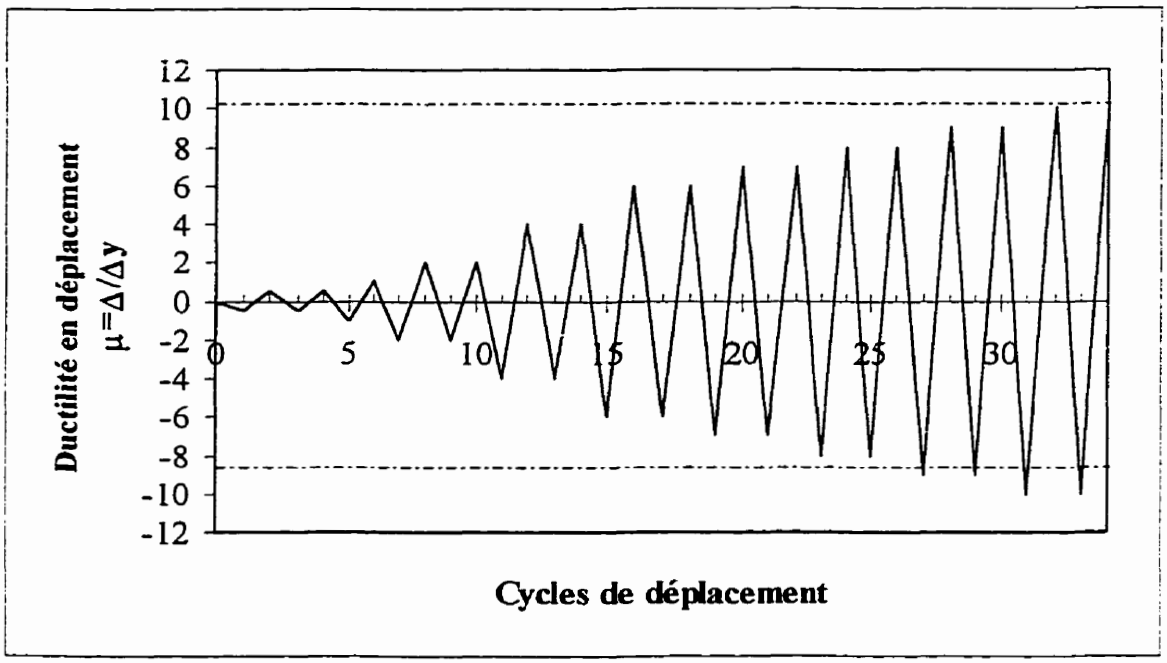


Figure 6.14 : Procédure de chargement pour l'essai quasi statique des spécimens renforcés

Le montage horizontal du spécimen sur la dalle d'essai est illustré à la Figure 6.15. La photo représente le spécimen S3 à la fin de la procédure de chargement. On peut remarquer les gravats de béton correspondant à l'éclatement du béton d'enrobage à la base du poteau lors des cycles de chargement.

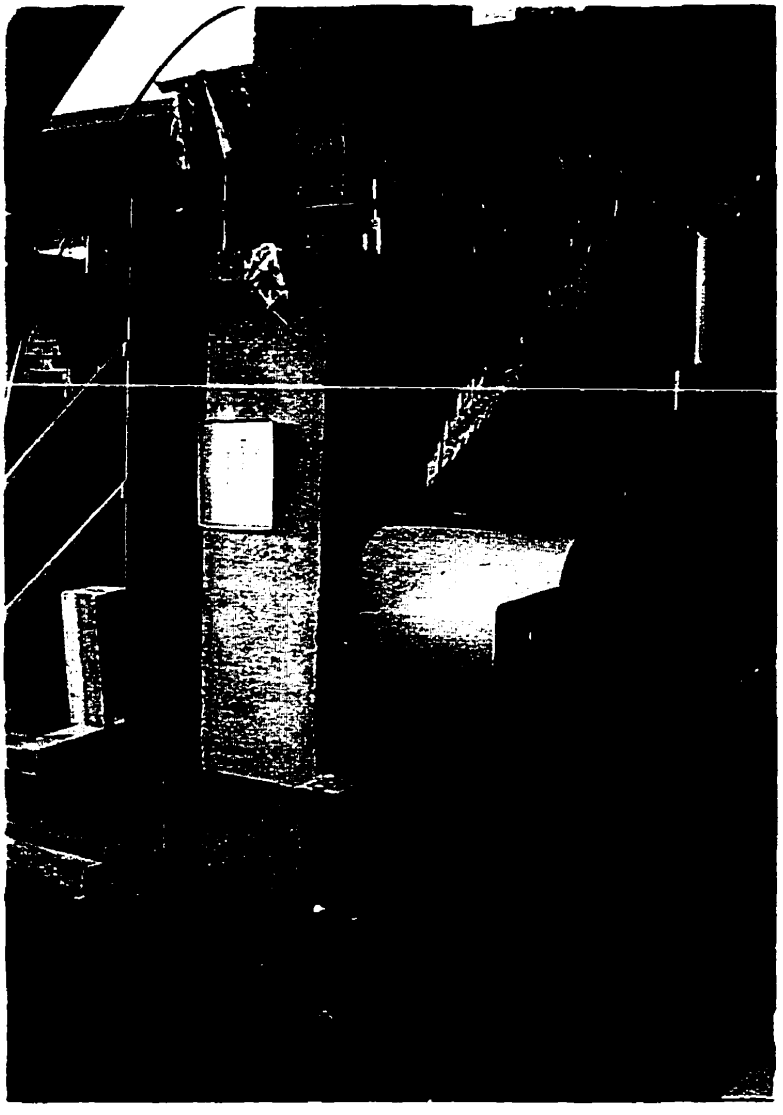


Figure 6.15 : Montage du spécimen renforcé sur la dalle d'essai

6.5 Observations générales

Les résultats expérimentaux sont présentés et commentés au le Chapitre 7. Cette section ne traite que du comportement général des quatre spécimens renforcés testés lors des essais. Le degré de confinement actif initial du spécimen S4 est discuté sur la base de l'interprétation des déformations initiales sur la chemise avant l'essai. De plus, des commentaires sur l'influence de l'analyse dimensionnelle pour les conclusions obtenues pour les modèles renforcés seront présentés en fin de cette section.

6.5.1 Spécimen S4

Les déformations radiales de la chemise dues à l'expansion du coulis de ciment du spécimen S4 sont illustrées à la Figure 6.16. L'objectif de précontraindre initialement la chemise pour obtenir un confinement actif n'a pas été entièrement atteint. Le niveau de déformation maximale de la chemise est de 50 micro-déformation sur les faces en flexion (est et ouest). La pression latérale de confinement initiale est alors selon la formule (6.3) $f_{jli} = 0.5 \times 0.0226 \times (200000 \times 50.10^{-6}) = 0.113\,\text{MPa}$. Cette pression initiale n'équivaut qu'à 4% de la pression de confinement requise pour prévenir le glissement des armatures. Cet insuccès peut être dû à deux causes :

(1) une mauvaise formulation ou préparation du mélange qui n'a pas donné l'expansion escomptée ;

(2) une conception inadéquate du montage qui n'a pas restraint l'expansion.

(3) l'expansion du coulis confiné n'atteint pas un taux d'expansion identique par rapport à un coulis non confiné. En effet du point de vue moléculaire, lors de l'hydratation du coulis les molécules du ciment s'assemblent et se combinent entraînant ainsi l'expansion. Pour un coulis confiné, on peut supposer que la restriction de l'expansion du coulis peut entraîner la rupture de ces assemblages de molécules.

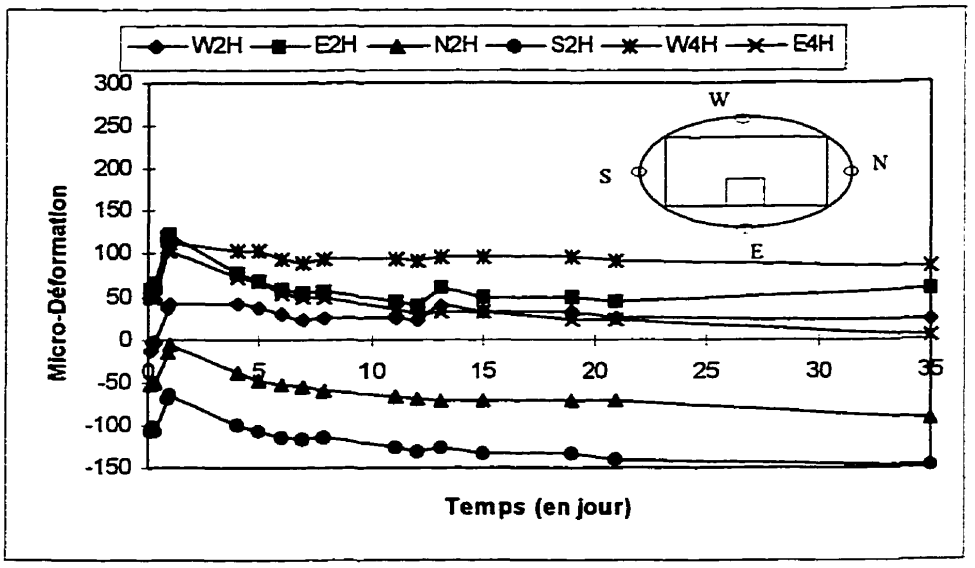


Figure 6.16 : Variation de la déformation de la chemise pour le spécimen S4

On note cependant que la déformation évolue dans le temps et que le taux de déformation n'est pas uniforme sur le périmètre et la hauteur. L'expansion a été au maximale durant les premiers jours de la coulée lors de l'hydratation du coulis. Par contre, les déformations diminuent durant le retrait à l'état durci entraînant une expansion quasiment nulle.

6.5.2 Essais quasi-statiques

Le comportement global des spécimens renforcés a été sensiblement identique. La Figure 6.17 présente le spécimen S4 (chemise elliptique en acier avec un jeu de 40 mm) à deux nivaux de cycles de chargement, pour une ductilité en déplacement de 2 (cycle No.8 dans la direction Pull) et une ductilité de 10 (cycle No.33 dans la direction Push).

À partir du cycle à une ductilité de 1, une micro fissure horizontale de flexion est apparue à la base du poteau sur les faces tendues. La taille de la fissure s'agrandit durant les cycles

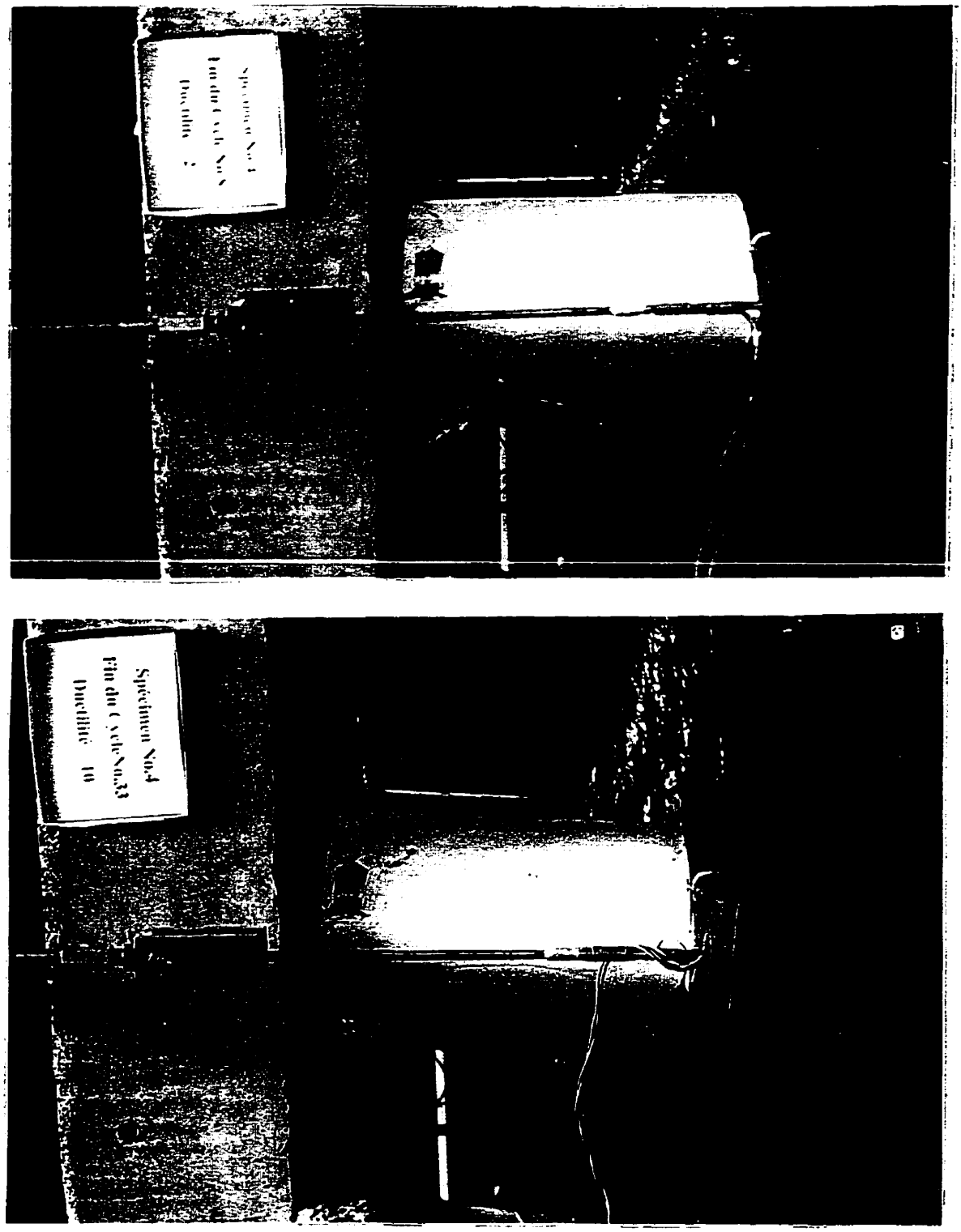


Figure 6.17 : Comportement du spécimen S4 pour une ductilité de 2 et de 10

de ductilité et se propage sur tout le périmètre de la section. Au delà d'une ductilité de 4, ces fissures horizontales de flexion se multiplient et entraînent une dégradation du béton d'enrobage pour des ductilités importantes. Le comportement de ces fissures correspond à la formation de la rotule plastique à la base du poteau dans le jeu entre la chemise et la semelle.

La rotule plastique à la base permet au poteau de supporter les déplacements inélastiques sans perte de rigidité et de résistance jusqu'à une ductilité de 6. Au delà de ce niveau de ductilité les courbes hystérétiques, présentées au chapitre 7, montrent une perte de résistance du au glissement des armatures. Cependant, cette perte de résistance est beaucoup moins prononcée que pour le spécimen de la section initiale.

La formation de la rotule plastique dans le jeu à la base du poteau était recherchée selon le concept du calcul par capacité. Ce concept de calcul parasismique pour les piles de pont tend à favoriser la formation d'une rotule plastique à la base en assurant une résistance suffisante afin d'empêcher tout autre mode de rupture fragile.

La fissuration dans la semelle a été minime pour les spécimens S2, S3 et S4 du fait de la localisation de la rotule plastique dans le jeu de 40 mm entre le bas de la chemise et le haut de la semelle. À l'inverse, on a observé pour le spécimen S1, avec un jeu de 15 mm, une série de fissures qui tentent de pénétrer dans le semelle. Le faible jeu n'est pas assez important pour supporter la formation de la rotule plastique qui tend à migrer vers la semelle pour permettre la demande en rotation plastique. Les inspections sur la chaux ont montré qu'il n'y avait pas eu de plastification de l'acier.

Pour des ductilités importantes, les quatre spécimens ont été caractérisés par la rupture d'armatures longitudinales sur la face Est et un flambement des armatures sur la face Ouest (Figures 6.18 et 6.19). Le nombre de ruptures d'armatures et le niveau de ductilité à laquelle elles interviennent se différencient selon les spécimens (Tableau 6.6). La

rupture des armatures correspond à une rupture à la fatigue due à des cycles répétés de flambement en compression et écrouissage en traction sous un chargement cyclique.

Tableau 6.6 : Dommages observés sur les spécimens renforcés

Spécimen #	N*	Remarques
S1	2	1 barre à $\mu = 4$ et 1 barre à $\mu = 6$ (Face Est)
S2	3	2 barres à $\mu = 9$ et 1 barre à $\mu = 10$ (Face Est)
S3	5	1 barre à $\mu = 9$ et 4 barres à $\mu = 10$ (Face Est)
S4	1	1 barre à $\mu = 8$ (Face Est)

N* : nombre de barres brisées

Globalement les spécimens testés ont montré que le renforcement d'un poteau avec des barres de recouvrement avec une chemise ovale en acier était adéquat. Les courbes hystérétiques obtenues expérimentalement montrent que l'effort latéral fourni par la chemise contient la dilatation des fissures et permet ainsi de limiter le glissement des barres jusqu'à un niveau de ductilité élevé. La perte de rigidité et de résistance à l'amorce du glissement pour une ductilité de 6 est moins accentuée que pour la section initiale. Le mécanisme de glissement des barres est dû dans ce cas à une perte d'adhérence entre l'acier des armatures et le béton. Ces boucles d'hystérésis stables sont caractérisées par une bonne dissipation d'énergie avec un pincement nettement moins prononcé que pour la section initiale.

6.5.3 Influence de l'analyse dimensionnelle

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence le problème de conversion entre un prototype et un modèle dans l'analyse d'un phénomène analogue. Les mécanismes tels que la concentration de contrainte ou le glissement des armatures sont difficiles à considérer dans l'analyse dimensionnelle.

Ces paramètres peuvent altérer le comportement du modèle par rapport au prototype. La difficulté de la simulation du béton dans le domaine post-fissuration demande une attention accrue dans l'interprétation des résultats d'un essai sur des modèles et l'application des conclusions pour le prototype.

Concentration des contraintes

L'utilisation d'un facteur d'échelle de 3.65 pour la conception du modèle a eu une influence sur le comportement des spécimens renforcés. Certains phénomènes physiques, comme la concentration des contraintes, n'ont pu être respectés intégralement dans la conversion entre le prototype et le modèle.

On a noté pour le spécimen S1 une rupture d'armatures longitudinales sur la face Est pour une ductilité de 4 puis une ductilité de 6 alors que pour le spécimen S2 les ruptures de barres sont intervenues pour des ductilités plus grande, μ=9 et 10 (Tableau 6.6). Pour un prototype avec un jeu de 50 mm entre la base de la chemise et le haut de la semelle, les lois de similitude, régies par l'analyse dimensionnelle, ont conduit à obtenir un jeu de 15 mm pour le modèle S1.

Il semblerait que la plastification des armatures très locale dans cette zone de rotule plastique a prédisposé les armatures à une concentration de contrainte entraînant une rupture prématurée qui n'a pas lieu d'être pour le prototype. En effet le phénomène de concentration de contrainte n'est pas un principe physique qui peut être mis en équation.

Toutefois ce phénomène se relie à la contrainte dans les armatures et le rayon de courbure sur laquelle elle se distribue. Soit φ un indice de concentration de contrainte qui indique une prédisposition prononcée pour de grandes valeurs. Selon notre analyse dimensionnelle, ce phénomène physique n'est pas respecté car $\varphi_{mod^{\cdot\cdot}ele} = \varphi_{prototype} \times S_l$ avec S_l=3.65 soit une prédisposition à la concentration de contrainte du modèle trois fois et demie plus importante que pour le prototype. Le non respect total de cette loi de

similitude sur ce phénomène entre le prototype et le modèle permet d'envisager que le comportement du prototype avec un jeu de 50 mm à la base, équivalant au spécimen S1, se différencierait par une rupture des armatures pour des ductilités plus importantes comme pour le spécimen S2.

De surcroît, cette remarque montre qu'il n'est pas recommandé de laisser un jeu trop faible à la base à cause du risque de concentration de contrainte nuisible à l'intégrité du poteau pour de faible ductilité et une tendance de la rotule plastique à migrer vers la semelle.

Simulation du comportement de glissement

Le mécanisme de glissement dépend de multiples paramètres tels que le béton d'enrobage, la matrice du béton (diamètre, vide), la rugosité (chimique ou mécanique) des armatures longitudinales, leur diamètre, le niveau de confinement, la longueur de recouvrement, le type et l'amplitude du chargement.

Certains de ces paramètres comme le confinement ou la longueur de développement vont affecter le mode de glissement, comme l'illustre la Figure 3.8. Les autres paramètres affectent le niveau d'adhérence maximum, le glissement critique entraînant la perte de résistance et l'allure de la relation adhérence-glissement.

Il est alors difficile lors de la modélisation de contrôler tous ces paramètres pour mesurer un mécanisme de glissement analogue entre le prototype et le modèle. Notre modélisation, guidée par l'analyse dimensionnelle, a respecté tous les paramètres sur les unités de longueur et de contrainte (degré de confinement). Mais la non prise en compte de l'adhésion chimique ou de la friction mécanique des crénelures des armatures a pu altérer légèrement le niveau auquel intervient le glissement sans toutefois modifier le mode de glissement pour le spécimen initial et les spécimens renforcés.

Figure 6.18 : Rupture en traction des armatures

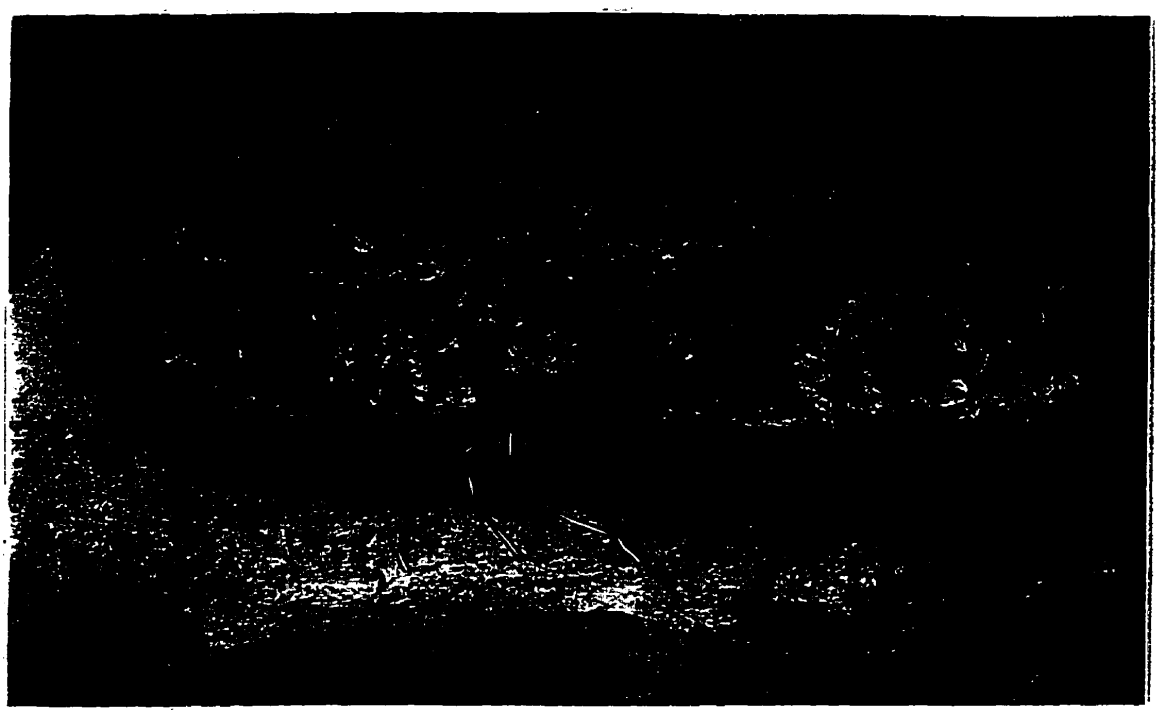


Figure 6.19 : Flambement des armatures

CHAPITRE 7
COMPARAISON DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les divers résultats expérimentaux des spécimens testés au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique dans le cadre de cette étude. Les résultats des spécimens renforcés sont commentés et comparés avec ceux obtenus pour le spécimen S0 représentant la section initiale. L'étude comparative entre le spécimen de la section initiale et les spécimens renforcés portera sur la courbe d'hystérésis globale, la distribution des courbures, la relation moment-courbure, l'historique des déformations dans les armatures et la dissipation d'énergie. L'étude des déformations induites dans la chemise en acier nous permettra également d'analyser les mécanismes de confinement de la chemise.

7.1 Courbes d'hystérésis

La courbe ou boucle d'hystérésis globale représente la relation force-déplacement sous un chargement cyclique. Le déplacement mesuré correspond au déplacement relatif entre le point d'application de la charge et la semelle. L'estimation de la force s'effectue par la lecture de la cellule de charge. Ces courbes, définissant le comportement du poteau dans le domaine inélastique, sont représentées aux Figures 7.1 à 7.4 pour les spécimens renforcés S1 à S4 respectivement.

Tous les spécimens renforcés ont été soumis à la même procédure de chargement avec une augmentation cyclique de l'amplitude du déplacement.

Dans les courbes d'hystérésis globales des Figures 7.1 à 7.4, deux paramètres ont été

considérés. La force latérale V_y correspond à la première plastification des armatures tendues sur les lits d'acier extrêmes ($V_y = 77.8kN$). La force latérale V_u correspond à la capacité théorique ultime en flexion en considérant les effets de confinement, fourni par la chemise en acier, sur la déformation ultime du béton ($V_u = 105.7kN$).

7.1.1 Observations générales

Spécimen S1 (Chemise elliptique, confinement passif, jeu de 15 mm à la base)

Dans les deux directions du chargement, la réponse est linéaire élastique en deçà d'une ductilité en déplacement de 1. À partir d'une ductilité de 2, la réponse du poteau commence à s'adoucir lentement avec l'amorce d'un comportement hystérétique. Ces boucles s'accentuent avec l'augmentation du déplacement sans perte de résistance jusqu'à une ductilité de 6. L'effort latéral maximum de 110 kN est obtenu pour une ductilité de 4 équivalent à un déplacement inter-étage (déplacement versus hauteur) de 3.2 %.

La rupture de deux armatures sur la face Est à la base du poteau intervient pour des ductilités de 4 et 6 respectivement dans la direction *Pull*. La chute de résistance, de l'ordre de 25 %, entre la ductilité de 6 à 7 dans la direction *Pull* témoigne de la perte de résistance due à ces ruptures. L'augmentation du déplacement à partir d'une ductilité de 6 est accompagnée par une perte de résistance de 9% entre deux cycles successifs de ductilité. Cette réduction est causée par l'amorce du glissement dans les armatures. On note aussi que pour une même ductilité, il y a une perte de 6 à 8 % de résistance entre deux cycles de même ductilité.

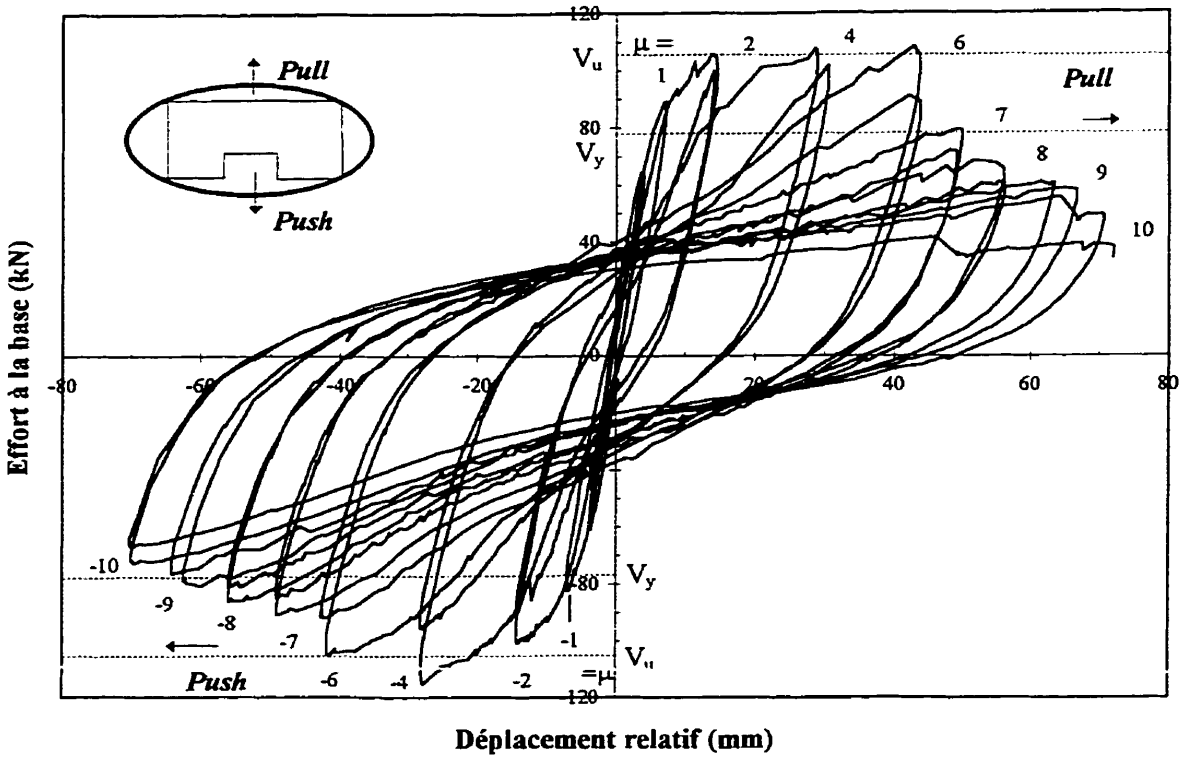


Figure 7.1 : Courbe d'hystérésis du spécimen S1

Spécimen S2 (Chemise elliptique, confinement passif, jeu de 40 mm à la base)

La courbe hystérétique du spécimen S2 est globalement similaire à celle obtenue pour le spécimen S1. Le comportement hystérétique débute à partir d'une ductilité de 2 lors de l'amorce de la formation de la rotule plastique. Les boucles restent stables sans perte de résistance jusqu'à une ductilité de 6. L'effort latéral maximum de 110 kN est obtenu pour une ductilité de 6 équivalent à un déplacement inter-étage de 4.7 %. Après l'amorce du glissement, pour une ductilité de 6, la perte de résistance entre niveaux successifs de ductilité est de l'ordre de 9 %. La rupture de trois armatures sur la face Est à la base du poteau pour des ductilités de 9 et 10 entraîne une perte de résistance totale de 45 % dans la direction *Pull*. Pour une même ductilité, il y a une perte de 9 % de résistance entre deux cycles. Le spécimen S2 est moins rigide que le spécimen S1 car au début du

chargement en deçà d'une ductilité de 1, l'effort latéral est moins important que pour le spécimen S1 de 5 à 8 %. La dimension du jeu influence la rigidité et le comportement à l'ultime du poteau renforcé.

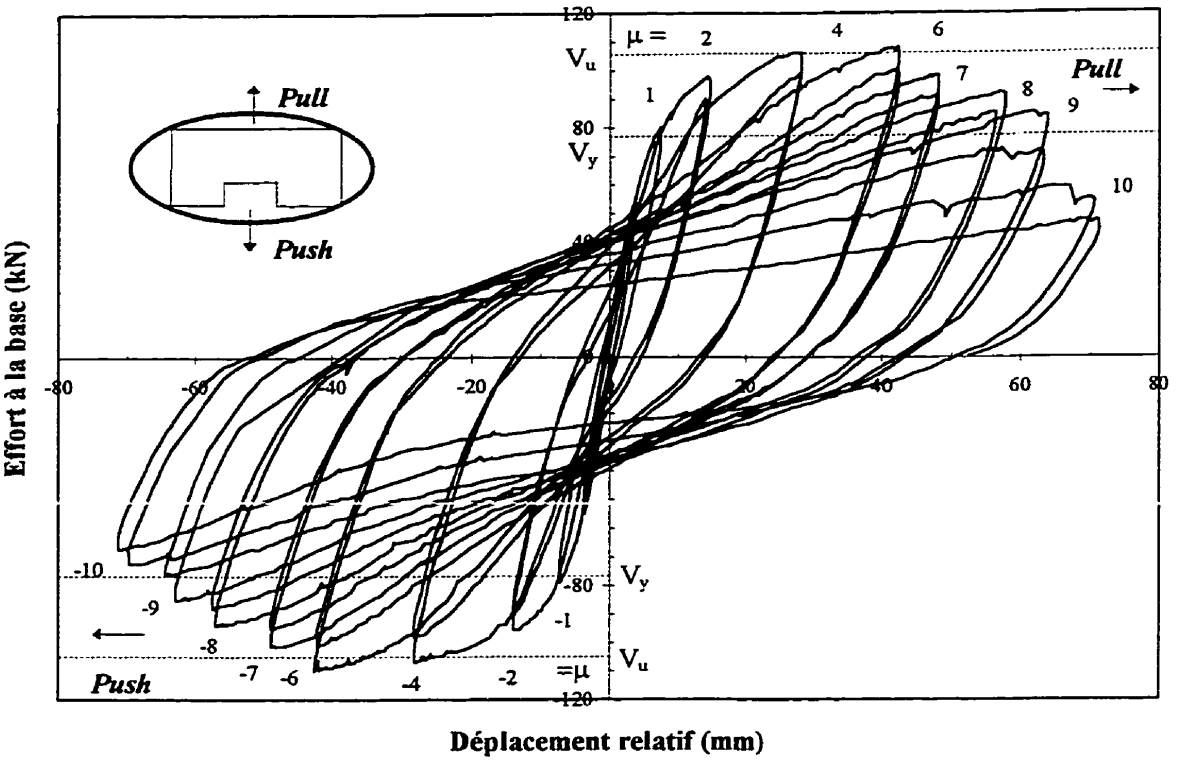


Figure 7.2 : Courbe d'hystérésis du spécimen S2

Spécimen S3 (Chemise circulaire, confinement passif, jeu de 40 mm à la base)

Le comportement hystérétique du spécimen S3 est identique à celui du spécimen S2. La courbe d'hystérésis est caractérisée par des boucles stables jusqu'à une ductilité de 6 puis par une perte progressive de résistance au delà. L'effort latéral maximum de 114 kN est obtenu pour une ductilité de 6, équivalent à un déplacement inter-étage de 4.7 %. La rupture des armature sur la face Est intervient à des ductilités de 9 et 10 respectivement. Ces ruptures de barres dans le jeu se traduit par une perte de résistance importante dans la direction *Pull*. La géométrie de la chemise n'a à priori pas une influence sur le comportement du poteau renforcé.

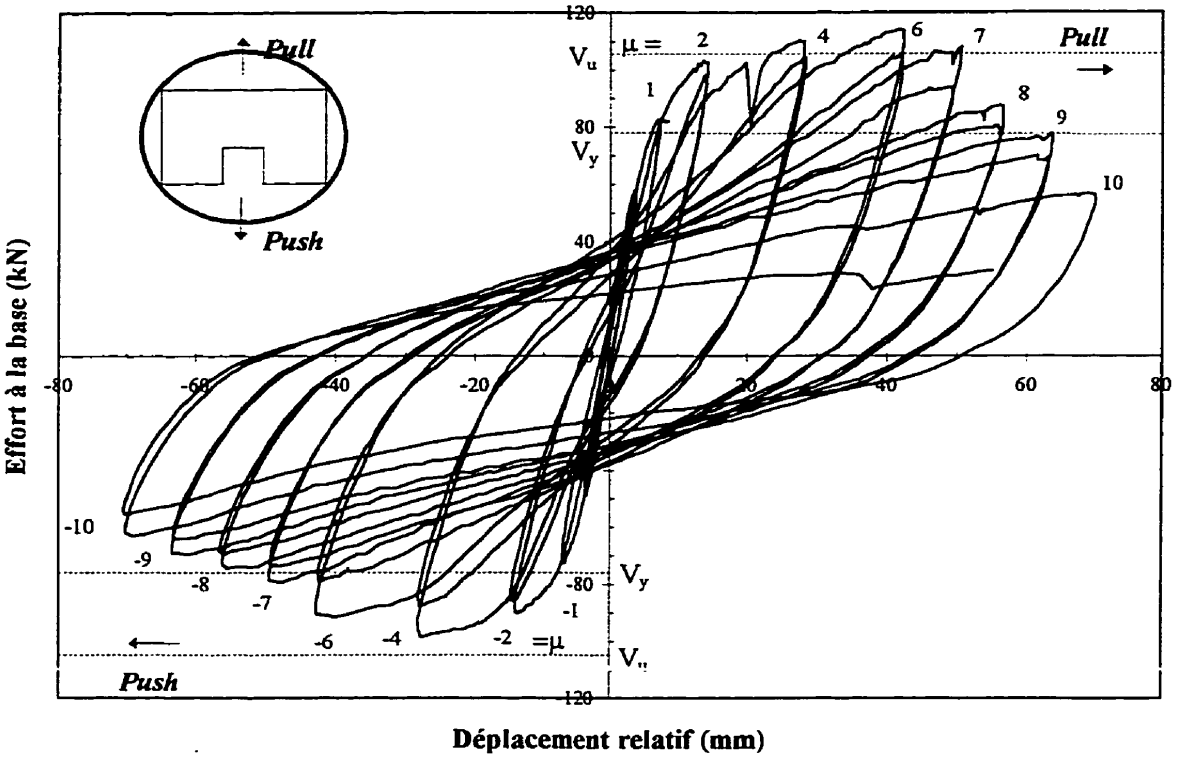


Figure 7.3 : Courbe d'hystérésis du spécimen S3

Spécimen S4 (Chemise elliptique, confinement actif, jeu de 40 mm à la base)

La courbe d'hystérésis du spécimen S4 utilisant le concept du confinement actif diffère de celle obtenue par les autres spécimens. La Figure 7.4 montre de nombreuses chutes de résistance instantanées mais avec une reprise par la suite avec une pente identique avant l'effondrement de la résistance. Ces pertes de résistance, au nombre de 15, étaient accompagnées par un bruit métallique sourd approchant celui correspondant à la rupture d'une armature et à la redistribution de l'énergie libérée par la barre dans le reste de la structure. Pourtant l'investigation après l'essai sur les armatures à la base montrait que seulement une barre avait été brisée sur la face Est. Cette rupture intervient pour le premier cycle de chargement à une ductilité de 8 et se traduit par un petit pic renversé.

Les autres chutes sont beaucoup plus importantes mais la reprise est plus rapide aussi. Pour la courbe hystérétique du spécimen S3 de la Figure 7.3, on observe un pic identique

au premier cycle à une ductilité de 4. Ce pic ne correspond pas à une perte de résistance due à une rupture d'armature.

L'étude sur les autres paramètres (déformations, courbures, déplacements) montre un affaissement similaire avec une reprise comme pour la relation effort/déplacement. De plus, au troisième cycle à une ductilité de 8, la précontrainte simulant la charge axiale a été mise à zéro par précaution vis à vis d'une rupture fragile. À partir de ce stade, la courbe hystérétique n'a plus été caractérisée par les pics observés précédemment.

Tous ces facteurs laissent envisager à un problème de montage lors de l'essai sur la simulation de la charge axiale. Il y a probablement eu un glissement entre la poutre HSS et le boulon de serrage des barres. Ce glissement peut intervenir durant l'application de la charge. L'application de la charge axiale était réalisée par le biais de deux barres précontraintes en parallèle. Si l'effort de serrage des deux écrous n'étaient pas réparti correctement cela peut entraîner du glissement comme illustré à la Figure 7.5.

On note aussi que le déplacement résiduel en fin de chargement n'est pas le même pour ce spécimen que pour les autres spécimens. Pour le spécimen S4, on a une dissymétrie entre -60 mm et +50 mm, alors que pour les autres on a un comportement symétrique avec ± 50 mm.

Cependant, le comportement globale du spécimen S4 est moins performant que les autres spécimens. Les résultats obtenus pour le spécimen S4 utilisant le concept de confinement actif, comparés avec ceux d'un confinement passif, ne semblent pas justifier le montage plus complexe et coûteux associé à la réalisation du coulis pour le confinement actif. Cette conclusion est cependant basée sur un seul essai avec une précontrainte initiale assez faible. D'autres études seraient nécessaires pour explorer d'avantage les bénéfices d'un confinement actif pour le renforcement de poteau avec des barres de recouvrement.

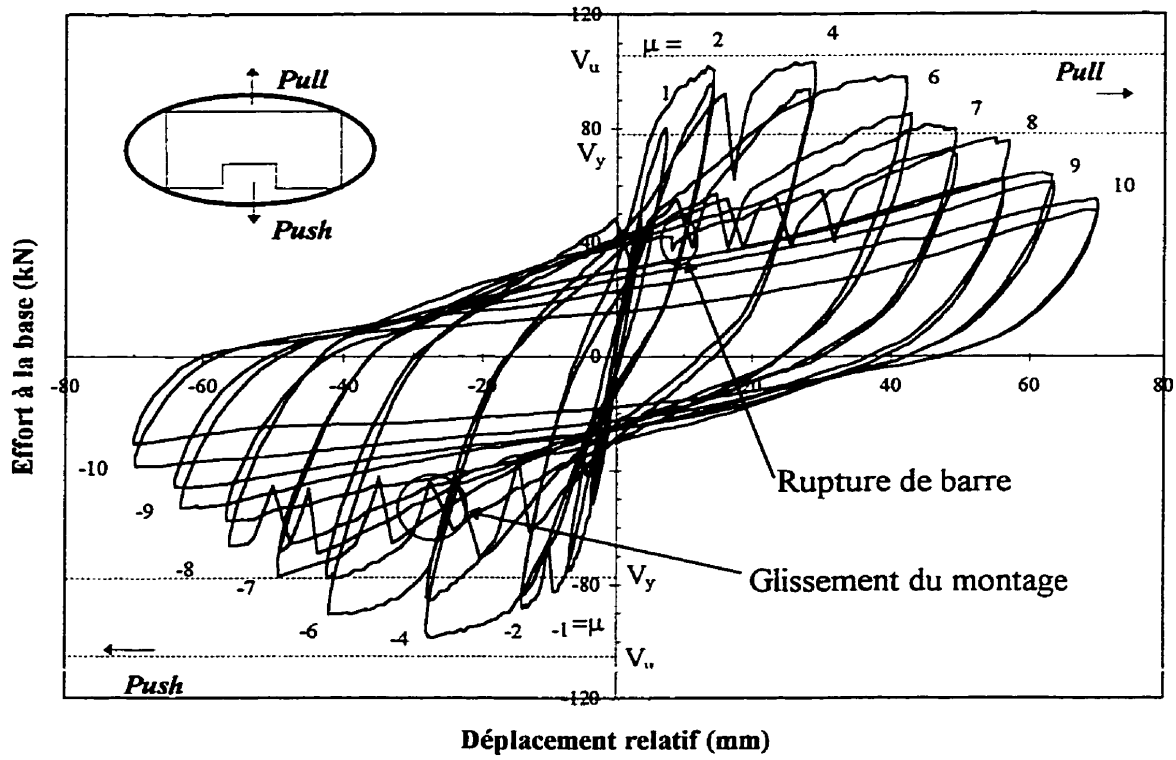


Figure 7.4 : Courbe d'hystérésis du spécimen S4

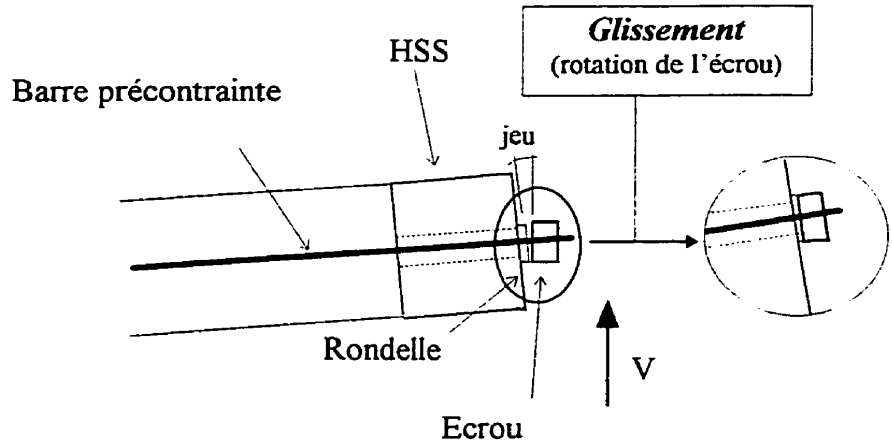


Figure 7.5 : Modélisation du glissement probable pour le spécimen S4

Discussion

La section renforcée par une chemise ovale, elliptique ou circulaire, en acier a un comportement hystérétique qui se différencie de celle obtenue avec la section initiale. La différenciation est caractérisée par :

(1) une stabilité des boucles d'hystérésis ;

(2) une augmentation de la résistance due au confinement de la chemise ;

(3) une amorce de glissement qui ne débute qu'à partir d'une ductilité de 6 comparativement à une ductilité de 2 pour la section initiale;

(4) une perte de rigidité et de résistance après l'amorce du glissement qui est moins accentuée que pour la section initiale;

(5) une dissipation d'énergie hystérétique beaucoup plus importante que pour le poteau initial;

En conclusion ce procédé de renforcement est adéquat pour améliorer la résistance en flexion des poteaux avec des barres de recouvrement en limitant le mécanisme de glissement.

7.1.2 Mécanisme de rupture

Les courbes hystérétiques des spécimens renforcés sont caractérisées par un comportement remarquablement stable des boucles jusqu'à une ductilité de 6. Ces courbes montrent une absorption d'énergie considérable même au delà d'une ductilité de 6. À ce stade de ductilité, les boucles montrent une perte de résistance due soit à une rupture en fatigue des armatures longitudinales, soit à une amorce de glissement.

Comme il a été déjà mentionné dans le chapitre 6, ces ruptures d'armatures au niveau du jeu se produisent à des ductilités différentes selon les spécimens renforcés. Cette distinction entre les spécimens est la conséquence en partie de l'influence du jeu à la base. Ce jeu à la base concentre la plastification dans cette zone et prédispose le spécimen S1

avec un faible jeu à une concentration de contrainte nuisible à la stabilité de la résistance du poteau renforcé pour de faibles ductilités.

Tous les spécimens testés ont des comportements caractérisés par le glissement des armatures. Pour le spécimen S0 de la section initiale l'amorce du glissement s'effectue pour une ductilité de 2. Ce mécanisme entraîne une perte de rigidité et de résistance importante.

Pour les spécimens renforcés, ce glissement débute au delà d'une ductilité de 6 mais ce mécanisme est cependant moins prononcé que pour le spécimen S0. La perte de rigidité et de résistance est limitée par des boucles beaucoup plus stables avec une bonne dissipation d'énergie, indice de la formation de rotule plastique à la base.

En fonction de la nature et la qualité du confinement on peut identifier deux modes de mécanismes de glissement.

Avec un confinement inadéquat comme dans le spécimen S0, la rupture des armatures de recouvrement est le résultat de fissures dues au glissement entre ces barres et le béton comme l'illustre la Figure 7.6(a). Les fissures par glissement se forment entre les armatures, réduisant ainsi l'aire des surfaces de rupture. Ces fissures se dilatent par manque de confinement et la contribution des barres à la résistance du poteau diminue causant ainsi la perte de rigidité et de résistance.

Avec un confinement par une chemise comme dans les spécimens renforcés, un mécanisme différent de rupture se développe: elle se traduit par un éclatement du béton enrobant les armatures et la formation d'une surface de rupture entraînant une perte totale d'adhérence entre les armatures et le béton comme schématisée par la Figure 7.6(b). Cette perte d'adhérence entraîne toutefois une perte de rigidité et de résistance

moins prononcée comme on peut le remarquer sur la Figure 7.7.

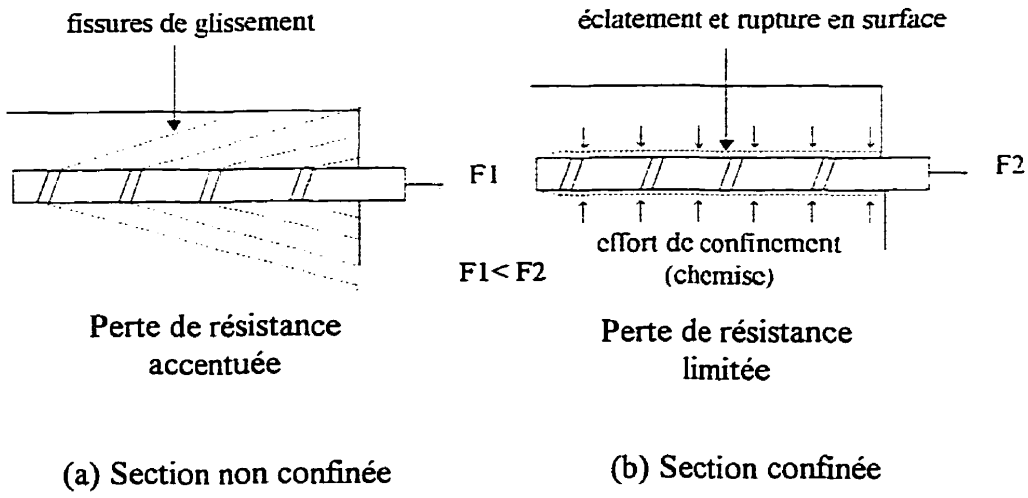


Figure 7.6 : Mécanisme de glissement pour les différents spécimens

7.1.3 Enveloppe des courbes d'hystérésis

L'enveloppe des courbes hystérésis de tous les spécimens est présentée à la Figure 7.7. Les courbes sont calculées en considérant l'effort moyen à la base des deux cycles pour une ductilité donnée. De surcroît, le poids propre et les effets P-Δ sont pris en compte dans la détermination du surplus d'effort latéral réel nécessaire pour obtenir un moment fléchissant identique à celui causée par ces deux sollicitations :

$M = V \times h + M_1$

où h est la distance de la base du poteau au point d'inflexion et V l'effort latéral lu par la cellule de charge durant l'essai.

Le moment M_1 équivaut à : $M_1 = P \times \Delta + M_o$

où M_o correspond au moment supplémentaire causé par le poids propre de la section initiale et de la chemise. Ce moment fléchissant, M_o, n'agit seulement que pour les

spécimens renforcés à cause du montage horizontale de la pile. P est la charge axiale de compression et Δ le déplacement relatif.

L'effort latéral équivalent devient alors :

$$V' = \frac{M}{h} = V + \frac{P \times \Delta + M_0}{h}$$

Les corrections effectuées sur les courbes enveloppes n'ont pas été effectuées sur les courbes d'hystérésis globales. Ces corrections permettront surtout de comparer les résultats obtenues expérimentalement avec un modèle théorique. Le Chapitre 8 détaillera cette partie sur la comparaison des relations efforts-déplacements et moments-courbures.

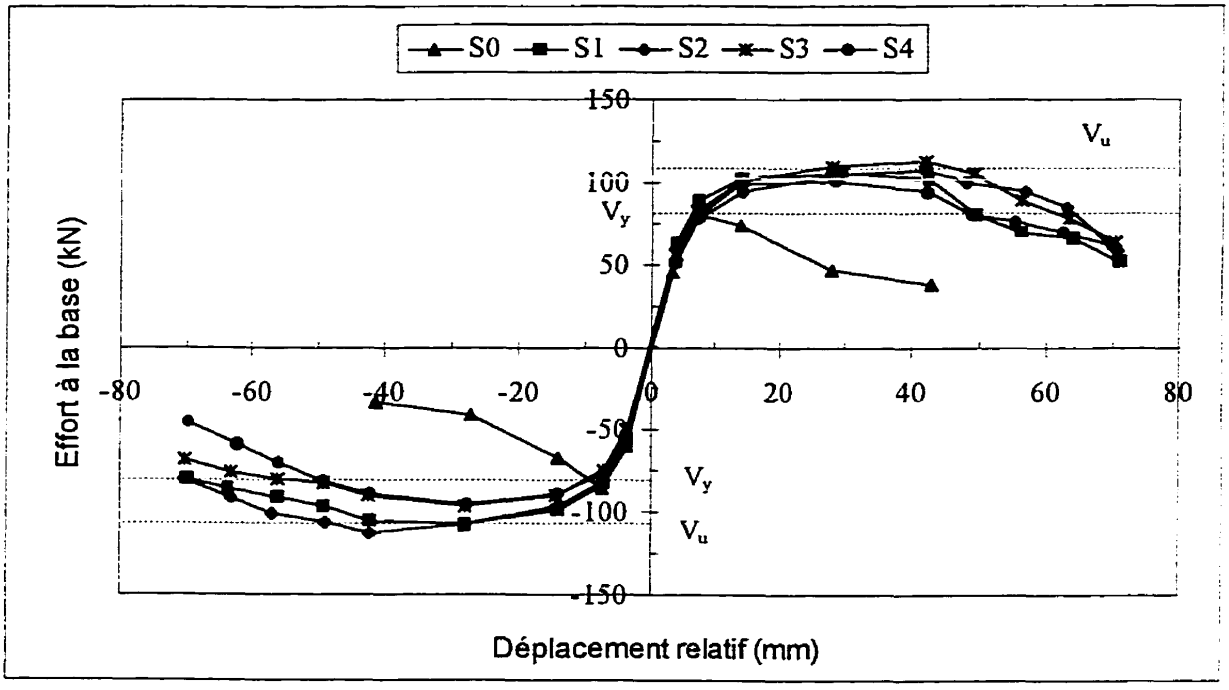


Figure 7.7 : Enveloppe des courbes hystérétiques

Le poteau renforcé avec une chemise ovale en acier permet au poteau d'augmenter, sans perte de résistance, sa capacité en ductilité de $\mu_\Delta = 1.5$ à $\mu_\Delta = 6$. Cette augmentation significative de la capacité en ductilité pour des poteaux avec des barres de recouvrement est attribuée au confinement latéral ou l'effort de serrage induit par l'état de membrane de la chemise ovale en acier. Ce champ de confinement latéral modifie le mode de rupture

d'adhérence des armatures fragile avec une perte de résistance importante en un mode de glissement ductile. Ce comportement est caractérisé par une résistance d'adhérence presque constante et un mécanisme de glissement quasi-plastique.

La pression latérale de confinement améliore aussi la résistance d'adhérence des armatures longitudinales. Dans la zone de recouvrement cette amélioration de la capacité en résistance au glissement permet alors aux armatures longitudinales de développer leur pleine résistance et atteindre l'écrouissage de l'acier. La résistance des poteaux renforcés a été en moyenne augmentée de 32 % par rapport au poteau initial.

7.2 Courbures

Le principe du calcul expérimental de la courbure a été présenté au paragraphe 6.4.2.1 et il est défini par l'équation (6.14). La distribution des courbures et la relation moment-courbure sont présentées pour le spécimen de la section initiale et les spécimens renforcés. La longueur de rotule plastique est déterminée expérimentalement et comparée avec la valeur suggérée par Priestley et Park (1987).

7.2.1 Distribution des courbures

La distribution de la courbure est tracée selon l'élévation verticale du poteau aux sections moyennes des paires de potentiomètres linéaires. Les courbures calculées correspondent aux valeurs, à chaque pic de déplacement, du premier cycle de déplacement pour chaque niveau de ductilité dans les deux directions. Il est à noter que la courbure n'évoluait pas entre deux cycles successifs à une ductilité identique.

Pour le spécimen S4, l'interprétation des lectures du potentiomètre linéaire instrumentant la section B-B a été erronée à cause de son instabilité durant l'essai. La distribution de la

courbure ne sera donc pas illustrée pour ce spécimen car son tracé fausse l'interprétation des résultats.

Pour le spécimen S1, on a observé à partir d'une ductilité de 6 qu'un des potentiomètres instrumentant la section A-A s'était décroché de son montage. De plus pour d'importantes ductilités, les potentiomètres linéaires instrumentant la section à la base du poteau, où la demande en courbure est maximum, se sont trouvés en bout de course faussant ainsi les valeurs. Pour toutes ces raisons les courbures ne sont présentées que pour les spécimens S0, S1, S2 et S3 à des ductilités variant de -6 à +6.

Section initiale

La distribution des courbures, sur une hauteur de 150 mm du poteau, du spécimen S0 de la section initiale est montrée à la Figure 7.8. Pour le spécimen S0, la courbure moyenne est calculée dans 3 zones : 27.5 mm, 82.5 mm et 137.5 mm au dessus de la semelle. Cette répartition de la courbure sur la zone de recouvrement est influencée par le ferraillage du poteau composé d'armatures de recouvrement sur une longueur de 223 mm et d'armatures longitudinales continues. La courbure est plus importante à la base du poteau où la rigidité est due principalement à la présence des armatures de recouvrement. Il en est de même au sommet de la zone de recouvrement qui se traduit par une demande en courbure plus importante du fait de la seule contribution des armatures continues. La réduction de la courbure à mi-hauteur de la zone de recouvrement est due au faite que le ratio d'armatures est doublée dans cette zone, entraînant un surplus de rigidité. De plus la distribution est asymétrique caractérisant le glissement des armatures dans la zone de recouvrement.

Section renforcée

La distribution de la courbure des spécimens renforcés (Figures 7.9 à 7.11) par une chemise en acier se caractérise par une concentration de la demande en courbure dans le jeu à la base entre la chemise et la semelle.

La distribution de la courbure sur la hauteur de la chemise peut être considérée comme nulle ; le rapport de rigidité entre la zone de la chemise et celle du jeu a comme conséquence de concentrer la demande en courbure dans le jeu. Ce jeu à la base de la semelle correspond à la zone où se forme la rotule plastique qui permet de supporter les grands déplacements inélastiques. L'influence de la chemise sur la distribution de la courbure se traduit par une concentration de la courbure dans le jeu à la base où se développe la plasticité.

La distribution de la courbure est symétrique pour les spécimens renforcés par rapport à la distribution asymétrique de la section initiale qui peut amener à obtenir des courbures plus importantes que pour les spécimens renforcés. Ce phénomène s'observe pour une ductilité de -6 dans la direction du chargement *Push* où la courbure est de 150 rad/km plus grande pour le spécimen initial que pour celles obtenues avec les spécimens renforcés. Cette augmentation de la courbure et la distribution asymétrique pour le spécimen S0 vient probablement du glissement non uniforme des armatures.

Au vu des valeurs de courbure, la dimension du jeu de la chemise a une influence sur les valeurs obtenues expérimentalement. La dimension du jeu est un paramètre intervenant sur la demande en courbure; plus il est faible, plus la demande en courbure est importante car la longueur de rotule plastique est diminuée. Par exemple pour une ductilité de 4, on obtient pour le spécimen S1, une courbure de 200 rad/km alors que pour les autres spécimens, avec un jeu plus grand à la base, on a 158 rad/km (spécimen S2), 120.3 rad/km (spécimen S3) et 130.9 rad/km (spécimen S4).

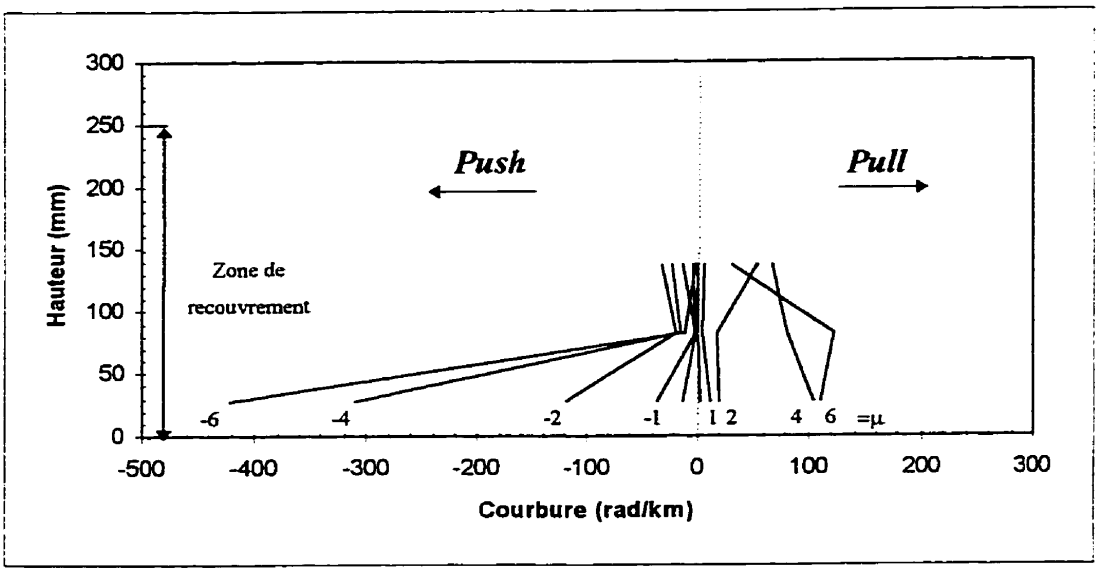


Figure 7.8 : Distribution de la courbure pour le spécimen S0 (section initiale)

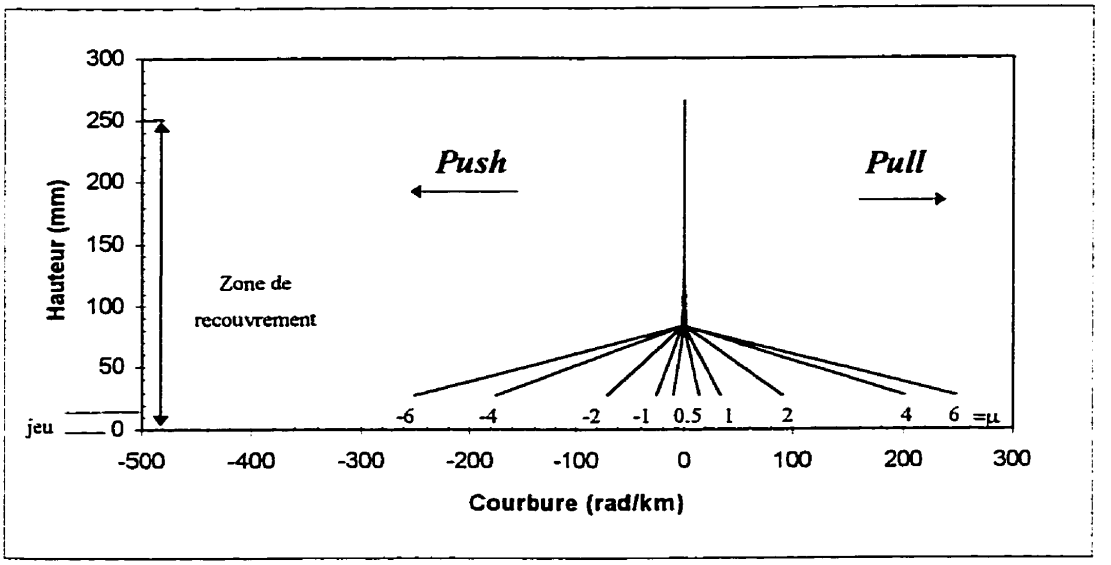


Figure 7.9 : Distribution de la courbure pour le spécimen S1

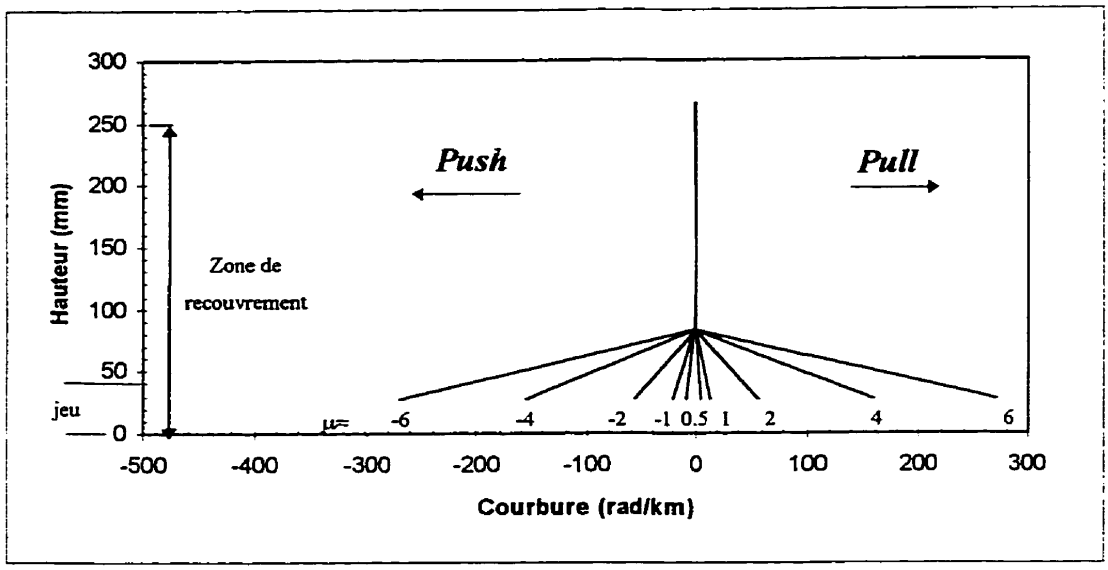


Figure 7.10 : Distribution de la courbure pour le spécimen S2

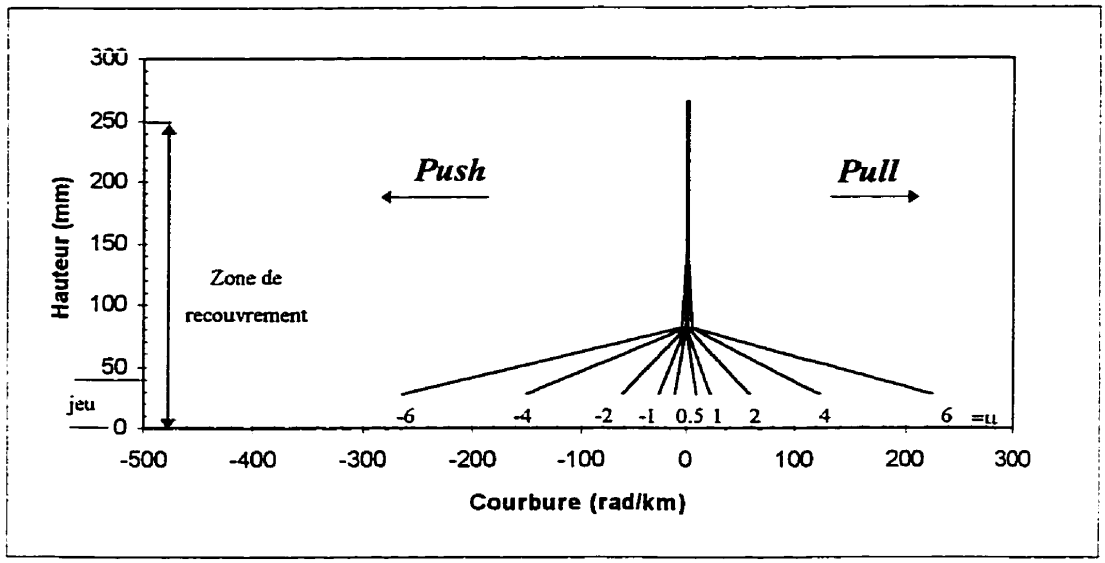


Figure 7.11 : Distribution de la courbure pour le spécimen S3

7.2.2 Longueur de rotule plastique

La plasticité a tendance à se concentrer dans le jeu pour les spécimens renforcés du fait de l'effort de serrage induit par le renforcement sur la hauteur de la chemise. La longueur plastique dépend alors de la dimension du jeu. Un autre facteur à considérer correspond au phénomène de migration de la rotule plastique dans la semelle pour permettre au poteau de supporter des déplacements inélastiques. Dans la formulation de la longueur de rotule plastique L_p définie par Priestley et Park (1987), on retrouve ces deux paramètres. La prise en compte du phénomène de migration de la rotule dans la semelle est fonction du diamètre des armatures, d_{bl}, et de la limite élastique, f_y : $L_p = g + 0.044 f_y d_{bl}$.

Le concept de rotule plastique est basé sur une relation effort/déformation en considérant un modèle élasto-plastique parfait. On assume que toute déformation additionnelle au delà du déplacement élastique est reprise par la rotation de la rotule plastique. Ainsi la déformation plastique est fonction de la courbure dans la rotule plastique et de la longueur de rotule plastique. En considérant L_p la longueur plastique équivalente, L la hauteur du poteau, ϕ_y la courbure élastique (pour une ductilité en déplacement $\mu_\Delta = 1$), ϕ la courbure à la base du poteau correspondant à un degré de ductilité μ_Δ post-élastique, le déplacement latéral Δ du poteau, après plastification, peut être formulé :

$$\Delta = \theta_p \left(L - \frac{L_p}{2} \right) + \Delta_y \qquad (7.1)$$

où $\theta_p = (\phi - \phi_y) L_p$ représente la rotation plastique quand la courbure dans la rotule plastique est supérieure à la courbure élastique.

L'équation (7.1) peut être facilement réécrite comme :

$$L_p = L - \sqrt{L^2 - 2(\mu - 1)\frac{\Delta_y}{(\phi - \phi_y)}} \qquad (7.2)$$

La longueur de rotule plastique équivalente peut être donc calculée avec les mesures des courbures à la base du poteau pour différents niveaux de ductilité. La Figure 7.12 illustre le calcul pour chaque spécimen à tous les niveaux de ductilité. Le calcul de la longueur de rotule plastique est réalisé pour les valeurs de courbure supérieures à la courbure élastique.

La longueur de rotule plastique moyenne pour tous les pics de ductilité est fournie dans le Tableau 7.1. On note que les courbures élastiques mesurées pour les quatre spécimens sont très proches du résultat classique de la résistance des matériaux $\phi_y = \frac{3\Delta_y}{L^2} = 27.1 \text{ rad / km}$

La corrélation des longueurs de rotule plastique calculées expérimentalement et suggérées par Priestley et Park (1987) est excellente pour les spécimens renforcés.

Pour le spécimen de la section initiale, la rotule plastique n'a pas pu être développée à cause du mode de glissement prématuré des armatures. La longueur de rotule plastique expérimentale est donc plus faible que celle suggérée par Priestley.

Pour les spécimens renforcés les valeurs obtenues sont légèrement inférieures à celles suggérées. Le calcul expérimental a pris en compte la courbure à 27.5 mm de la base. Pour être plus rigoureux, il aurait fallu considérer la courbure plus grande à la base, qui aurait fournie une longueur plus importante.

La détermination des longueurs de rotules plastiques permettra de relier la courbure et le déplacement pour l'étude théorique avec le logiciel RESPONSE dans le chapitre suivant.

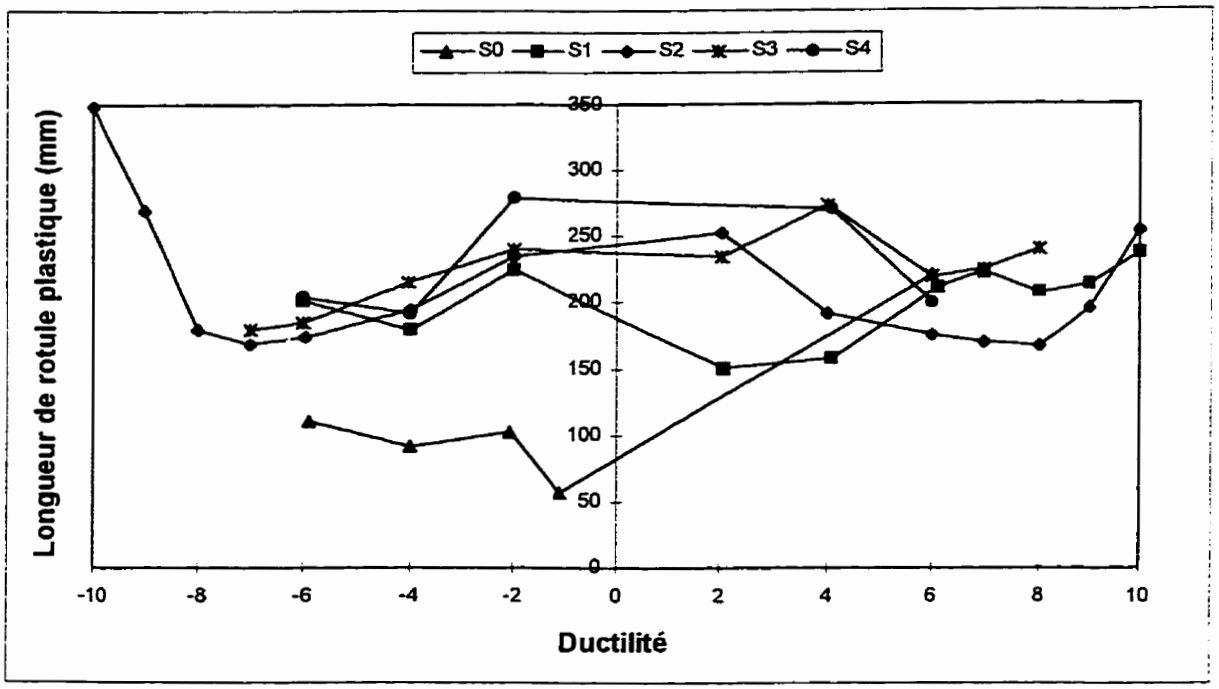


Figure 7.12 : Évolution de la longueur de rotule plastique

Tableau 7.1 : Longueur moyenne de la rotule plastique pour les spécimens renforcés

			Longueur de rotule plastique (mm)	
Spécimen #	**ϕ_y (rad/km)**	**jeu (mm)**	**Résultats expérimentaux**	**Relation Priestley et Park (1987)**
0	22.4		117	161(189)
1	29.4	15	201	204
2	17.2	40	213	229
3	24	40	224	229
4	23.8	40	229	229

7.2.3 Relation moment-courbure

Les courbes hystérésis de la relation moment-courbure sont fournies pour le spécimen S0 (Figures 7.13, 7.14, 7.15) et le spécimen S2 (Figure 7.16). Pour les spécimens renforcés, les courbes sont identiques. Elles ne seront donc pas toutes présentées car elles n'apportent pas d'autres informations complémentaires.

Section initiale

Pour le spécimen S0 de la section initiale, la relation moment courbure est présentée pour la section A-A (27.5mm), B-B (82.5mm) et C-C (137.5mm). Les courbes sont caractérisées comme pour les boucles hystérésis efforts-déplacements par une perte prématurée de résistance et de rigidité pour une ductilité de 2. Le pincement des boucles signale une très faible dissipation d'énergie.

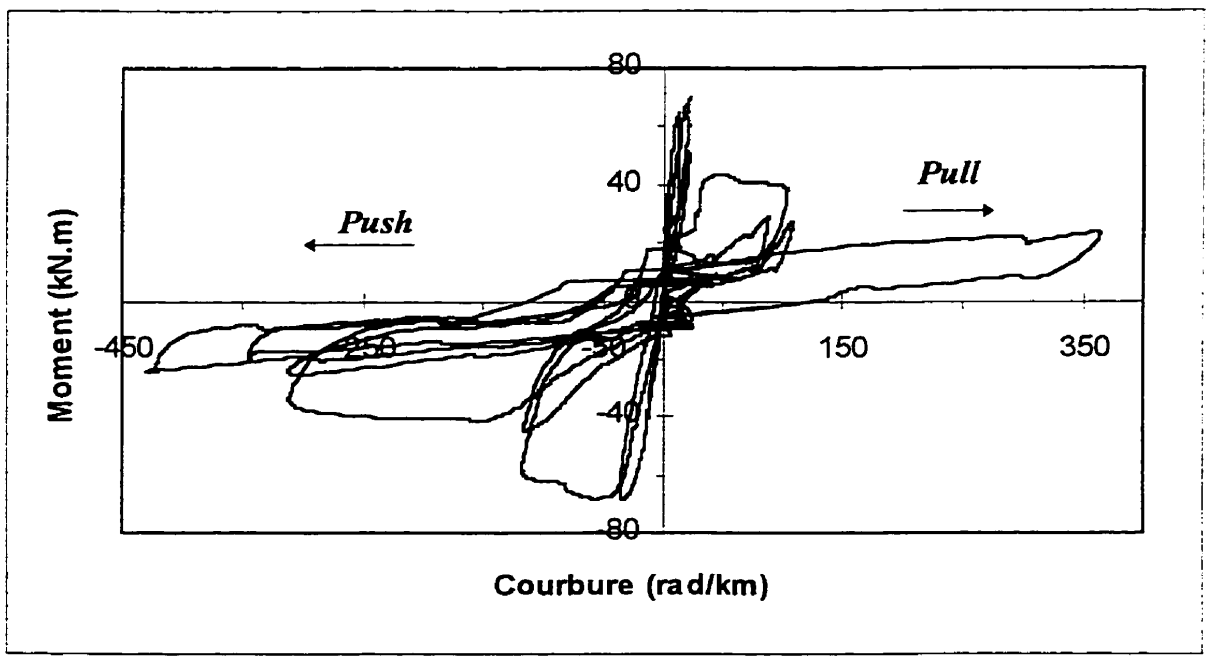


Figure 7.13 : Relation moment-courbure à la section A-A (Spécimen S0)

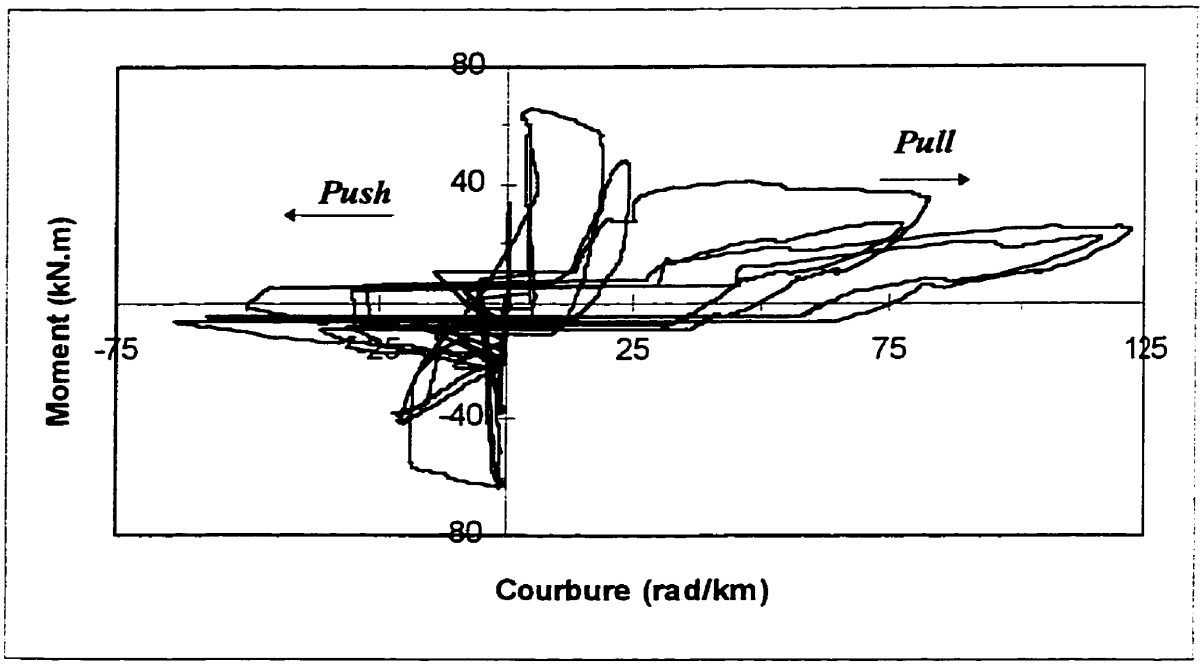


Figure 7.14 : Relation moment-courbure à la section B-B (Spécimen S0)

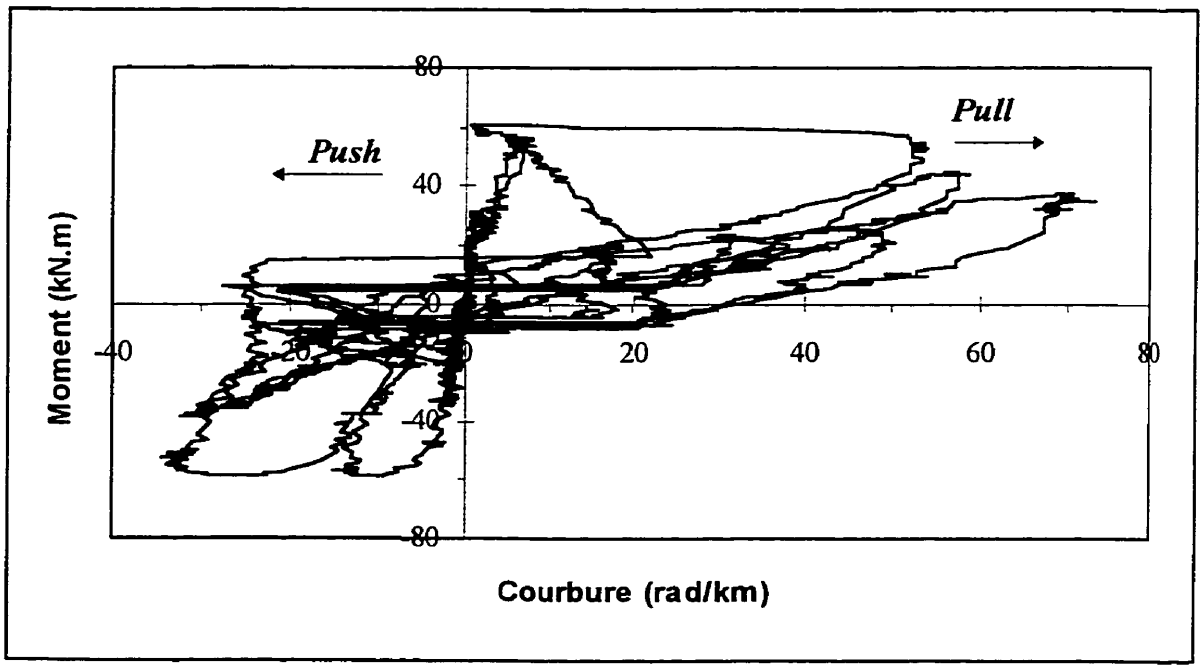


Figure 7.15 : Relation moment-courbure à la section C-C (Spécimens S0)

On note que les courbes sont asymétriques et que l'évolution entre cycles est différente entre les deux sections. Pour la section A-A, à 27.5 mm de la base, la demande en courbure est plus importante dans la direction *Push* alors qu'on observe l'inverse pour la section B-B à 82.5 mm de la base. Comme pour la distribution verticale des courbures, la non-uniformité du glissement au niveau des armatures donne des relations moments-courbures différentes selon la direction du chargement et la section donnée.

Spécimens renforcés

Pour les spécimens renforcés, la relation est illustrée seulement pour la section A-A car la courbure est concentrée dans le jeu. La relation est globalement similaire pour les quatre spécimens renforcés. Elle est représentée pour le spécimen S2 à la Figure 7.16.

La courbe est caractérisée par des boucles stables sans perte de résistance jusqu'à une ductilité de 6 avec une dissipation d'énergie considérable. L'investigation de la variation des déformations en fonction de la courbure a permis de comprendre la forme de la relation moment-courbure. L'allure de la courbe est influencée par les déformations dans les armatures de recouvrement au niveau du jeu où se forme la rotule plastique. Dans les premiers cycles, avant plastification des armatures, la relation est élastique. Par la suite après plastification, à partir d'une ductilité de 2, on observe un palier puis une reprise subite de l'effort, comme illustrée à la Figure 7.16. Dans cette figure, l'abréviation E1 correspond à la jauge instrumentant la déformation sur l'armature de recouvrement à la base sur la face Est de la section.

Le phénomène illustré par l'allure de la relation moment-courbure est dû au flambement des armatures. Cycles après cycles, ce palier devient linéaire dans une échelle de courbure de plus en plus importante. La reprise s'accentue de moins en moins avec une perte de rigidité.

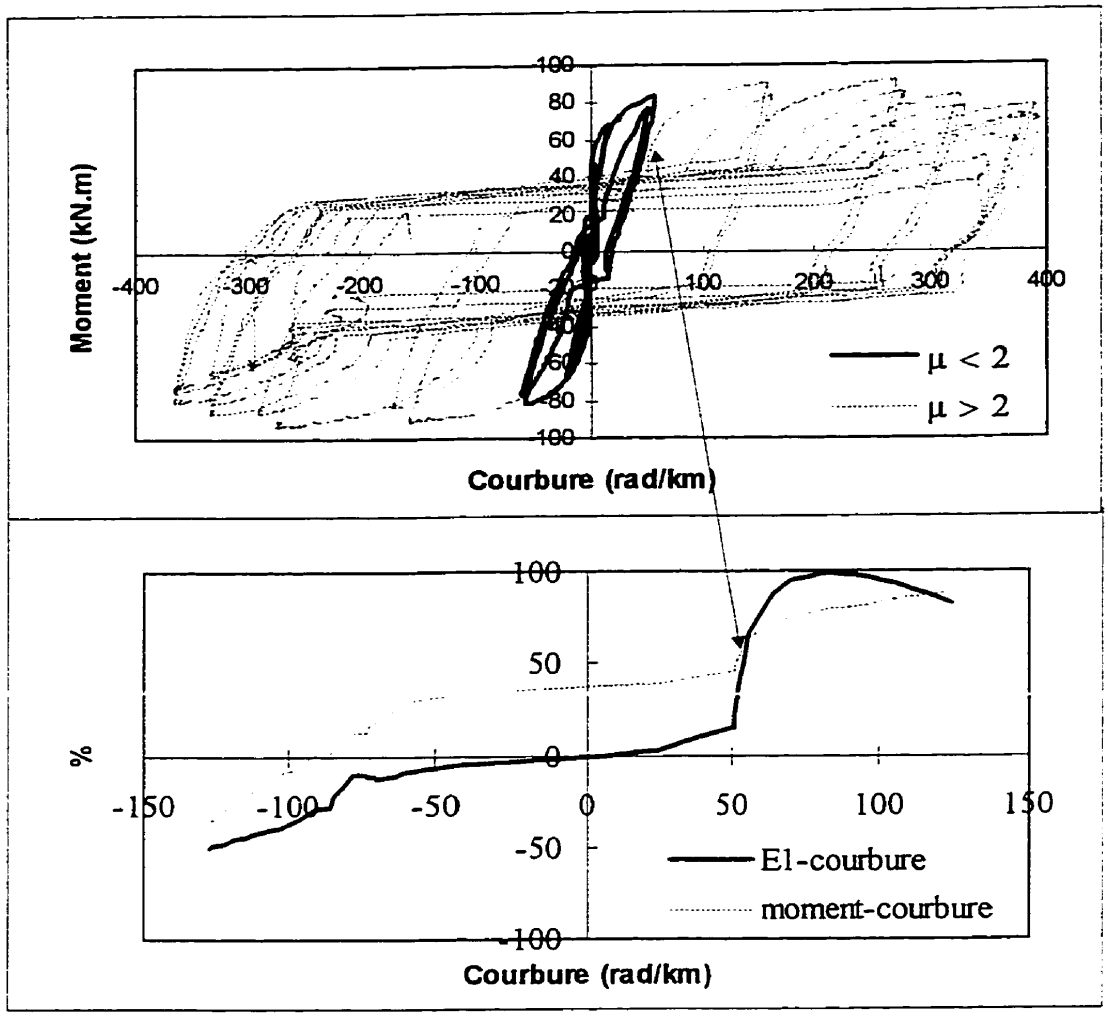


Figure 7.16 : Relation moment-courbure à la section A-A (Spécimen S2)

L'allure de la courbe moment-courbure correspond à une combinaison de plastification et de flambement de l'armature. Le palier correspond au rétablissement de l'armature de son état flambé à une position où elle peut reprendre de l'effort en traction. Ce palier est de plus en plus important pour un flambement prononcé de l'armature. Ce commentaire est développé à la Figure 7.16 où la corrélation entre la déformation dans l'armature et le moment est illustrée. Pour chaque courbure, le pourcentage est le rapport de la valeur (moment ou déformation) correspondante à la courbure sur la valeur maximale (moment ou déformation) obtenue lors du cycle. On note que l'armature doit revenir de son état en

flambement pour pouvoir travailler pleinement en traction.

Enveloppe des relations moments-courbures

En considérant que la courbure à la base du poteau peut être assimilée à la courbure mesurée expérimentalement à la section A-A, on obtient pour la relation moment-courbure les enveloppes de la Figure 7.17. Ces enveloppes sont tracées pour une ductilité entre -6 et 6.

Dans le chapitre 8, ces courbes seront comparées avec les valeurs obtenues numériquement avec le logiciel RESPONSE.

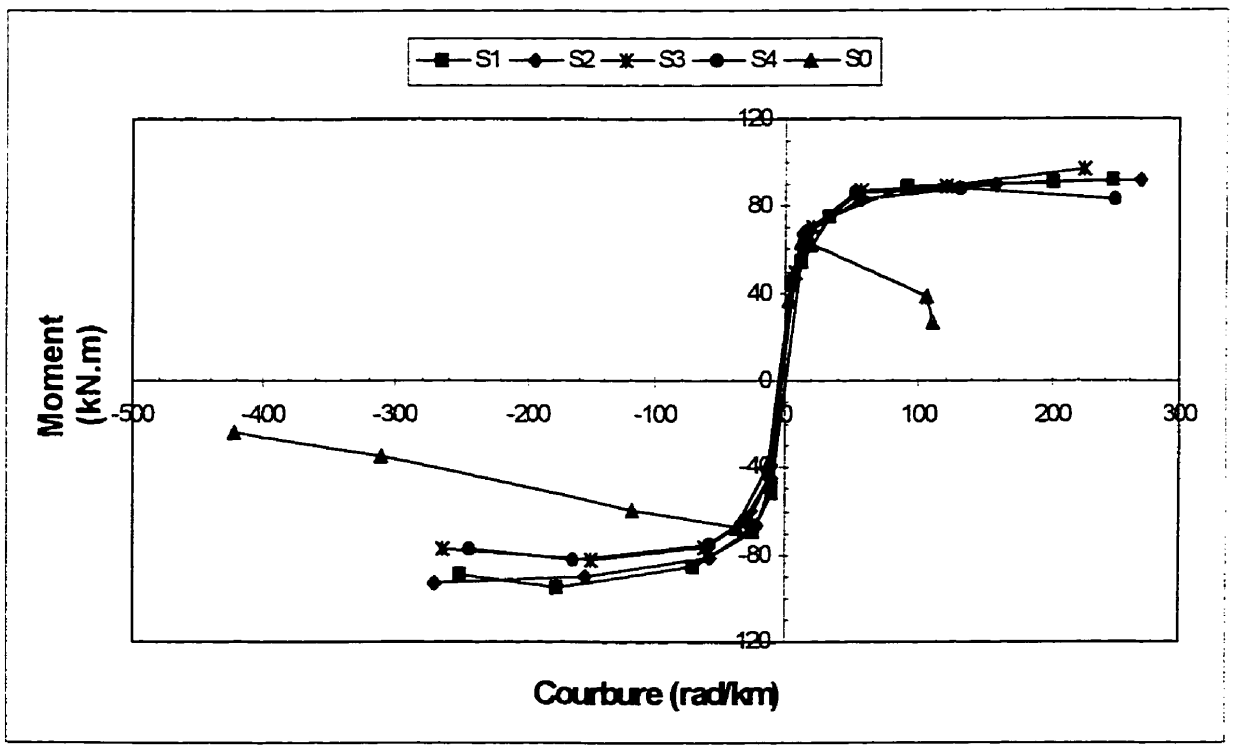


Figure 7.17 : Enveloppes de la relation moment-courbure

7.3 Déformations dans les armatures de la section initiale

L'évaluation des déformations dans les armatures du poteau est présentée dans ce chapitre. L'estimation est réalisée par la lecture des jauges extensiométrique instrumentant les armatures longitudinales et transversales. L'étude et l'interprétation des résultats a été rendu difficile à cause du manque de lecture de certaines jauges et l'imprécision des lectures. L'instrumentation de l'armature a été réalisée par une jauge au lieu du montage plus précis de 2 jauges. En effet, ce système permet de déterminer la partie flexion et la partie effort normal que lie la jauge. Ce montage de lecture en parallèle permet alors ``d'éliminer`` la flexion locale qui biaise les résultats et conduit à une perte d'informations à de faibles ductilités.

D'autres facteurs, comme une mauvaise mise en place de la jauge ou de la connexion à l'alimentation électrique, ont entraîné une perte d'informations. De plus, pour des jauges instrumentant des armatures dans le béton, l'étape de bétonnage est une phase critique car il y a un risque d'écrasement de la jauge nuisible à son intégrité. De façon identique, le phénomène de glissement des armatures peut abîmer la jauge et biaiser les lectures. Le Tableau 7.2 résume les types d'armatures où l'interprétation des déformations a été possible.

Dans les courbes présentées ci-dessous, l'enveloppe des déformations est déterminée en considérant pour une même ductilité la moyenne des valeurs maximums au pic des deux cycles. L'interprétation sur les déformations est essentiellement basée sur les valeurs positives quand l'armature travaille en traction et doit résister au glissement. En compression, une décroissance entre cycle doit être interprétée comme le glissement des armatures opposées. En général, cette atténuation pour les valeurs en compression est moins prononcée que pour les valeurs en traction. Les résultats sont présentés pour les armatures de recouvrement, l'armature longitudinale au-dessus de la zone de

recouvrement puis pour les armatures transversales.

Tableau 7.2 : Jauges intègres durant les essais

Spécimen #	Armatures longitudinales*	Armatures transversales**
Spécimen S0	E1, E3,W2,W3 et #7	#8
Spécimen S1	E1, E2, E3, W1 W3 et #7	#10
Spécimen S2	E2, E3,W3 et #7	
Spécimen S3	E1, E2, E3, W1, W2, W3	#8
Spécimen S4	E1, E2, E3, W1, W3	#8,#10

* la notation utilisée pour les armatures de recouvrement équivaut à E pour Est , W pour Ouest. Les niveaux 1, 2 et 3 correspondent respectivement aux sections à 55, 110 et 155 mm de la base du poteau. L'armature longitudinale correspond au #7 à 155 mm de la base du poteau.
** la notation des armatures transversales est en accord avec la figure 6.12

7.3.1 Armatures de recouvrement

L'évolution des déformations des armatures de recouvrement en fonction du déplacement latéral pour les différents spécimens est présentée aux Figures 7.18 à 7.27. Les résultats bruts sont présentés brièvement puis interprétés globalement à la fin de cette section.

Jauges E1&W1

Ces jauges mesurent la déformation dans les armatures de recouvrement à 55 mm de la base du poteau (Figures 7.18 et 7.19). En tension, la distribution est croissante jusqu'à une ductilité de 1 ou 2 pour tous les spécimens. Les spécimens S0 et S1 ont atteint la plastification. Au delà, les courbes montrent une décroissance. Cette perte de déformation n'est pas due à la même cause pour tous les spécimens. Sur la face comprimée on note un virement des déformations en compression vers de la traction pour tous les spécimens sauf pour le spécimen S3. Ce phénomène d'inversion, dû probablement à de la flexion locale, se retrouve aussi sur la face tendue.

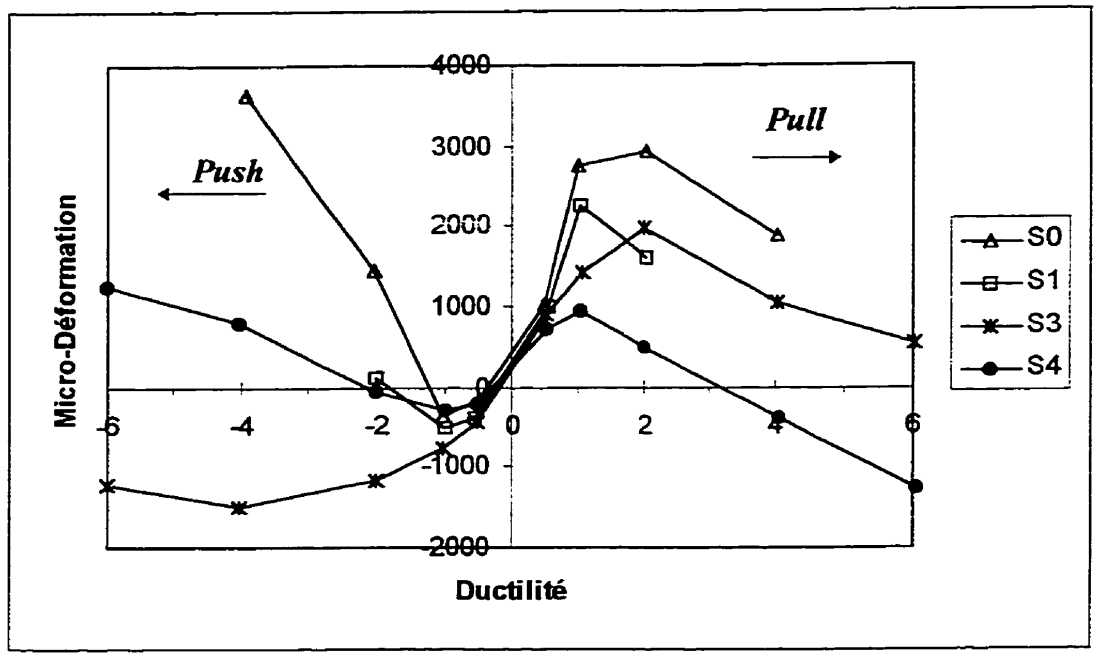


Figure 7.18 : Déformation de l'armature de la face Est à 55 mm de la base (E1)

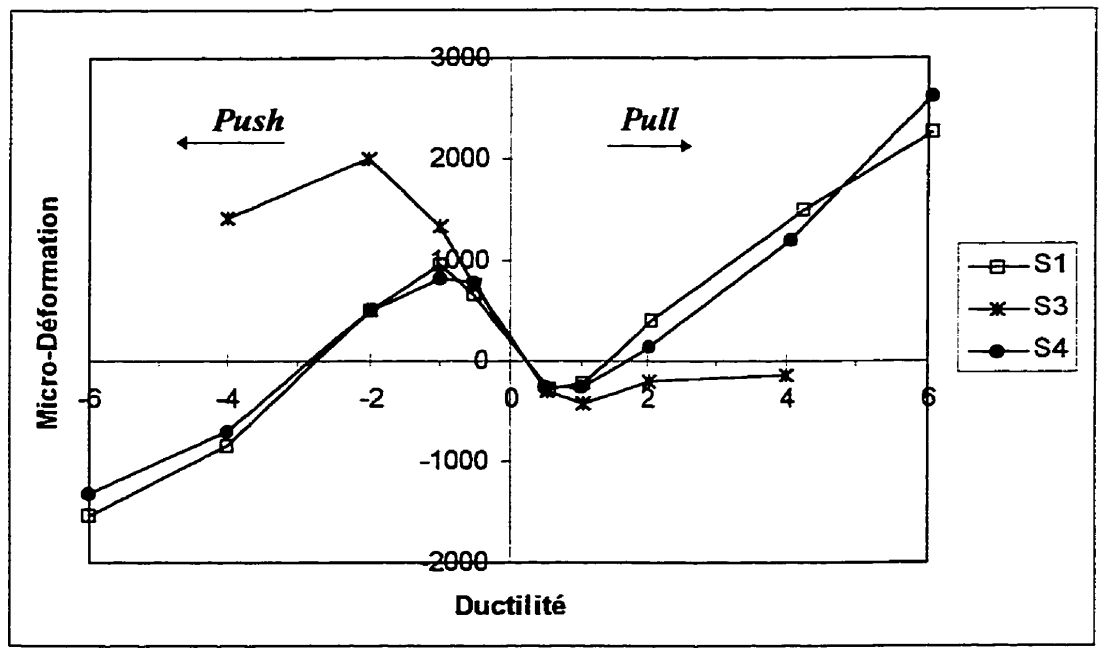


Figure 7.19 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 55 mm de la base (W1)

L'investigation sur l'historique de la déformation du spécimen S0 a permis d'appréhender le phénomène de glissement observé pour une ductilité de 2. La Figure 7.20 montre que

l'armature après plastification pour une ductilité de 1 subit du glissement lors du deuxième cycle à une ductilité de 2. À ce niveau de ductilité, la déformation résiduelle de plastification est de l'ordre de 2500 micro-déformation. Dès que le glissement est amorcé on a une perte de résistance importante avec une variation de la déformation oscillant entre 1500 et 4500 micro-déformation.

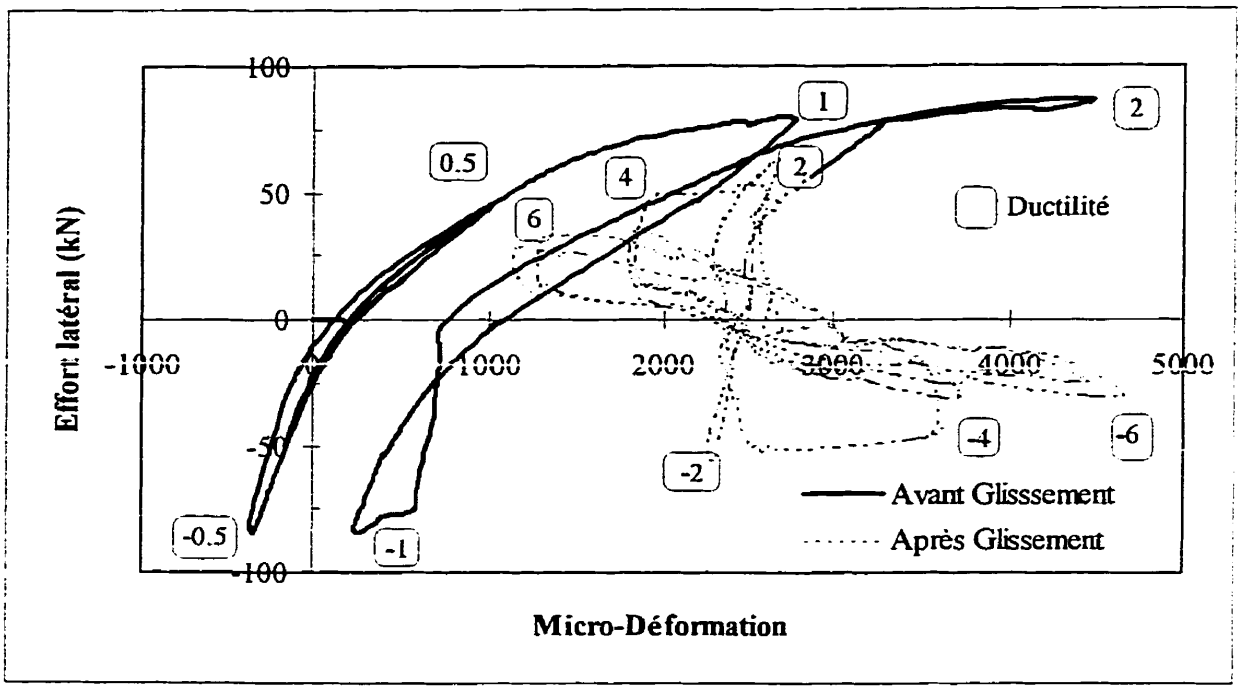


Figure 7.20 : Historique de la déformation E1 du spécimen S0

Pour les spécimens renforcés S1, S2 et S4, l'inversion de la tension à la compression pour la face en traction et vice-versa pour la face comprimée est due probablement à de la flexion locale. La seule hypothèse qui me paraît valable est basée sur la position de ces jauges par rapport à la zone où se forme la rotule plastique. Il est possible que ces jauges vont mesurer des déformations de flexion au niveau d'un point d'inflexion à la base de la chemise comme illustré à la Figure 7.21. Cet flexion locale apparaît à cause du confinement de la chemise et de la rigidité relative entre le jeu et la base de la chemise.

Pour le spécimen S3, on peut supposer que les jauges ont instrumenté les armatures à une

position plus haute que 55 mm ou du moins en dehors de ce point d'inflexion. Leur évolution est donc somme toute plus logique. Un montage en parallèle des jauges aurait permis d'éviter ce phénomène d'inversion et de déterminer précisément l'effort normal que reprend l'armature en supprimant la déformation due à la flexion.

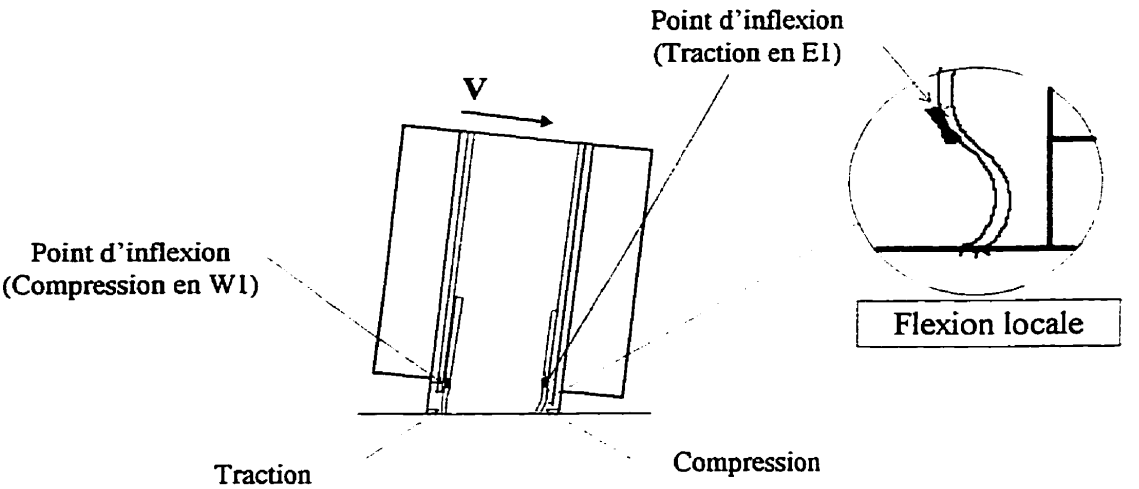


Figure 7.21 : Hypothèse du phénomène d'inversion pour les jauges E1 et W1

Jauges E2 & W2

Ces jauges mesurent les déformation dans les armatures de recouvrement à 110 mm de la base du poteau (Figures 7.22 et 7.23).

Pour la jauge E2 (Figure 7.22), les courbes en traction sont caractérisées par une augmentation des déformations en deçà d'une ductilité de 2 puis par une diminution. En compression, les déformations augmentent jusqu'à une ductilité de 2 et se stabilisent par la suite jusqu'à une ductilité de 6. Pour les spécimens S1 à S3, les courbes sont quasiment identiques dans les deux directions du chargement. Par contre pour le spécimen S4, l'allure de la courbe est similaire mais avec des déformations moins importantes.

Pour la jauge W2 (Figure 7.23), le comportement est similaire pour le spécimen S3 dans les deux directions du chargement. Pour le spécimen S0, la perte de déformation après une ductilité de 2 est plus prononcée que pour le spécimen S3.

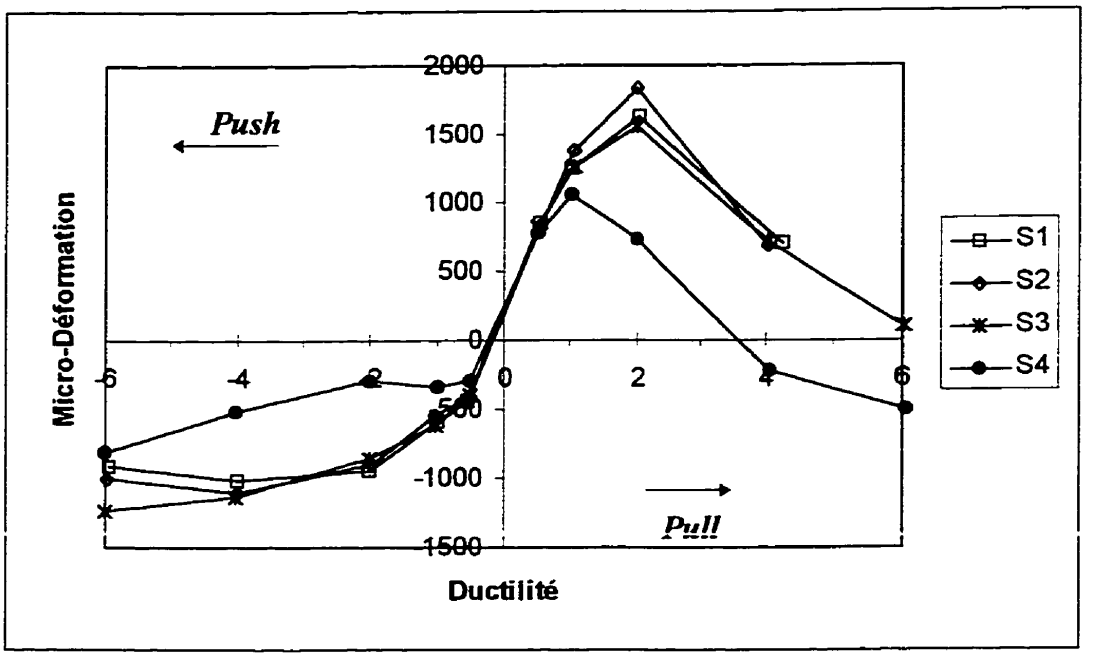


Figure 7.22 : Déformation de l'armature de la face Est à 110 mm de la base (E2)

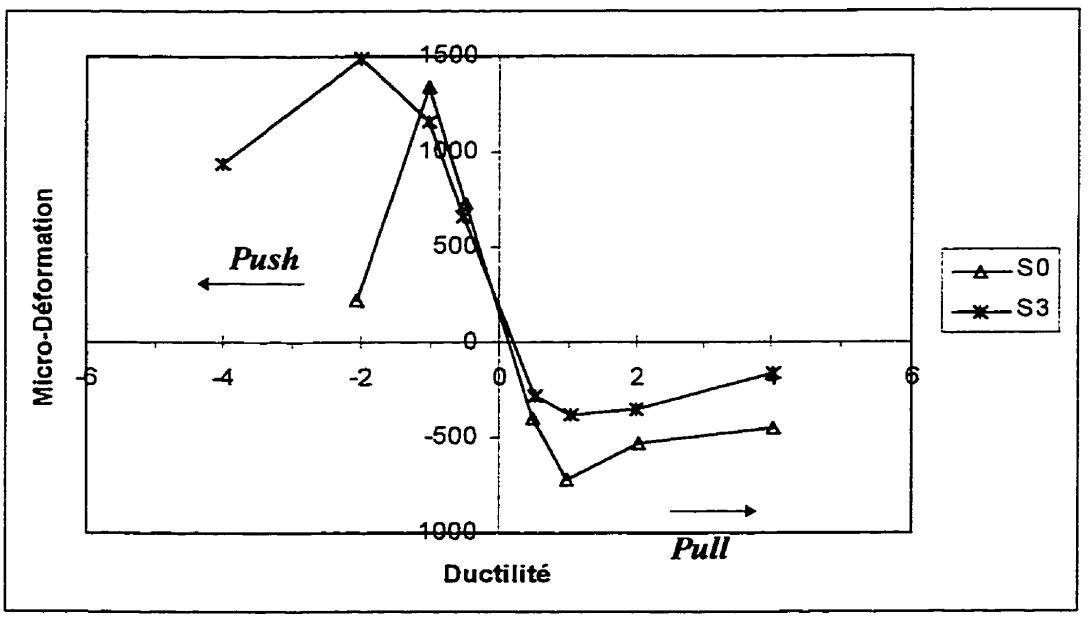


Figure 7.23 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 110 mm de la base (W2)

Jauge E3 & W3

Ces jauges mesurent les déformations dans les armatures de recouvrement à 165 mm de la base du poteau (Figures 7.24 et 7.25). Le comportement est similaire à celui de la jauge E2 et W2 avec des déformations plus importantes. Comme pour les courbures, le ratio d'armatures plus faible dans cette zone entraîne un surplus de déformation par rapport à la zone à mi-hauteur de la longueur de recouvrement. La perte de déformation est plus accentuée pour le spécimen S0 de la section initiale que pour les spécimens renforcés.

Distribution verticale des déformations

La distribution verticale des déformations (Figures 7.26 et 7.27) n'est présentée que pour le spécimen S3 car les jauges des autres spécimens ne fournissaient pas assez d'informations ou leurs lectures étaient faussées.

En traction, les distributions sur les faces Ouest et Est ont des allures assez proches. Les courbes sont caractérisées par une forme en pointe jusqu'à une ductilité de 2, puis par une distribution linéaire par la suite. La distribution en pointe s'effectue avec une augmentation des déformations pour des ductilités de 0.5 à 2. À partir de ce niveau de ductilité, la distribution devient linéaire mais avec une diminution des déformations.

En compression, les distributions entre les deux faces diffèrent légèrement. Sur la face Ouest, la distribution est linéaire au début puis elle prend l'allure d'une pointe inversée avec une diminution des déformations. Sur la face Est, la distribution reste linéaire jusqu'à une ductilité de 6 mais sans diminution considérable des déformations.

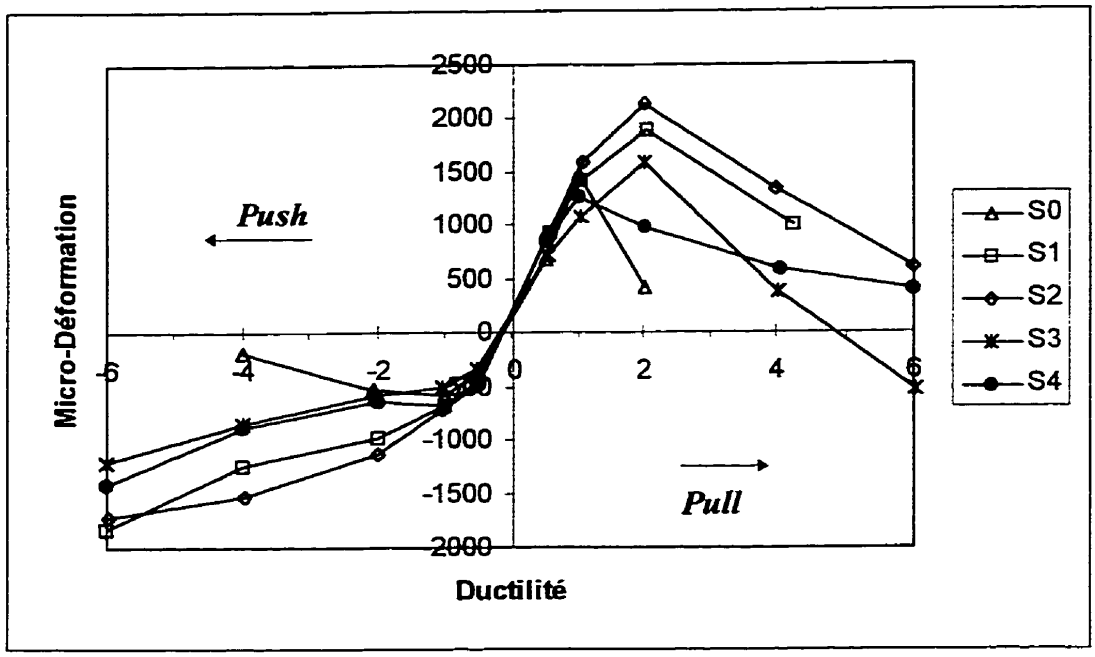


Figure 7.24 : Déformation de l'armature de la face Est à 165 mm de la base (E3)

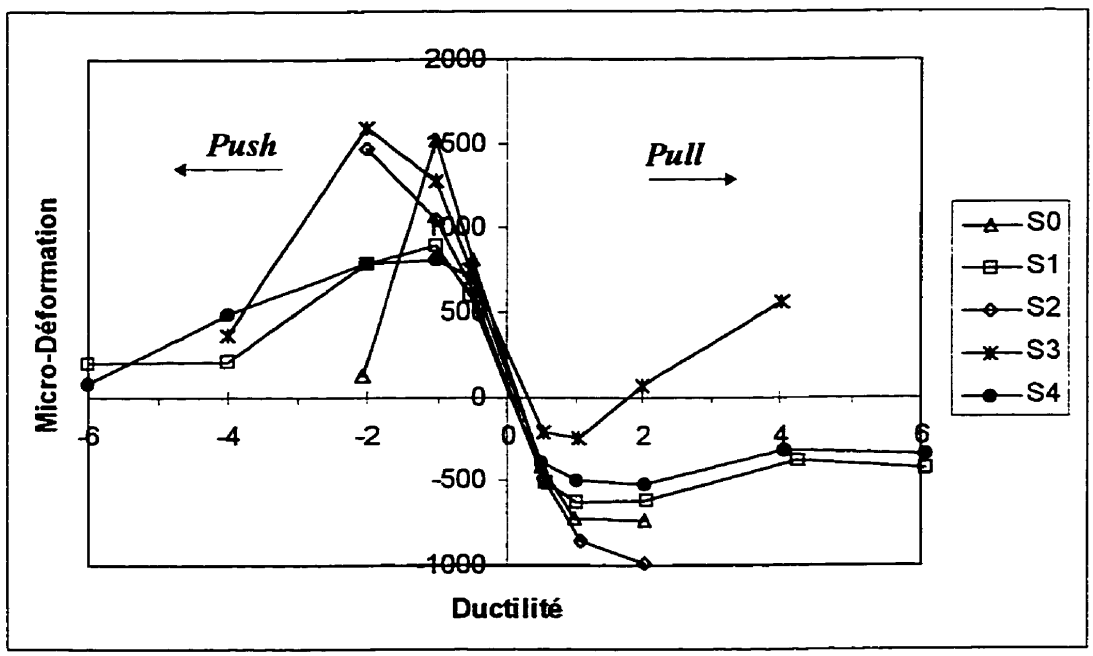


Figure 7.25 : Déformation de l'armature de la face Ouest à 165 mm de la base (W3)

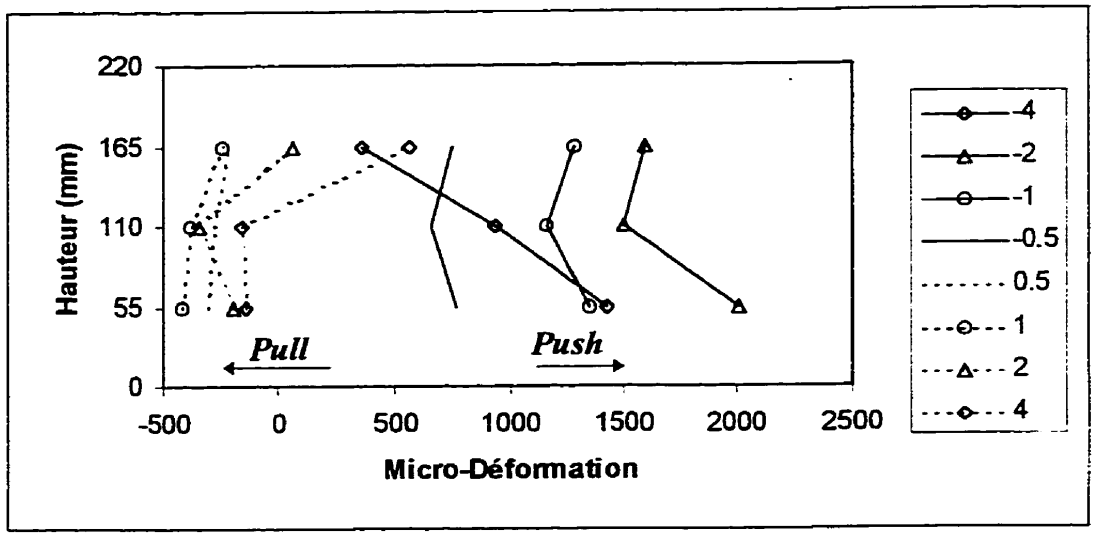


Figure 7.26 : Distribution des déformations sur la face Ouest pour le spécimen S3

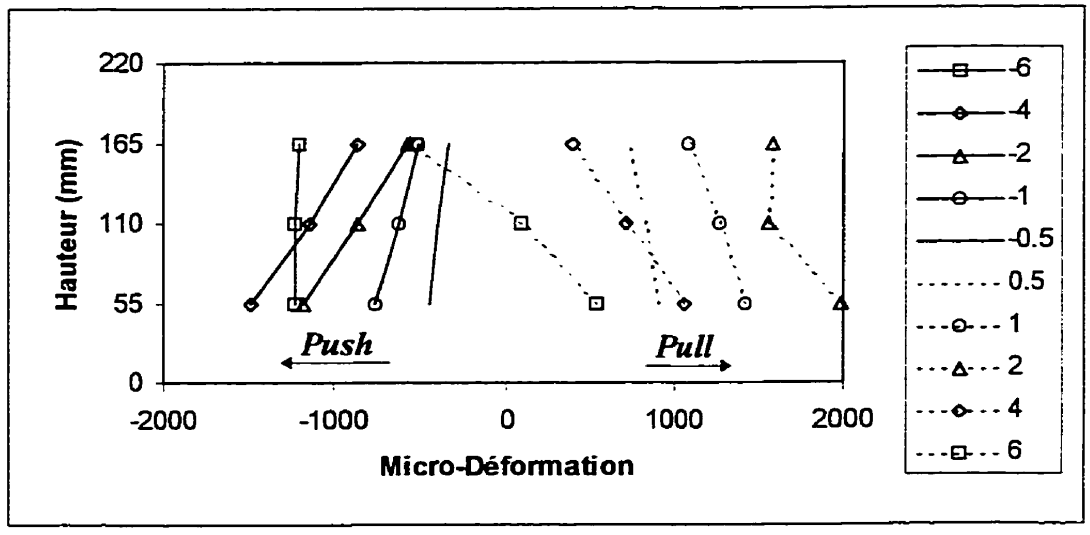


Figure 7.27 : Distribution des déformations sur la face Est pour le spécimen S3

Commentaires

Outre l'inversion des sollicitations pour les jauges E1 et W1, probablement due à de la flexion locale, on remarque aux vues des différentes courbes que l'évolution des déformations est quasiment similaire pour les quatre spécimens renforcés. Ce comportement se traduit par une augmentation de la déformation en deçà d'une ductilité de 2. Au delà de ce niveau de ductilité, les courbes sont caractérisées par une diminution des déformations. Cette diminution est plus ou moins prononcée selon le spécimen et la déformation considérée.

Pour les spécimens renforcés, le phénomène illustré par les déformations est la conséquence du calcul par capacité. En effet, le but du renforcement consiste à imposer la formation de rotule plastique à la base du poteau pour supporter des déplacements inélastiques important. La formation de la rotule plastique a alors pour effet de concentrer toute la demande structurale dans cette zone et donc décharger le reste du poteau.

Afin d'illustrer ce mécanisme, le poteau peut être simulé par le modèle présenté à la Figure 7.28. Cette modélisation permet de comprendre les différents schémas de comportement du poteau initial ou renforcé.

Ce modèle comporte un ressort rotationel qui simule la formation de rotule plastique sur une longueur plastique, L_p. La rigidité de ce ressort décroît en fonction de l'état d'intégrité de la rotule plastique dépendant de la déformation dans les armatures et de leur rupture. Cette rotule plastique se répartit sur la longueur plastique, L_p, qui augmente avec la demande en ductilité et l'avancement de la formation de la rotule. Pour le spécimen initial, ce ressort peut être considéré comme infiniment rigide car il n'y a pas formation de rotule plastique.

De plus, une série d'appuis à rouleau liés à des ressorts élasto-plastiques modélise le

transfert d'efforts entre les armatures de recouvrement et les armatures longitudinales et la résistance au glissement. Avant l'amorce du glissement, les ressorts sont considérés infiniment rigides, les appuis se comportent alors comme des appuis fixes. Une fois que les ressorts plastifient, annonçant le glissement, les appuis deviennent des rouleaux. L'effort dans l'armature longitudinale se répartit d'une part par du glissement dans l'appui et de l'effort retransmis dans l'armature de recouvrement.

Ce comportement diffère donc selon 2 paramètres : la formation de rotule plastique et le glissement des armatures.

Le schéma (a) de la Figure 7.28 représente le comportement du poteau initial avant l'amorce du glissement. Le déplacement latéral est repris par tout le poteau sans perte de résistance. Le comportement du poteau renforcé est identique avant la formation de la rotule plastique.

Le schéma (b) de la Figure 7.28 représente le comportement du poteau initial après le glissement. Le déplacement latéral est repris en partie par les armatures mais aussi par du glissement des appuis entraînant ainsi une perte de résistance importante. Cette perte s'accentue considérablement avec l'augmentation du déplacement latéral.

Le schéma (c) de la Figure 7.28 représente le comportement du poteau renforcé après que la rotule plastique se soit formée et avant que le glissement se soit amorcé. Le déplacement latéral est alors repris en quasi totalité par la rotule sur la longueur plastique. L'augmentation de la longueur L_p avec la demande en ductilité a pour effet de délester le reste du poteau.

Le schéma (d) de la Figure 7.28 représente un comportement identique au schéma (c) où une partie du déplacement latéral passe en glissement dans les armatures.

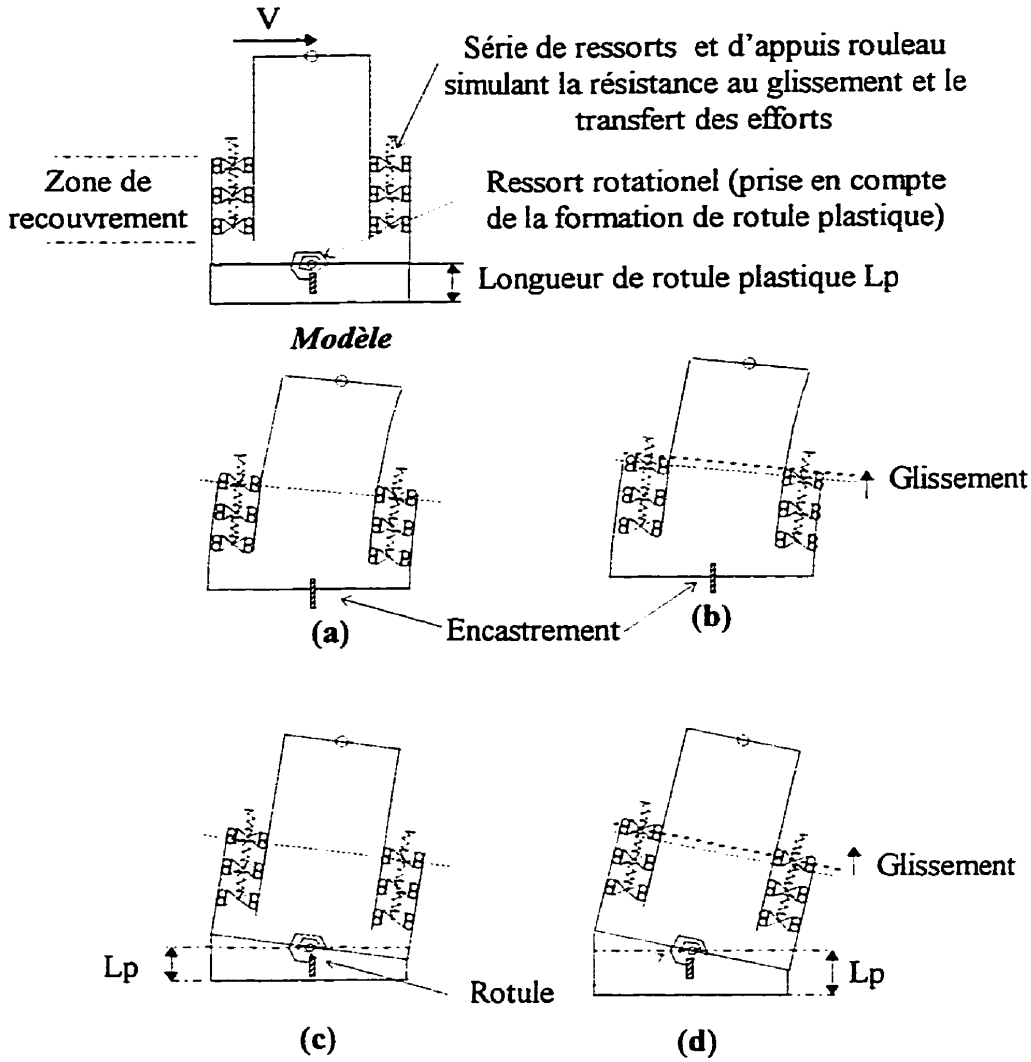


Figure 7.28 : Modélisation du poteau pour les mécanismes du comportement

Cette modélisation schématique des divers comportements structuraux du poteau permet de mieux appréhender les résultats obtenus des déformations.

Les déformations des spécimens renforcés diminuent après la formation de la rotule plastique, à partir d'une ductilité de 2, car la grande partie des efforts engendrés par le déplacement inélastique est reprise par le ressort rotationel simulant la rotule. La rigidité de ce ressort dépend des propriétés du béton et des déformations des armatures de

recouvrement dans le jeu uniquement. Cette diminution de déformation, beaucoup moins prononcée que pour le spécimen de la section initiale, ne peut donc pas être reliée au phénomène de glissement jusqu'à une ductilité de 6 mais à la formation de la rotule et sa propagation sur une longueur L_p.

L'allure de la distribution verticale des déformations sur les faces en traction traduit ce mécanisme de rotule. Dans une première partie, avant que la rotule plastique se forme, la distribution est en pointe car le ratio d'armatures est doublé à mi-hauteur de la zone de recouvrement et donc cette zone est plus rigide. Par la suite, après la formation de la rotule plastique, les déformations diminuent et l'allure de la distribution change. La diminution des déformations est due à la formation de la rotule plastique et la distribution linéaire interprète la propagation de la rotule sur la longueur plastique L_p. Après la formation et la propagation de la rotule, la déformation due à la flexion diminue alors que celle due à la charge axiale demeure constante en compression. La somme de ces deux déformations tend à revenir vers la compression (Figures 7.25 et 7.26). La déformation totale peut devenir de la compression si la déformation due à la flexion est faible comme pour les jauges E3 et W3.

Donc à priori pour la face en compression la distribution linéaire sur la face Est dans la direction *Push* (Figure 7.26) semble la plus logique. En effet la déformation en compression augmente jusqu'à la formation de la rotule plastique pour une ductilité de 2. Par la suite, la résultante des deux déformations demeure constante sur la hauteur à cause de la diminution de la déformation due en flexion et l'invariabilité de la déformation uniforme due à la charge axiale.

Pour les spécimens renforcés, le mécanisme de glissement se traduit uniquement sur l'évolution de la déformation de l'armature continue. Par contre pour le spécimen initial, le phénomène de glissement se traduit par une perte de déformation dans les armatures de

recouvrement car il n'y a pas de rotule plastique à la base.

Toutefois, le modèle de la Figure 7.28 reste à améliorer car quelques points restent incompris. Dans les résultats présentés sur les déformation dans les armatures, la flexion locale a pu jouer un rôle important et ainsi fausser l'interprétation de certains résultats.

7.3.2 Armature longitudinale

L'évolution de la déformation de l'armature longitudinale au dessus de la zone de recouvrement est représentée à la Figure 7.29 pour les spécimens S0, S1 et S2. Pour les autres spécimens il n'y a pas eu de valeur à cause de problèmes de montage.

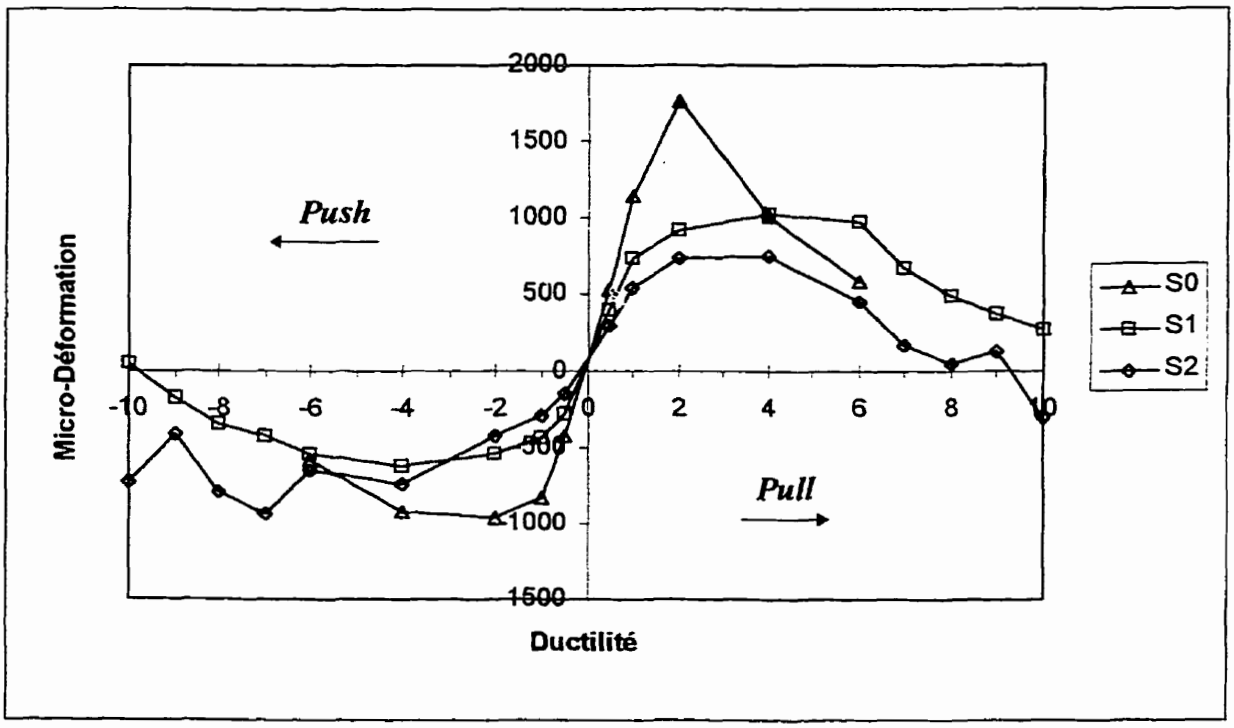


Figure 7.29 : Déformation de l'armature longitudinale au sommet de la zone de recouvrement

Pour le spécimen S0, les déformations augmentent jusqu'à une ductilité de 2 pour

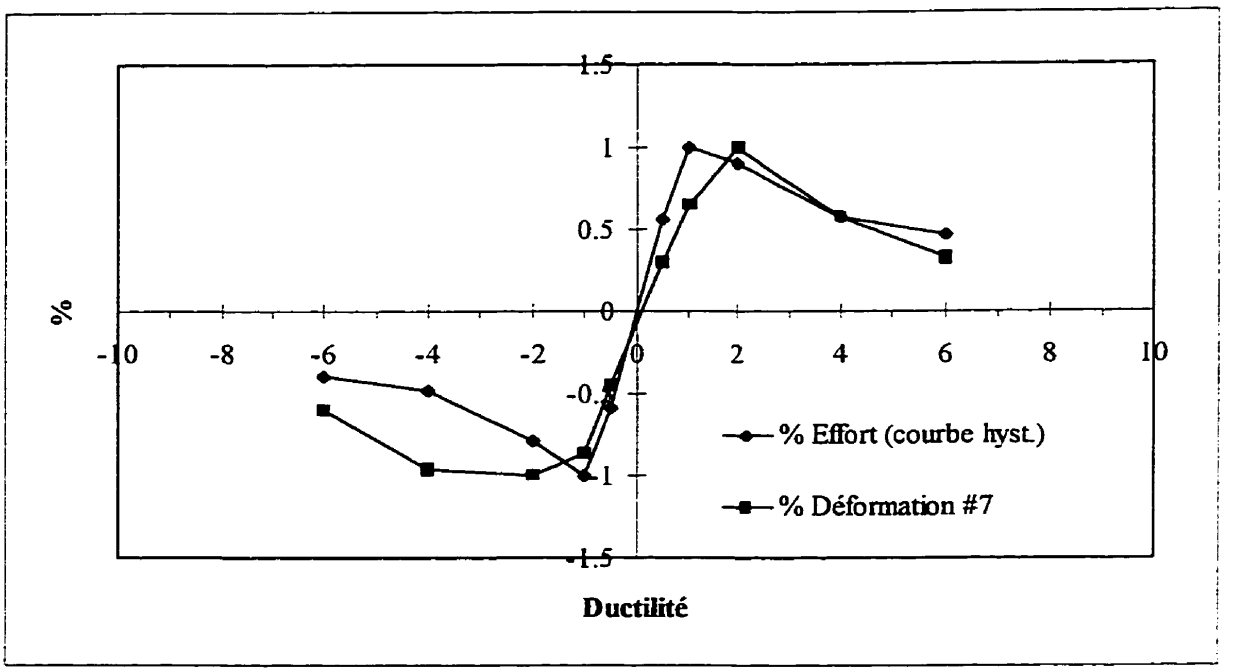
atteindre au maximum 1758 micro-déformation. Au delà de cette ductilité, les déformations diminuent; cette dégradation traduit l'amorce du glissement que subit les armatures longitudinales. La perte de déformation due au glissement est très prononcée car elle est de l'ordre de 67 %.

Pour les spécimens renforcés S1 et S2, l'amorce du glissement débute pour une ductilité de 6. La perte de déformation est moins prononcée que pour le spécimen S0.
Toutefois les déformations du spécimen S0 sont plus importantes que celles des spécimens S1 et S2. Les déformations maximales atteintes par l'armature sont de 1060 micro-déformation pour S1 et 756 micro-déformation pour S2. Ce phénomène est dû à la chemise qui a pour effet de participer en flexion et de concentrer la rotule plastique dans le jeu à la base. Cette rotule à la base du poteau permet de reprendre la quasi-totalité du déplacement inélastique et donc de ``décharger`` le reste du poteau.

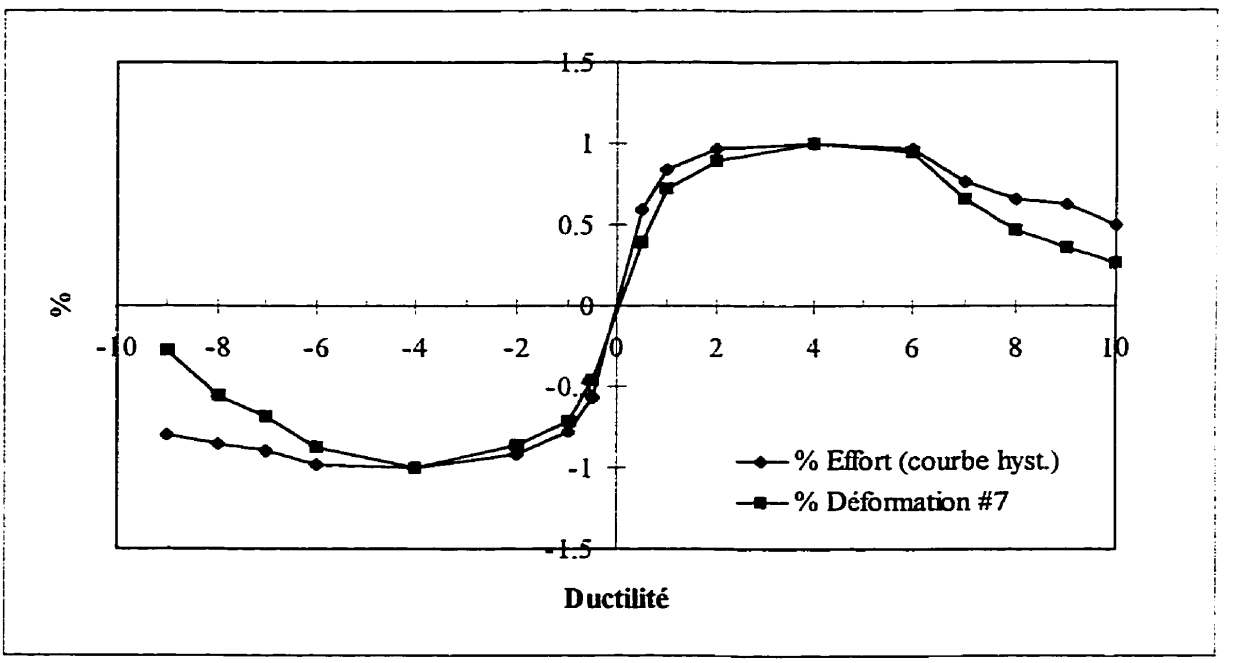
L'étude de l'évolution de cette déformation dans les armatures longitudinales est intéressante car son évolution est directement reliée avec la courbe d'hystérésis. À la différence des armatures de recouvrement où l'évolution est dépendante de la formation de rotule plastique, l'évolution de la déformation de l'armature continue est liée au mécanisme de glissement. Une décroissance de la déformation dans cette armature longitudinale est la conséquence directe du phénomène de glissement.

La Figure 7.30 illustre ce commentaire. Les pourcentages correspondent à la valeur maximum du cycle par rapport à la valeur maximum de tous les cycles.

Pour le spécimen S0 de la section initiale, la perte de déformation accentuée traduit la propagation des fissures de glissement qui ne sont pas restreintes par un confinement.
À l'inverse, la perte limitée pour les spécimens renforcés interprète la formation lente et progressive des surfaces de rupture d'adhérence sur les armatures de recouvrement.



(a) Spécimen S0



(b) Spécimen S1

Figure 7.30 : Corrélation entre la déformation dans l'armature longitudinale et la courbe d'hystérésis

7.3.3 Armatures transversales

L'étendue de l'étude des déformations dans les armatures transversales a été limitée à l'armature #10 à cause du manque d'information et de l'incohérence de certaines lectures pour les autres armatures. Pour une étude approfondie sur le comportement des armatures transversales, il aurait été nécessaire d'instrumenter plusieurs armatures transversales sur une certaine hauteur afin d'obtenir une répartition verticale des déformations.

La Figure 7.31 montre l'évolution des déformations dans l'armature #10 pour les spécimens S0, S1 et S4 .

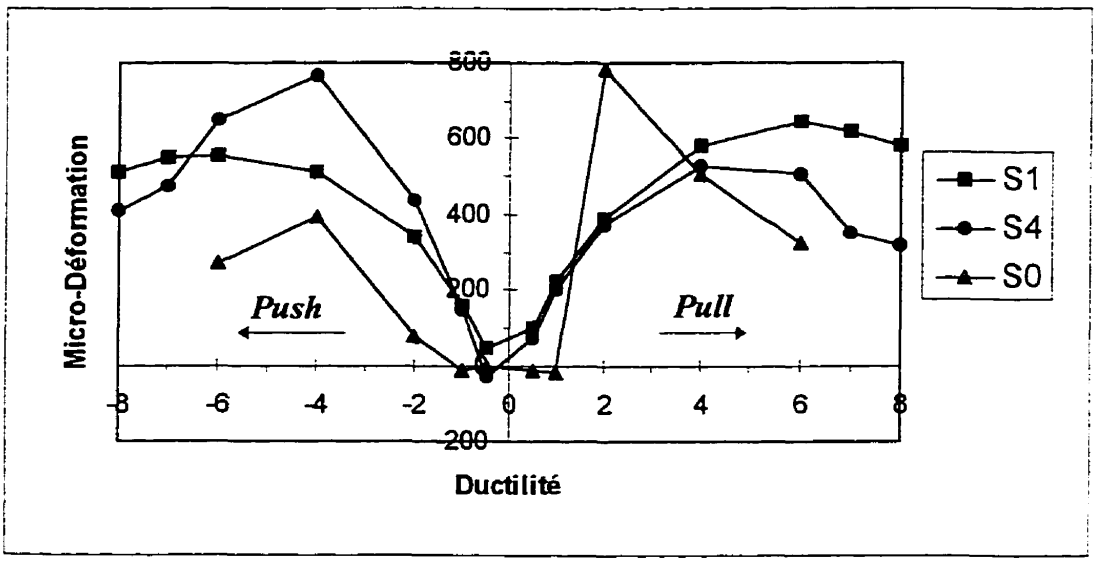


Figure 7.31 : Évolution de la déformation dans l'armature transversale #10

L'armature est en traction avec une augmentation de la déformation croissante jusqu'à une ductilité de 6 pour les spécimens renforcés. Par la suite, la diminution de la déformation marque le début du glissement des armatures. Le spécimen S4 montre une diminution plus prononcée que pour le spécimen S1. La courbe du spécimen S0 de la section initiale est caractérisée par une augmentation des déformations jusqu'à une

ductilité de 2 puis par une diminution prononcée par la suite, significative de l'amorce du glissement. La répartition asymétrique des déformations est due sûrement aux mêmes mécanismes de confinement, exposés à la Figure 7.33, qu'on retrouve dans la chemise.

7.4 Déformations dans la chemise en acier

Dans cette section, les distributions des déformations horizontales et verticales sur les faces de compression et traction de la chemise elliptique sont présentées pour les cycles de chargement dans les deux directions *Push et Pull*. Les distributions de déformation vont être discutées dans la séquence suivante : distribution sur la hauteur des déformations horizontales et verticales sur les deux faces pour le spécimen S1, distribution périphérique des déformations horizontales pour les spécimens S1, S3 et S4, distribution périphérique des déformations verticales pour le spécimen S1 et variation des déformations dans la chemise selon les spécimens renforcés. Le tracé des courbes prend en compte les déformations pour chaque pic de déplacement. La plupart des résultats sont illustrés par leur enveloppe en fonction de la ductilité.

On peut déjà noter que aux vues des déformations, la chemise n'a jamais atteint la plastification de l'acier. Le niveau d'effort de confinement latéral de la chemise est alors plus faible que celui utilisé pour le calcul de la déformation ultime du béton confiné.

7.4.1 Distribution des déformations horizontales

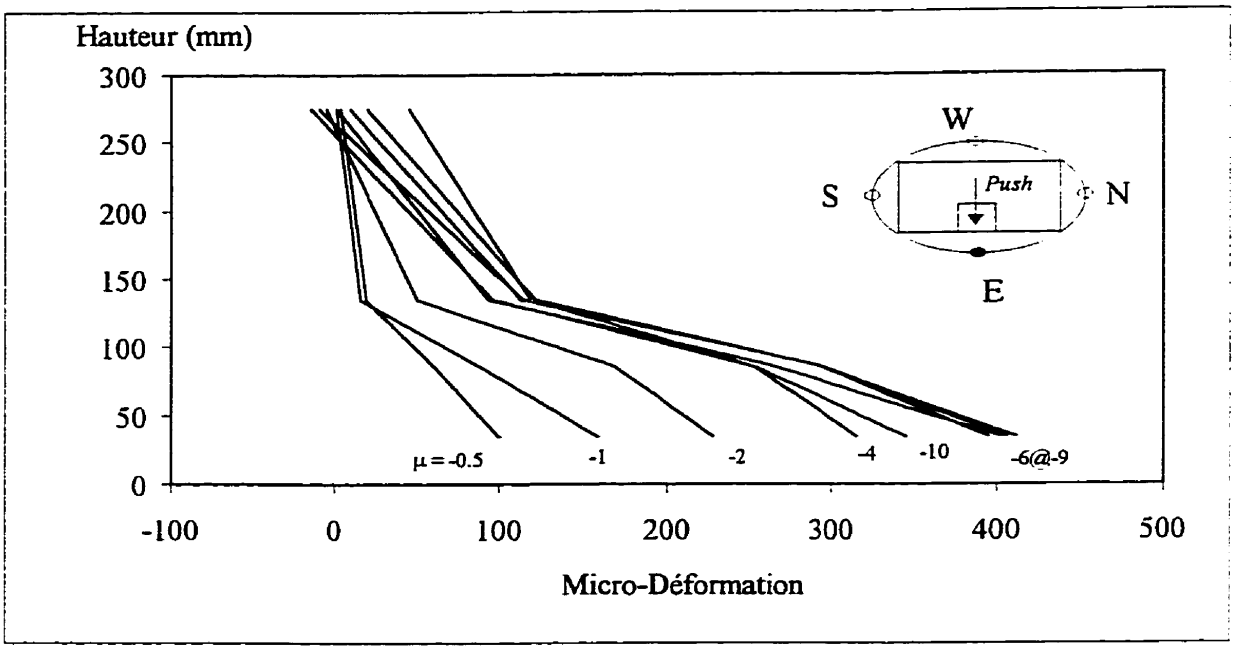
Les déformations horizontales sur la face en compression et celle en traction de la chemise dans la direction *Push* sont illustrées à la Figure 7.32 (a) et (b).
L'état de déformation de la chemise sur la face de compression montre que les déformations sont décroissantes en fonction de la hauteur de la chemise. La déformation

maximale, d'une valeur de 416 micro-déformation, à la base de la chemise est obtenue pour une ductilité de 8. La déformation se stabilise à partir d'une ductilité de 6 à 9 pour décroître à 346 micro-déformation pour une ductilité de 10.

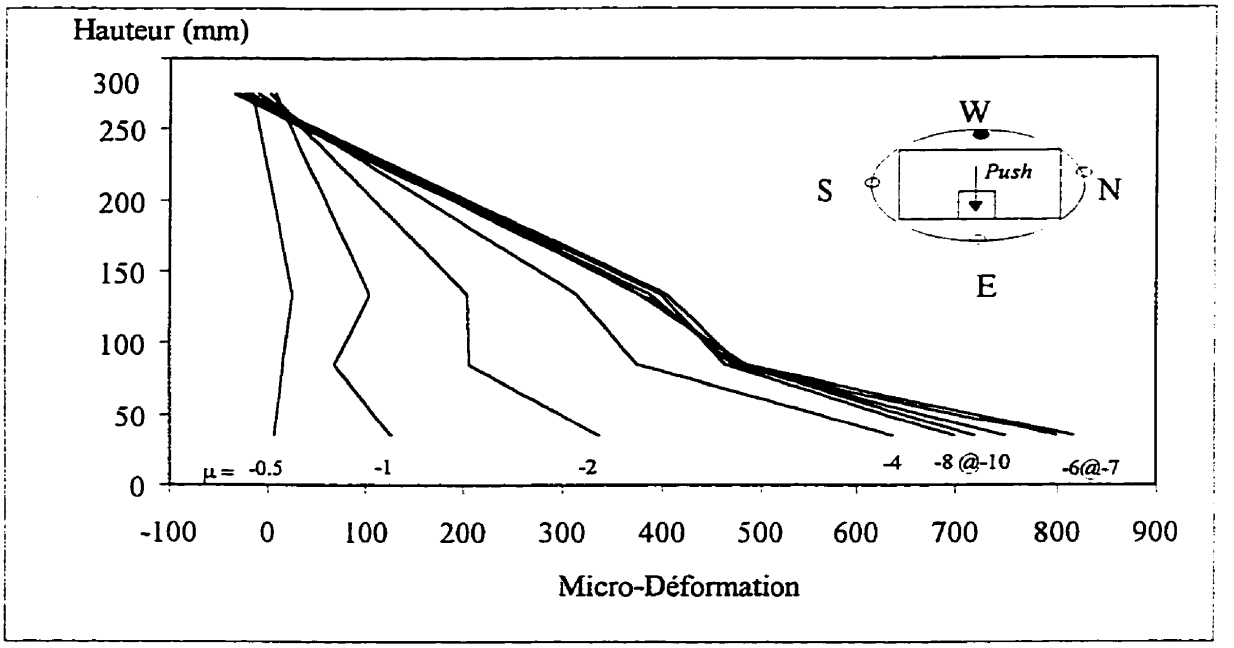
L'état de déformation de la chemise sur la face de traction est différente de celle de la face en compression ; elle se caractérise par une forme en pointe. Les déformations ont des valeurs plus faible en début de cycle, jusqu'à une ductilité de 2, puis les déformations deviennent plus importantes pour atteindre 800 micro-déformation pour une ductilité de 6. Au delà de cette ductilité, les déformations diminuent à une valeur de 720 micro-déformation pour une ductilité de 10. Les déformations au sommet de la chemise sont quasiment nulles.

Dans la direction *Pull*, Figure 7.33 (a) et (b), la distribution sur la face comprimée est similaire à celle obtenue dans l'autre direction de chargement. La distribution est linéaire selon la hauteur avec une déformation maximum de 500 micro-déformation pour une ductilité de 6. Au delà de cette ductilité la décroissance est amorcée pour atteindre 340 micro-déformation pour une ductilité de 10. Sur la face en tension, le comportement est différent car la distribution n'est pas caractérisée par une forme en pointe comme dans l'autre direction de chargement. De surcroît la déformation maximum n'atteint que 600 micro-déformation pour une ductilité de 6.

La Figure 7.34 illustre le comportement du mécanisme de confinement de la chemise quand le poteau renforcé est soumis à des déplacements. Sur la face comprimée, la pression de dilatation à la base de la chemise est induite par une combinaison de déformation en compression du béton et des efforts de fendage (splitting action) des armatures dans la zone de recouvrement.

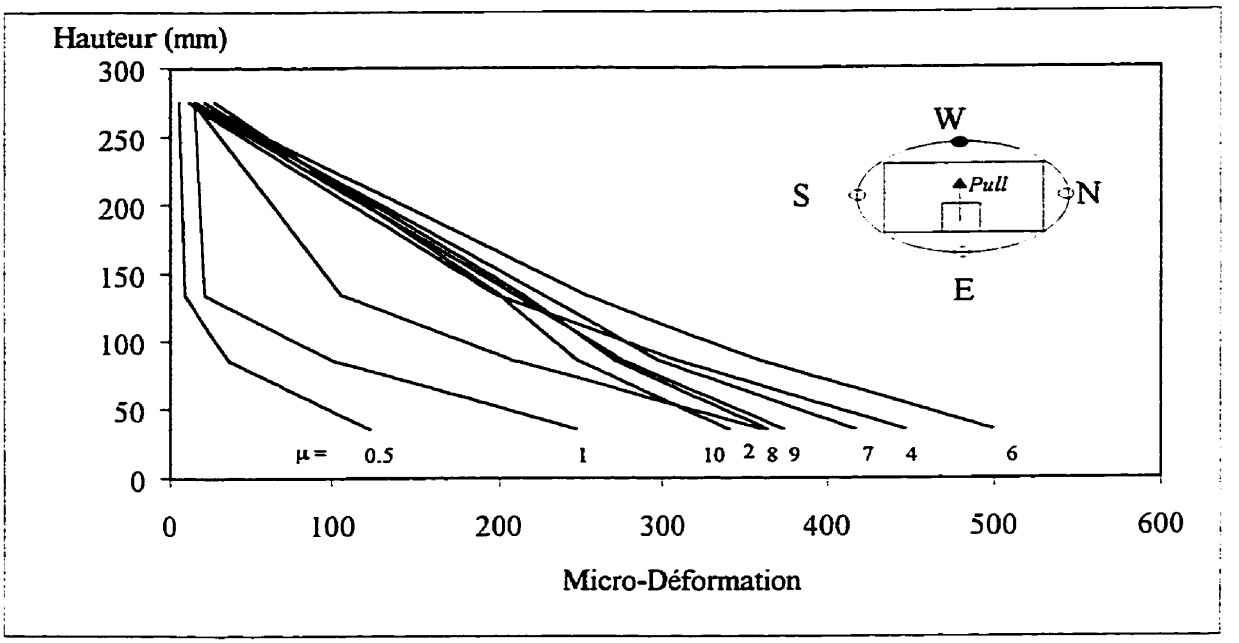


(a) Déformation de la chemise sur la Face en Compression

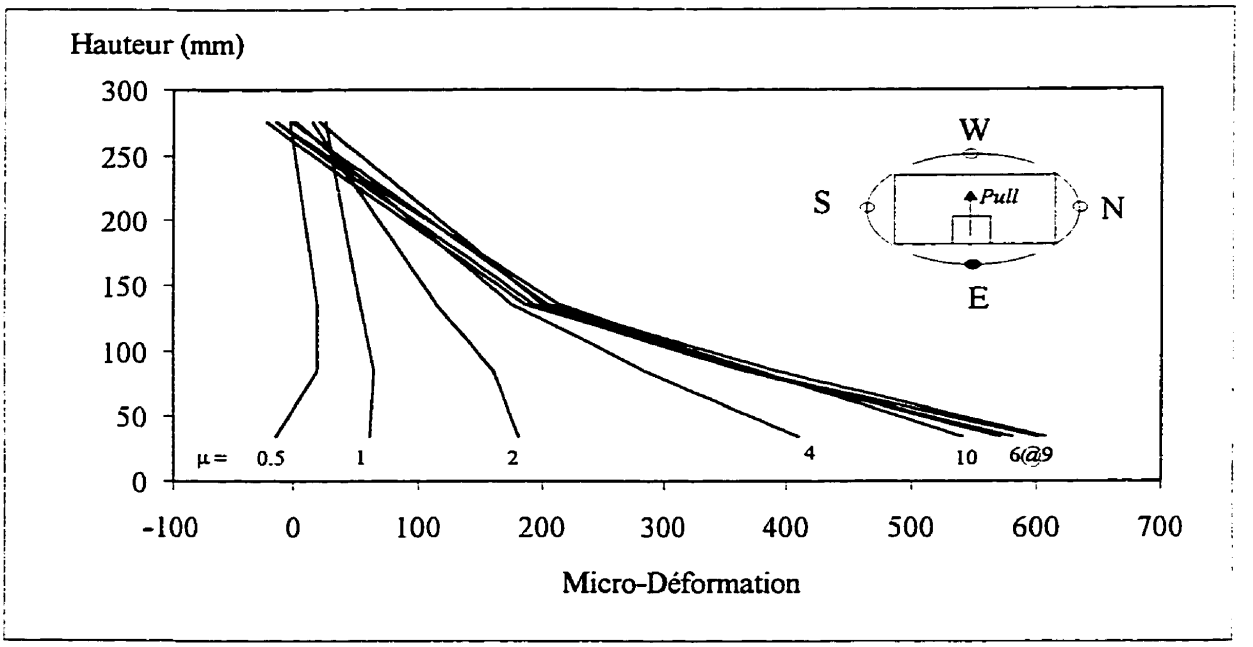


(b) Déformation de la chemise sur la Face en Traction

Figure 7.32 : Distribution de la déformation horizontale de la chemise pour les cycles de *Push* du spécimen S1



(a) Déformation de la chemise sur la Face en Compression



(b) Déformation de la chemise sur la Face en Traction

Figure 7.33 : Distribution de la déformation horizontale de la chemise pour les cycles de *Pull* du spécimen S1

Au sommet de la chemise la dilatation latérale est causée seulement par la pénétration de déformation en compression du béton dans la chemise. Ces dilatations du béton à la base et au sommet de la chemise se reflètent par les déformations radiales observées aux Figures 7.32 (a) et 7.33 (a).

Sur la face tendue du poteau, on peut s'attendre à ce que la pression latérale induite soit faible dans cette région. Pourtant, une dilatation latérale considérable peut être causée par les efforts de fendage ou d'arrachement (splitting action) du mécanisme de résistance au glissement des armatures dans la zone de recouvrement sur la face en traction à la base du poteau. En effet, comme il a été déjà mentionné au Chapitre 3, les efforts dans le béton lors du mécanisme de résistance au glissement engendrent des contraintes principales en traction et compression dans le béton. Une fois que la résistance en traction dans le béton est atteinte, les fissures vont apparaître transversalement aux contraintes principales de traction. Quand ces fissures ont lieu, les forces d'adhérence vont se développer sur le périmètre de la barre (Goto-1971, Tepfers-1979, Tepfers-1982). Elles sont causées par la pression exercée sur les nervures des armatures. Ces forces d'adhérence radiales doivent être contenues alors par le béton. Les efforts de dilatation sur le béton environnant peuvent être alors assimilés comme des pressions hydrauliques agissant sur la chemise.
Par conséquent, les déformations radiales de la chemise à la base du poteau sur la face tendue laissent envisager qu'elles sont induites par cette dilatation du béton. Les profils des déformations radiales sur la face en traction du spécimen S1, présentés aux Figures 7.32 (b) et 7.33 (b), reflètent le mécanisme décrit ci-dessus.

Ce mécanisme de confinement n'est valable jusqu'à l'amorce du glissement, pour une ductilité de 6. Par la suite, les quatre courbes montrent une perte de déformation traduisant l'apparition de rupture en surface au niveau des armatures entraînant une diminution des efforts latéraux de dilatation sur la chemise.

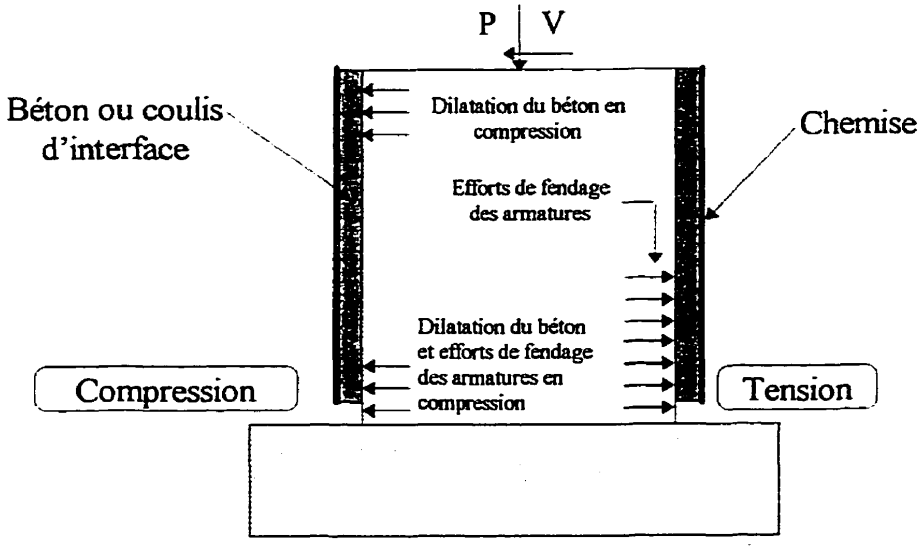


Figure 7.34 : Mécanisme du confinement de la chemise

(adapté de Sun et al. ,1993)

7.4.2 Distribution des déformations verticales

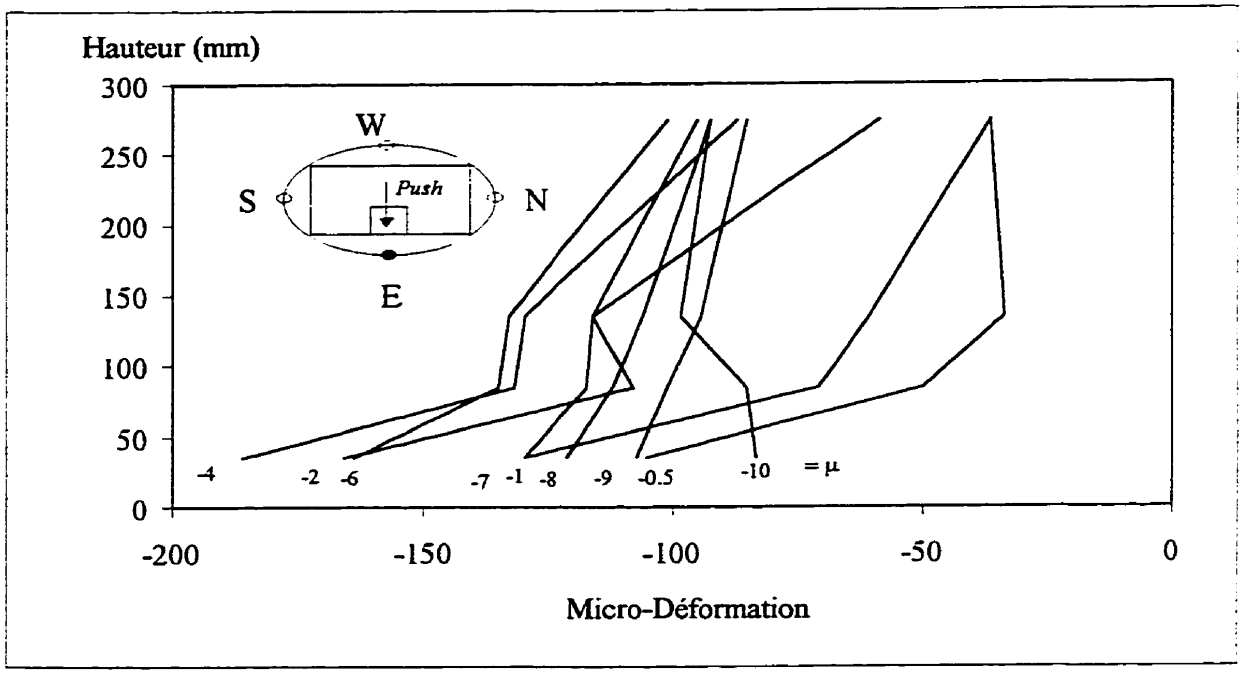
Les déformations verticales sur la face en compression et celle en traction de la chemise dans les directions *Push* et *Pull* sont illustrées à la Figure 7.35 (a) et (b) puis Figure 7.36 (a) et (b) respectivement.

Les déformations verticales sur la chemise en acier dans la direction *Push* sont très faibles, ne dépassant pas 200 micro-déformation en compression. La distribution sur la face comprimée est caractérisée par une forme en pointe dans la zone de recouvrement. Sur la face tendue, la distribution est plutôt linéaire. Les déformations obtenues sur la face tendue, Figure 7.35 (b), sont en compression. À priori, la chemise n'a pas participé à la flexion car elle ne reflète pas la distribution traction-compression. Une mauvaise adhérence entre la chemise et le béton de remplissage peut expliquer ce phénomène. Les

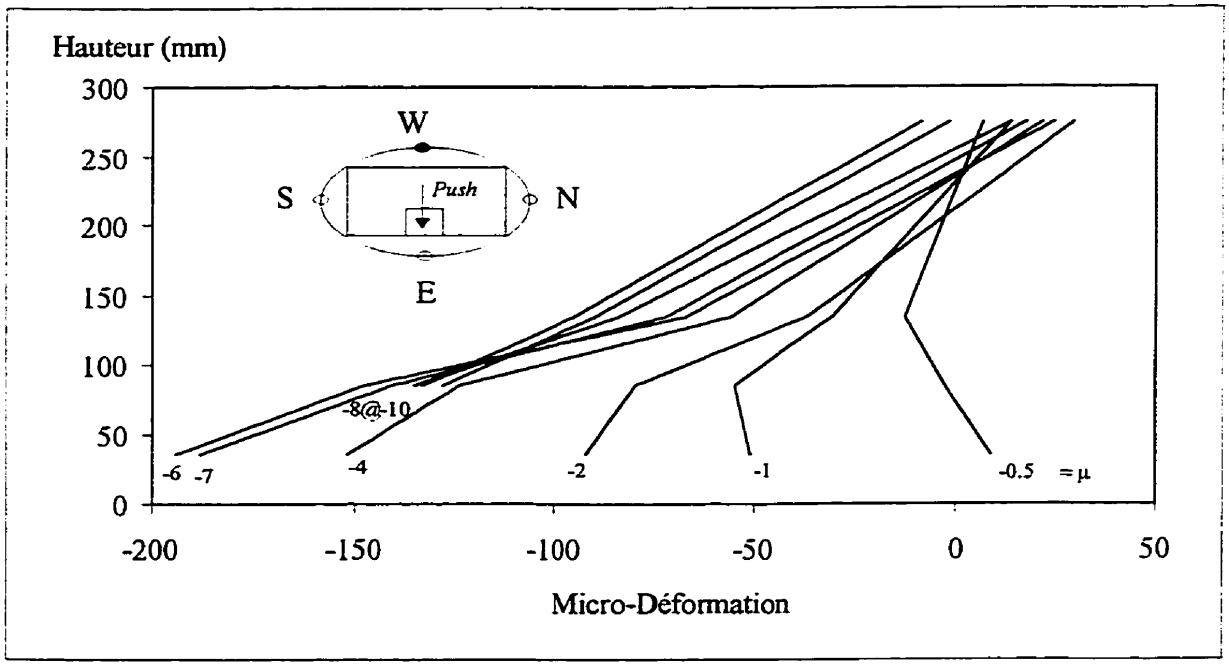
déformations lues par les jauges verticales de la chemise seraient dues principalement à la composante verticale engendrée par les déformations radiales avec l'effet de Poisson.

La distribution des déformations verticales de la chemise dans la direction *Pull* aux Figures 7.36 (a) et (b) montre des caractéristiques similaires à celles décrites ci-dessus.

Une instrumentation systématique des jauges verticales sur les autres spécimens aurait permis de mieux appréhender les mécanismes mis en jeu dans la déformation verticale de la chemise. Cependant l'investigation sur l'état de déformation de la chemise était plus axée sur la distribution et l'amplitude des déformations radiales de la chemise en acier causées par les efforts latéraux de dilatation du béton.

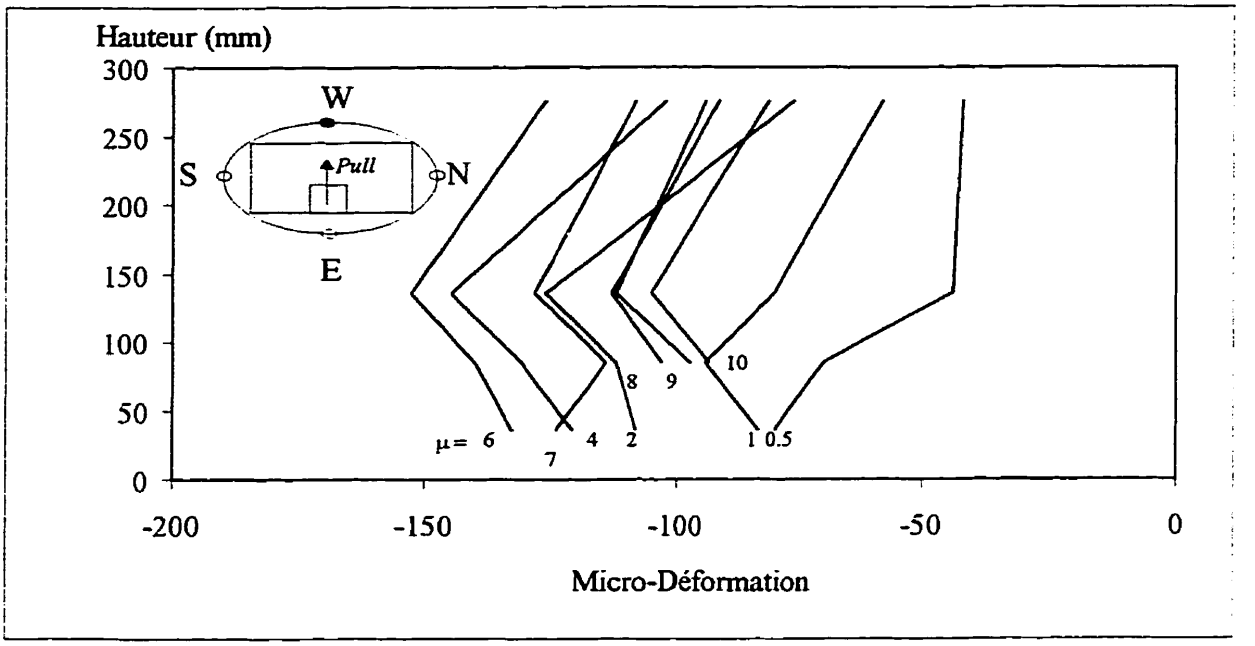


(a) Déformation de la chemise sur la Face en Compression

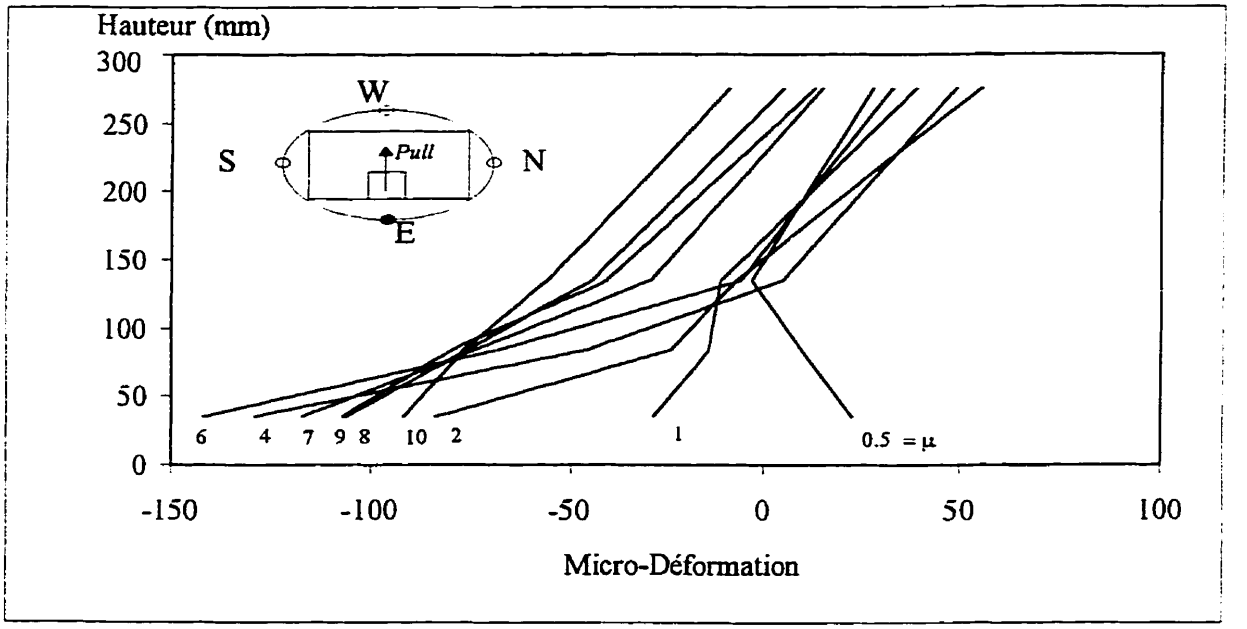


(b) Déformation de la chemise sur la Face en Traction

Figure 7.35 : Distribution de la déformation verticale de la chemise pour les cycles de *Push* du spécimen S1



(a) Déformation de la chemise sur la Face en Compression



(b) Déformation de la chemise sur la Face en Traction

Figure 7.36 : Distribution de la déformation verticale de la chemise pour les cycles de *Pull* du spécimen S1

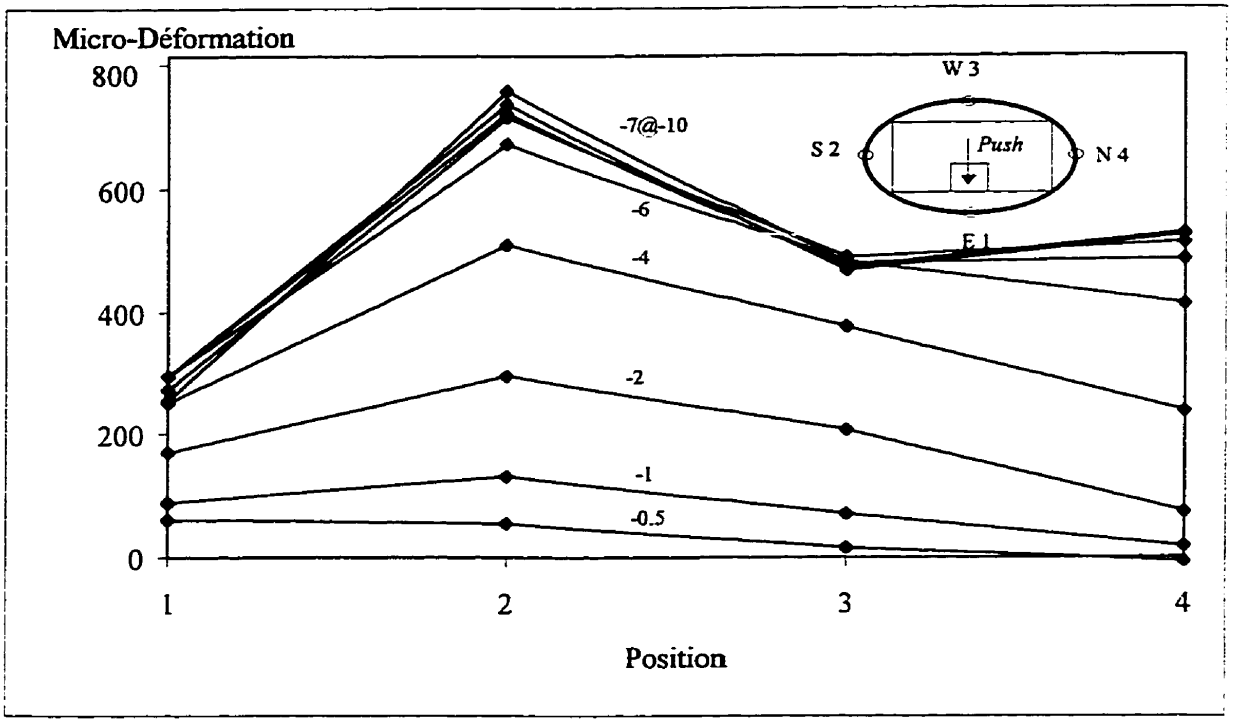
7.4.3 Distribution des déformations horizontales sur le périmètre

Dans cette section, l'état des déformations radiales sur le périmètre de la chemise en acier est présenté dans les deux directions pour les spécimens renforcés S1, S3 et S4. Les déformations correspondent aux lectures des jauges à 85 mm de la base du poteau pour les quatre faces de la chemise en accord avec la Figure 6.12. Les nombres le long de l'axe des ordonnées représentent les localisations des jauges.

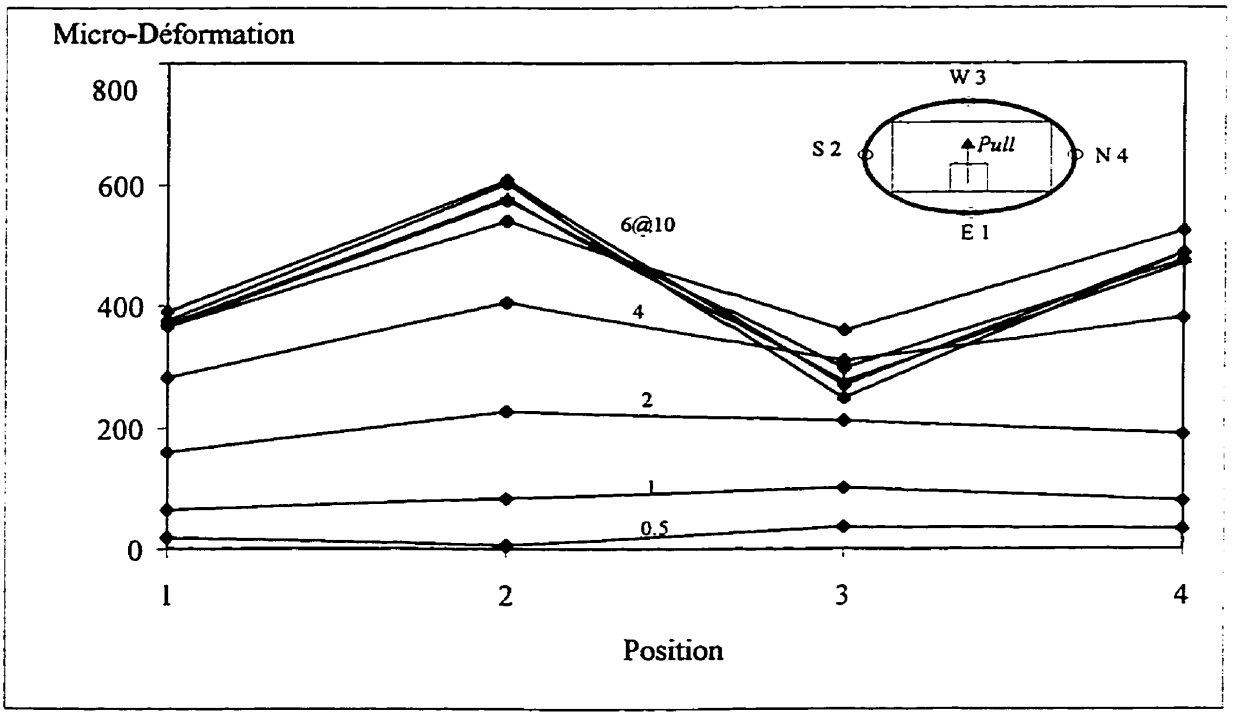
La distribution des déformations radiales sur le périmètre pour le spécimen S1 est illustrée pour les deux directions à la Figure 7.37 (a) et (b). Les déformations augmentent jusqu'à une ductilité de 6 pour se stabiliser par la suite. La distribution sur le périmètre est insolite car dans les deux directions les déformations maximums se situent dans les directions parallèles au chargement. De plus, dans la direction *Push* la déformation est plus importante sur la face tendue par rapport à la face comprimée, alors que dans la direction *Pull* les déformations sont identiques.

On peut supposer que le retrait du béton de l'intervalle entre la section initiale et la chemise est la cause de ces phénomènes. Sur les faces parallèles au chargement, l'espace entre la chemise et la section initiale a une surface de ressuage plus petite donc moins propice à la formation de micro-fissures. La forme de l'ellipse peut aussi jouer un rôle dans la distribution périphérique.

Pour les faces perpendiculaires au chargement, on peut supposer que du retrait sur la face Est a atténué la pression latérale causée par la dilatation du béton quand cette face est comprimée.



(a) direction *Push*

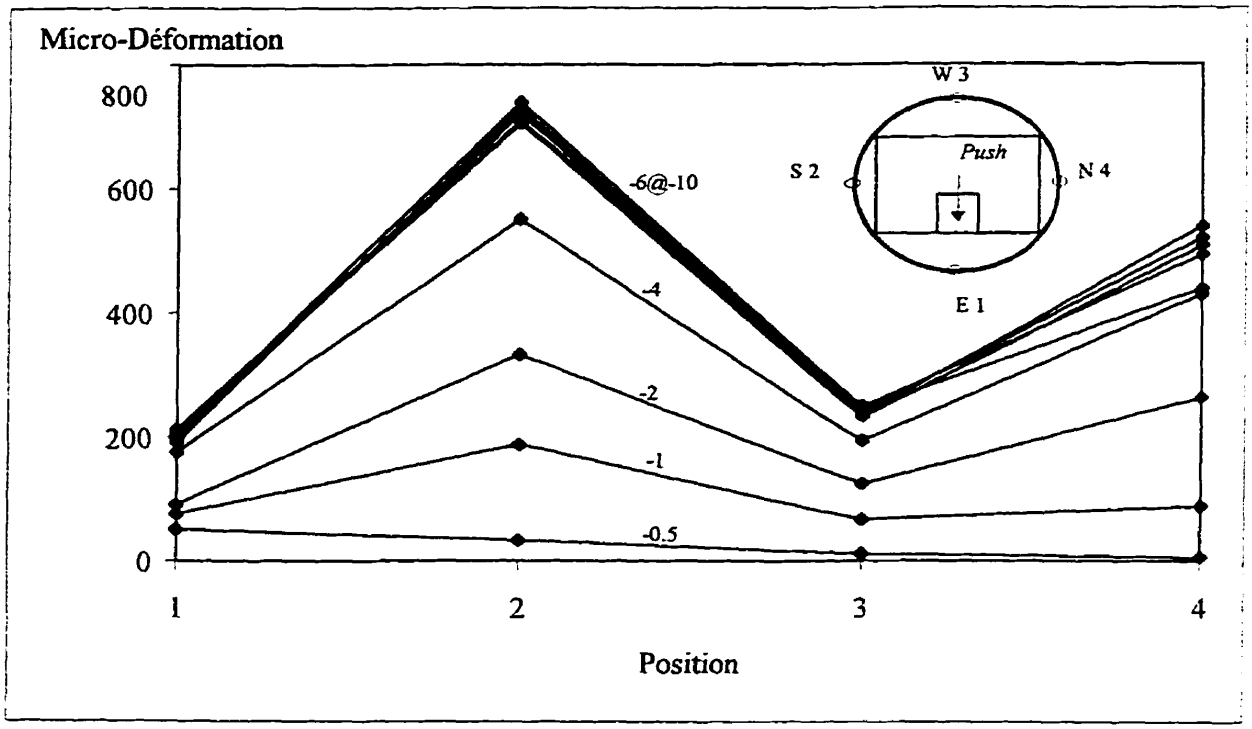


(b) direction *Pull*

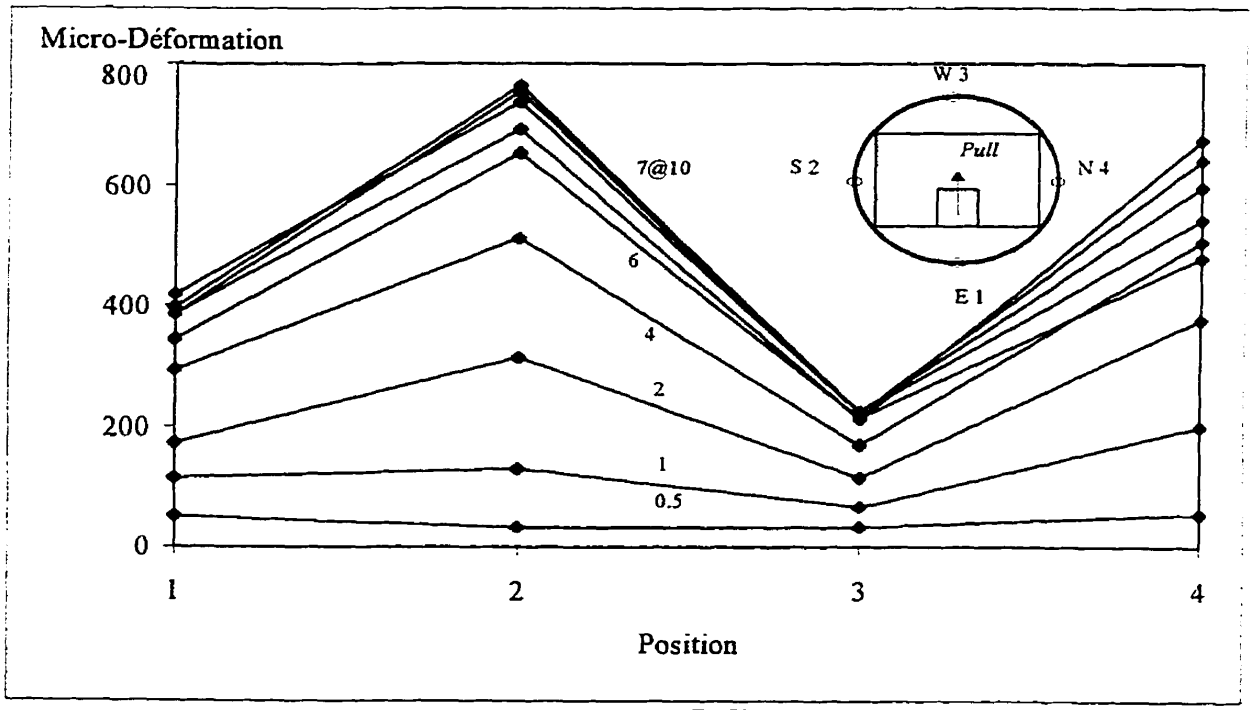
Figure 7.37 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S1

La distribution des déformations radiales sur le périmètre pour le spécimen S3 est illustrée pour les deux directions à la Figure 7.38 (a) et (b). Les courbes dans les deux directions du chargement montrent des caractéristiques similaires à celles décrites pour le spécimen S1. Toutefois, les déformations sur les faces parallèles au chargement sont plus importantes que pour le spécimen S1 alors que l'inverse est observé pour les faces perpendiculaires. La géométrie de la chemise a donc pour effet sur la distribution périphérique d'augmenter les déformations pour des rayons plus important. La prise en compte dans le calcul théorique du diamètre équivalent considère ce mécanisme.

La distribution des déformations radiales sur le périmètre pour le spécimen S4 est illustrée pour les deux directions à la Figure 7.39 (a) et (b). Les courbes dans les deux directions du chargement différent de celles obtenues pour les deux autres spécimens. Les déformations maximales se situent sur les faces perpendiculaires au chargement et sur la face tendue du chargement. Les déformations sont plus importantes de l'ordre de 300 micro-déformation en moyenne et s'illustrent surtout pour les faces tendues. Le coulis de ciment expansif a donc permis de précontraindre légèrement la chemise ou du moins éviter le retrait. La distribution périphérique obtenue pour le spécimen S4 s'approche plus du mécanisme de confinement présenté à la Figure 7.34 que pour les spécimens S1 à S3.

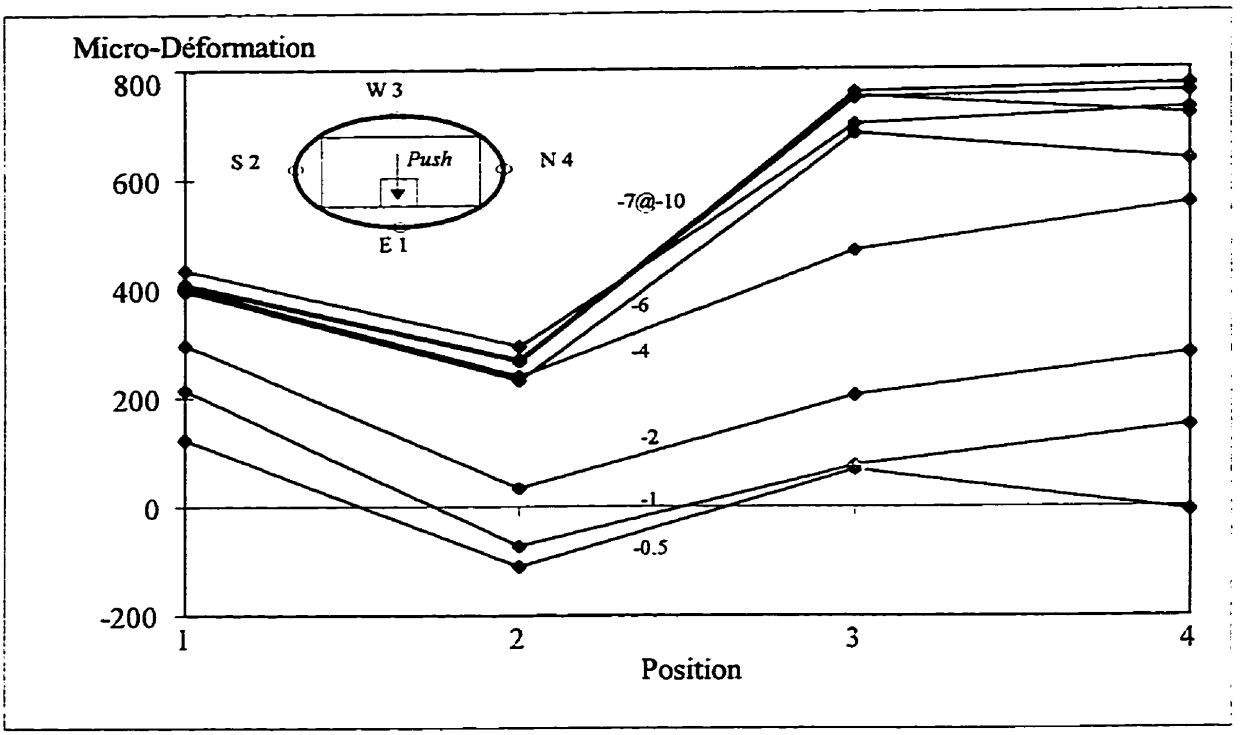


(a) direction *Push*

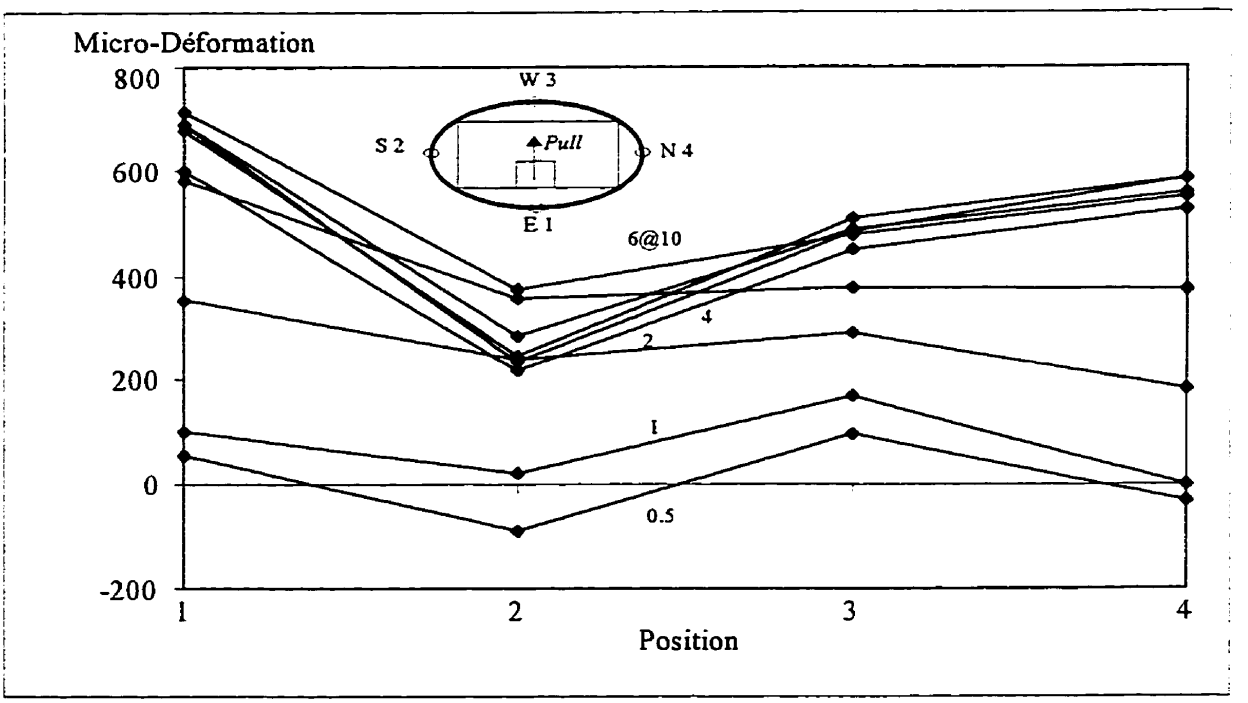


(b) direction *Pull*

Figure 7.38 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S3



(a) direction *Push*



(b) direction *Pull*

Figure 7.39 : Distribution périphérique des déformations horizontales de la chemise pour le spécimen S4

Les variations des déformations des quatre jauges à 85 mm de la base du poteau pour tous les spécimens renforcés sont présentées à la Figure 7.40. Ces courbes illustrent les commentaires détaillés ci-dessus. Les déformations périphériques sont influencées par :

(1) la géométrie de la chemise ;

(2) le mécanisme de confinement induit par la chemise, les déformations radiales sont causées soit par une dilatation du béton en compression ou des efforts de fendages (splitting action) dans la zone de recouvrement.

(3) le retrait du mélange (béton ou coulis) de l'intervalle entre la section initiale et la chemise;

(4) l'adhérence entre la chemise et le béton de remplissage et de celui-ci avec le béton de la section initiale.

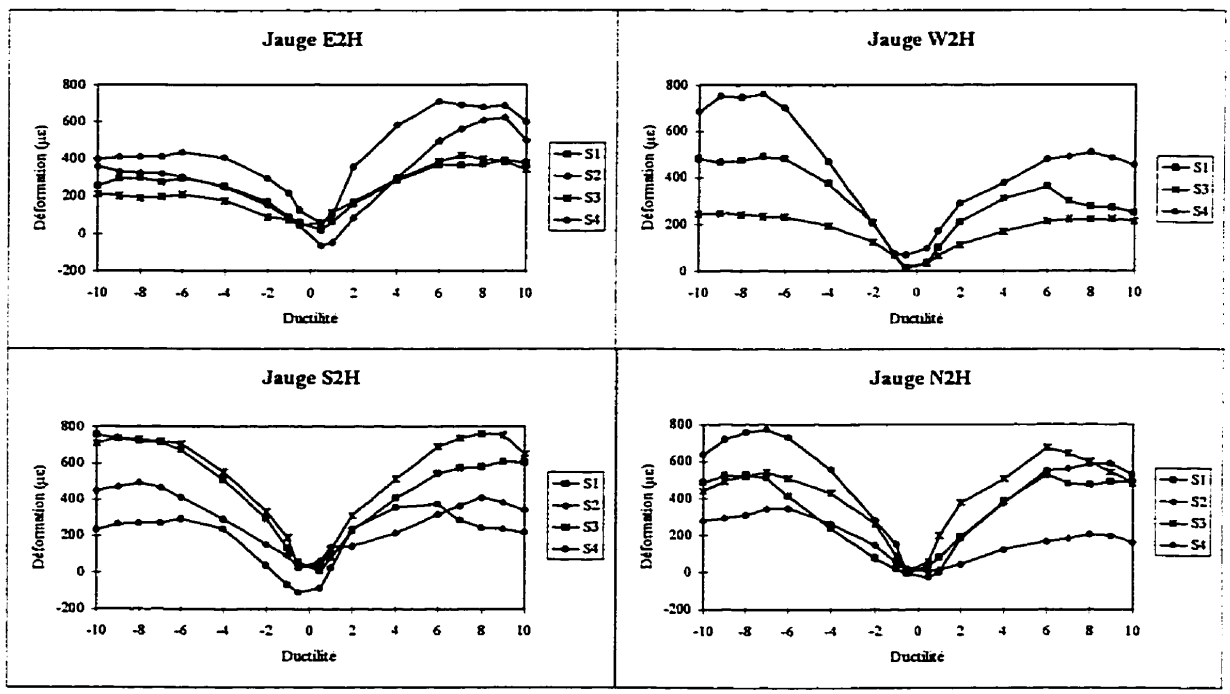


Figure 7.40 : Variation des déformations de la chemise pour les spécimens renforcés

7.5 Critère énergétique

On peut interpréter le problème sismique du point de vue énergétique comme une quantité finie d'énergie filtrée par une structure. Le bon comportement sismique d'une structure dépendra alors de sa capacité à dissiper la quantité d'énergie sismique. La distribution de l'énergie sismique à la fin d'un séisme se répartit en trois catégories comme l'illustre la Figure 7.41.

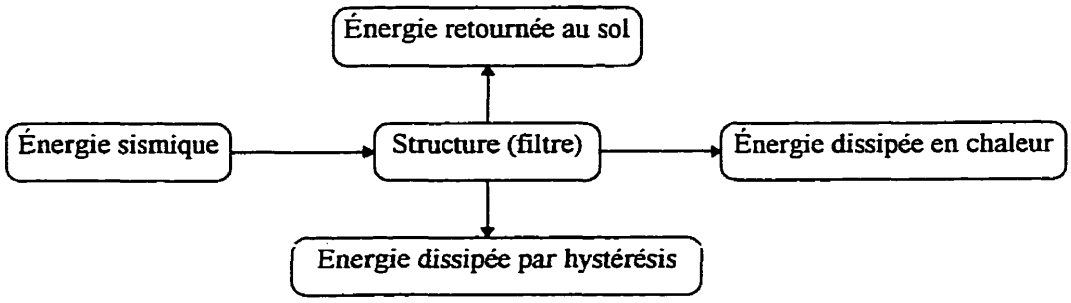


Figure 7.41 : Distribution énergétique lors d'un séisme (adapté de Filiatrault,1996)

L'énergie sismique dissipée par les poteaux de ponts est de l'énergie hystérétique. La dissipation provient des dommages structuraux dus à la fissuration du béton et la formation de la rotule plastique à la base du poteau.

L'énergie hystérétique dissipée des spécimens est comparée avec celle d'un modèle élasto-plastique. Ce modèle élasto-plastique parfait bilinéaire est construit à partir de la relation moment-courbure de la section à la base, calculé avec le logiciel RESPONSE. On simplifie la relation en considérant une force latérale, V_u, de plastification correspondant à la capacité théorique ultime en flexion, comme l'illustre la Figure 7.42.

Le déplacement élastique équivalent est déterminé en fonction de cet effort latéral et des caractéristiques de la première plastification (V_y, Δ_y). On opte, par raison de

simplification, pour un modèle identique pour tous les spécimens. Le modèle élasto-plastique est basé sur l'effort latéral ultime de la section renforcée, V_u de 106 kN, qui tient compte du confinement. Pour ce modèle théorique, la force de plastification est donc V_u=106 kN avec un déplacement élastique équivalent, Δ_{yequ}, de:

$$\Delta_{yequ} = \frac{V_u}{V_y}\Delta_y = \frac{106}{78} \times 4.65 = 6.3\text{mm}$$

Ce déplacement élastique équivalent est sensiblement identique au déplacement de 7mm supposé dans la procédure de chargement pour les essais quasi-statiques.

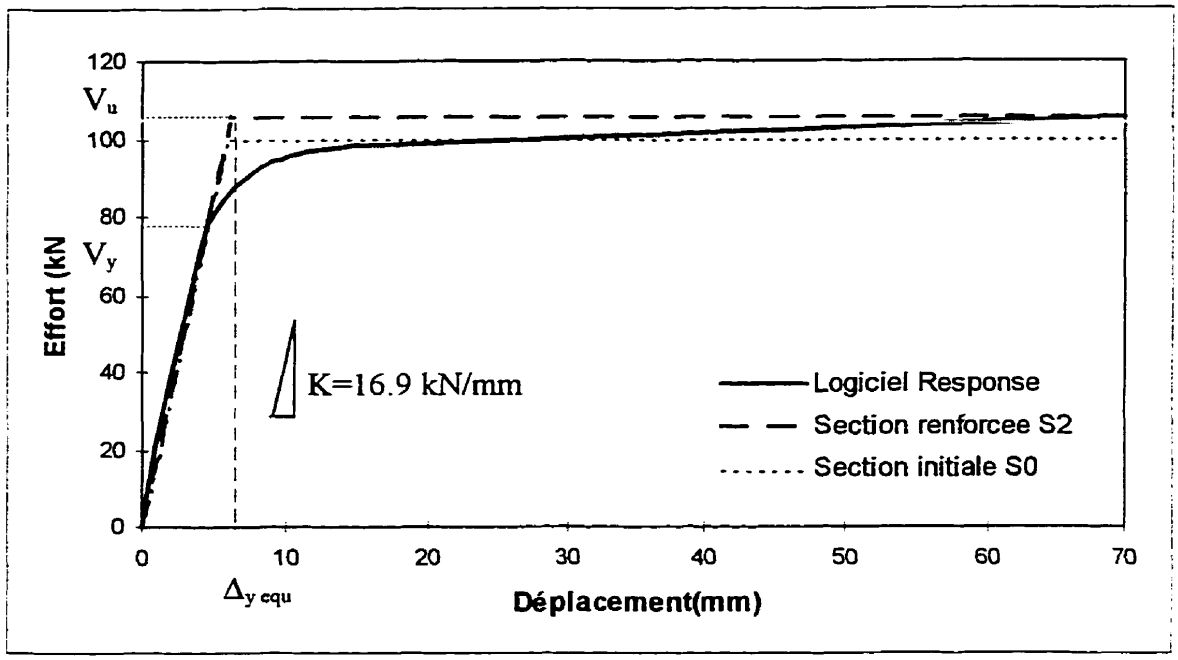


Figure 7.42 : Modèle bi-linéaire élasto-plastique

Le calcul de l'énergie dissipée hystérétique cumulée, illustré à la Figure 7.43(a), se formule de la façon suivante:

$$W = \sum_{i=1}^{n}(\Delta_{i+1} - \Delta_i)(V_{i+1} - V_i) \qquad (7.3)$$

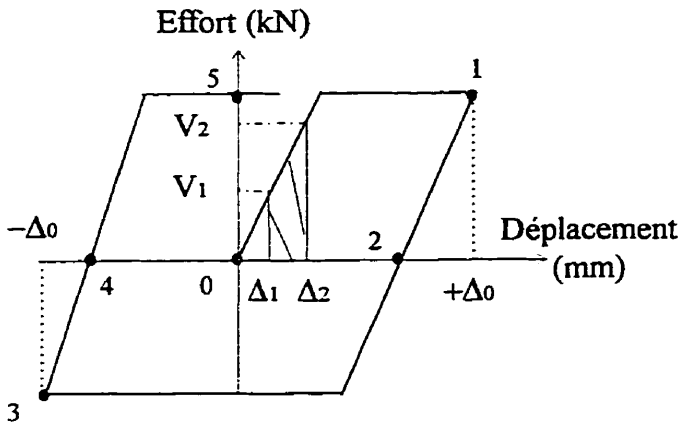
où i est l'incrément sur le déplacement Δ et l'effort à la base correspondant V. L'énergie dissipée correspond à l'aire sous la courbe de la relation effort-déplacement. Le calcul de l'énergie dissipée peut être réalisé pour chaque niveau de ductilité.

La Figure 7.43 (b) montre l'hystérésis de l'énergie dissipée lors d'un cycle. Dans les résultats présentés ci-dessous, le calcul de l'énergie dissipée est réalisé à la fin des deux cycles de chaque ductilité. Les points de 1 à 4 de la Figure 7.43 (b) ne seront alors pas illustrés avec cette méthode de calcul.

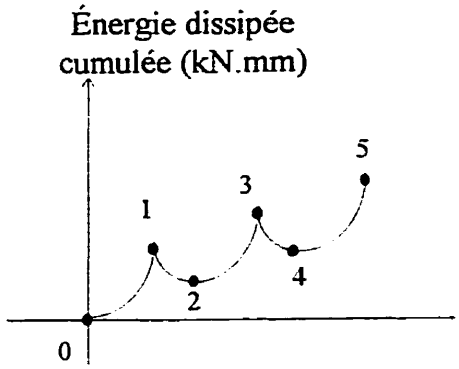
La Figure 7.43 (c) présente la courbe d'hystérésis du modèle élasto-plastique par rapport à celle du spécimen S2. On peut noter que le modèle élasto-plastique choisi, sans perte de résistance et de rigidité, dissipe un surplus d'énergie considérable par rapport au spécimen renforcé S2.

La Figure 7.43(d) représente schématiquement l'hystérésis de l'énergie dissipée cumulée en fonction du déplacement pour trois réponses. Ces courbes sont limitées au spécimen S0, un spécimen renforcé, S2, et le modèle élasto-plastique. Comme on peut le noter sur la Figure 7.43(d), la dissipation de l'énergie diffère selon le modèle concerné. La dissipation de l'énergie est plus importante pour le spécimen renforcé que pour le spécimen de la section initiale. La formation de la rotule plastique dans le jeu pour les spécimens renforcés permet de dissiper un surplus d'énergie hystérétique considérable.

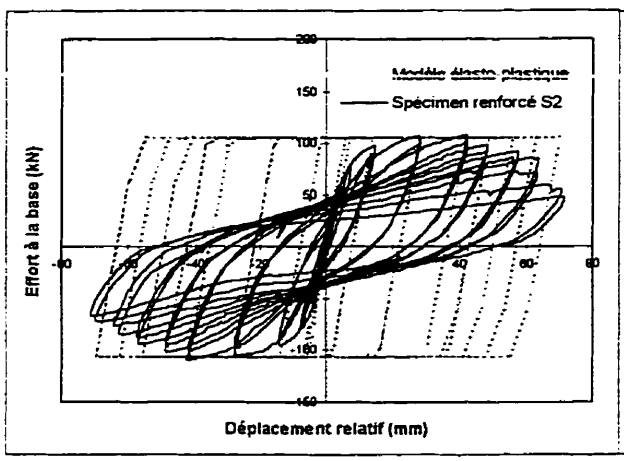
Au lieu de travailler sur l'énergie dissipée cumulée, on calcul l'énergie dissipée pour chaque niveau de ductilité. Ce calcul fournit plus d'informations sur l'évolution de la capacité de la structure à dissiper de l'énergie selon le niveau de déplacement.



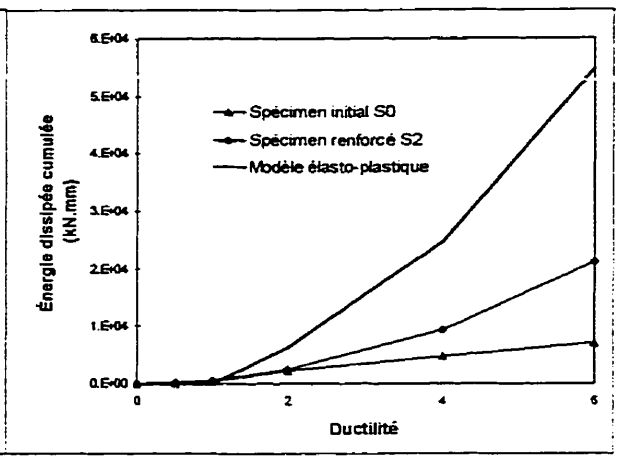
(a) calcul de l'énergie dissipée



(b) énergie dissipée cumulée sur un cycle entre -Δ_o et +Δ_o



(c) courbe hystérétique



(d) énergie dissipée cumulée

Figure 7.43 : Energie dissipée cumulée

La Figure 7.44 montre l'énergie dissipée par cycle pour les cinq spécimens testés. L'énergie correspond à l'énergie cumulée pour chaque niveau de ductilité. Jusqu'à une ductilité de 2, la quantité d'énergie dissipée par cycle est identique pour les 5 spécimens car la rotule plastique n'a pas encore été formée pour les spécimens renforcés.

À partir de ce niveau de ductilité, l'énergie dissipée par cycle du spécimen S0 de la

section initiale se stabilise. L'amorce du glissement des armatures ne permet pas au poteau initial de former de rotule plastique et donc de dissiper de l'énergie hystérétique comme pour les autres spécimens.

Pour les spécimens renforcés, la quantité d'énergie dissipée par cycle suit une croissance linéaire jusqu'à une ductilité de 6. Ce surplus de dissipation énergétique considérable par rapport à la section initiale traduit la formation de la rotule plastique dans le jeu. Au delà de cette ductilité de 6, le comportement des spécimens renforcés diffère mais les courbes sont caractérisées par une certaine stabilité. Les variations des courbes dépendent des ruptures des armatures dans le jeu.
Par exemple, le spécimen S1 subit une perte pour une ductilité de 6 après la rupture de deux armatures sur la face Est.
Pour les spécimens S2 et S3, cette perte intervient pour une ductilité de 9. On note cependant que le spécimen S4 dissipe moins d'énergie que les autres spécimens après une ductilité de 6 traduisant ainsi une efficacité moindre que les autres spécimens.

La Figure 7.45 représente le pourcentage de l'énergie dissipée par cycle par rapport à un modèle élasto-plastique pour les cinq spécimens testés.

Pour le spécimen S0 de la section initiale, l'énergie dissipée se limite à 30 % de celle dissipée par le modèle élasto-plastique. De plus en fin de cycle à une ductilité de 6, la courbe montre une perte de dissipation de l'ordre de 20 % par rapport aux autres cycles. Cette chute traduit une perte de résistance importante et une instabilité des boucles d'hystérésis. Le spécimen S0 dissipe à peine 10% de l'énergie du modèle élasto-plastique.

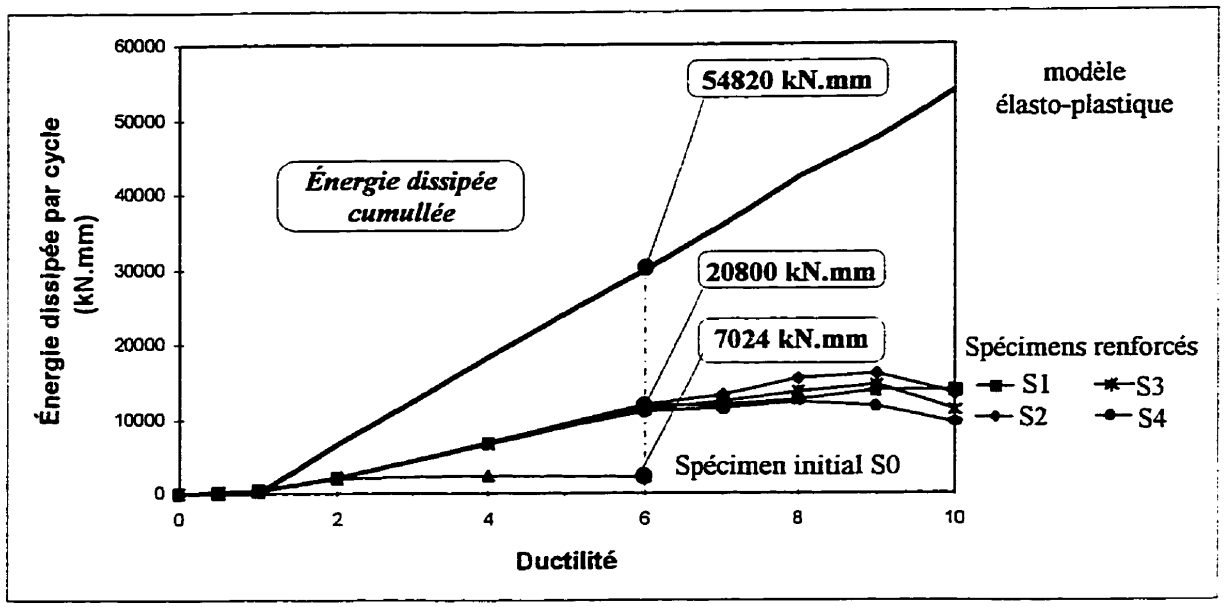


Figure 7.44 : Énergie dissipée par cycle

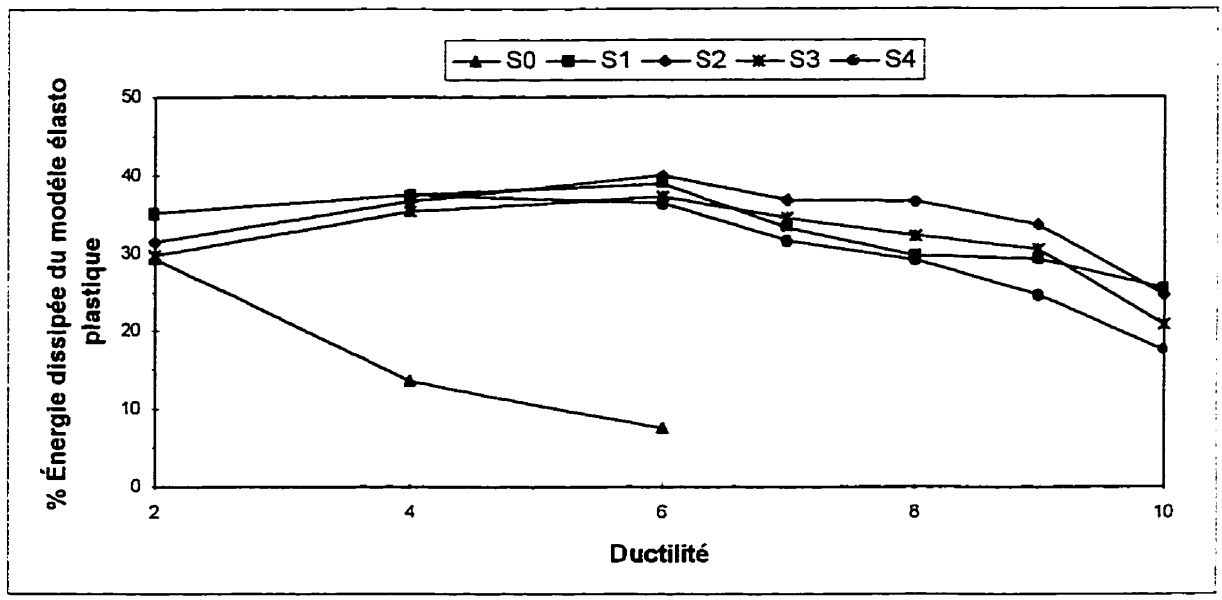


Figure 7.45 : Pourcentage de l'énergie dissipée par rapport à un modèle élasto-plastique parfait

Pour les spécimens renforcés, la dissipation hystérétique est stable par rapport au modèle élasto-plastique entre une ductilité de 2 à 6. Les spécimens renforcés dissipent en moyenne, jusqu'à ce niveau de ductilité, 35% de l'énergie dissipée par le modèle élasto-plastique. La rotule plastique formée à partir d'une ductilité de 2 dissipe de plus en plus d'énergie cycles après cycles.

Les courbes présentent des pertes de dissipation cycles après cycles à partir d'une ductilité de 7. Ces pertes de dissipation sont dues à la rupture des barres et au glissement des armatures. En fin de cycle à une ductilité de 10, les spécimens renforcés dissipent encore 25 % de l'énergie du modèle élasto-plastique.

Ce critère énergétique montre l'efficacité du renforcement par une chemise ovale en acier pour un poteau prédisposé à un glissement ``fragile`` des armatures dans sa zone de recouvrement. Comme on le remarque à la Figure 7.44, le renforcement permet d'obtenir une dissipation énergétique trois fois plus importante avec une perte de résistance limitée.

CHAPITRE 8
COMPARAISON NUMÉRIQUE

Ce chapitre présente la comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions numériques basées sur le calcul en flexion de la section à la base du poteau. L'étude comparative est axée sur la relation moment-courbure à la base du poteau et la relation effort-déplacement au sommet du poteau. L'analyse en flexion est réalisée, d'une part, avec le logiciel RESPONSE pour les spécimens renforcés et, d'autre part, avec un modèle tenant compte du mécanisme de glissement pour le spécimen initial.

8.1 Introduction

Le logiciel RESPONSE, présenté au Chapitre 4, est un outil de calcul permettant de déterminer la relation moment courbure pour une section plane en béton armé. La procédure de calcul de ce logiciel suppose une adhérence parfaite entre le béton et les armatures. Le logiciel ne tient donc pas compte du mécanisme de glissement des armatures. Il en résulte alors que la comparaison avec les résultats expérimentaux est possible uniquement jusqu'au moment où le glissement s'amorce.

Comme il a été mentionné dans les chapitres précédents, tous les spécimens testés ont été caractérisés par une perte de résistance due au glissement des armatures. Cependant, le niveau de déplacement auquel le glissement intervient et le degré de perte de résistance successive diffèrent entre le spécimen de la section initiale et les spécimens renforcés. Cette distinction entre les spécimens provient de la modification du mode de glissement due au confinement fourni par la chemise pour les spécimens renforcés.

Pour les spécimens renforcés, le glissement intervient pour un niveau de ductilité supérieur à 6 dans les deux directions. La comparaison avec le logiciel RESPONSE est donc réalisée sur une plage de ductilité comprise entre -6 et +6.

Pour le spécimen de la section initiale, l'amorce prématurée du glissement à une ductilité de 2 rend la comparaison avec le logiciel RESPONSE inadaptée. L'élaboration d'un modèle tenant compte du mécanisme de glissement, basée sur une loi d'adhérence du béton, est donc nécessaire. Il est basé sur celui proposé par Xiao et Ma (1997).

8.2 Relation moment-courbure

La prédiction numérique de la relation moment-courbure est réalisée à l'aide de deux modèles sur le logiciel RESPONSE. Le premier modèle permet de calculer la relation jusqu'à la courbure correspondant à la résistance en flexion nominale. Le calcul est réalisé avec la section brute en considérant une déformation maximum sur les fibres extrêmes de 0.004.

Le deuxième modèle permet de déterminer la déformation et la courbure ultime en considérant le confinement. Le confinement est fourni pour le spécimen de la section initiale par le ferraillage des armatures transversales. Pour les spécimens renforcés, le confinement est dû principalement à la chemise en acier.

L'effet du confinement sur la déformation ultime du béton est calculé en considérant la relation contrainte déformation du béton confiné de Mander et al. (1988). Comme mentionné dans le chapitre 4, l'approximation en une relation parabolique de la relation contrainte-déformation du béton confiné pour les spécimens permet d'estimer les caractéristiques à l'ultime (résistance, courbure) avec le logiciel RESPONSE.

Selon l'analyse dimensionnelle du Chapitre 5, la similitude pour les déformations entre le prototype et le modèle est unitaire. Le calcul de la capacité théorique en flexion considère alors les déformations ultimes calculées au Chapitre 4 pour l'analyse des spécimens. Pour la section initiale, la déformation ultime est de 0.008. Pour les spécimens renforcés, la chemise fournit un confinement augmentant la déformation ultime à 0.026.

Pour les résultats expérimentaux, la courbure correspond à celle mesurée par la paire de LVDTs à 25 mm de la base du poteau. On assume que cette courbure correspond à la courbure à la base du poteau.

Afin d'obtenir une meilleure comparaison, les résultats expérimentaux de la relation moment courbure sont corrigés par deux modifications. La première correction considère les effets P-Δ pour tous les spécimens. De plus, pour les spécimens renforcés, une seconde modification permet de tenir compte du poids propre des spécimens à cause du montage horizontal des spécimens sur la dalle d'essai.

8.2.1 Spécimens renforcés

La Figure 8.1 montre l'enveloppe de la relation moment-courbure à la base pour les spécimens renforcés et les résultats du logiciel RESPONSE. La plage de déplacement, entre une ductilité comprise entre -6 et +6, a été limitée pour illustrer la comparaison sans le mécanisme du glissement.

Comme on peut le noter à la Figure 8.1, la relation moment-courbure prédite par le logiciel RESPONSE fournit une corrélation correcte avec les résultats expérimentaux. Cette bonne similitude est due au fait que:

(1) l'hypothèse de l'adhérence entre le béton et les armatures sur cette plage de déplacement est valide;

(2) la demande en courbure pour les spécimens renforcés est concentrée dans le jeu qui est bien mesurée expérimentalement par le montage des LVDTs.

La courbure ultime fournie pour le logiciel RESPONSE est plus importante car elle correspond à la déformation ultime du béton confiné pour un niveau de ductilité plus important que 6.

Au delà de ce niveau de ductilité, la comparaison n'est plus possible à cause de la perte de résistance due au mécanisme de glissement. De plus, pour des ductilités plus importantes, la lecture des courbures expérimentales a été erronée à cause du manque de course des LVDTs à la base du poteau.

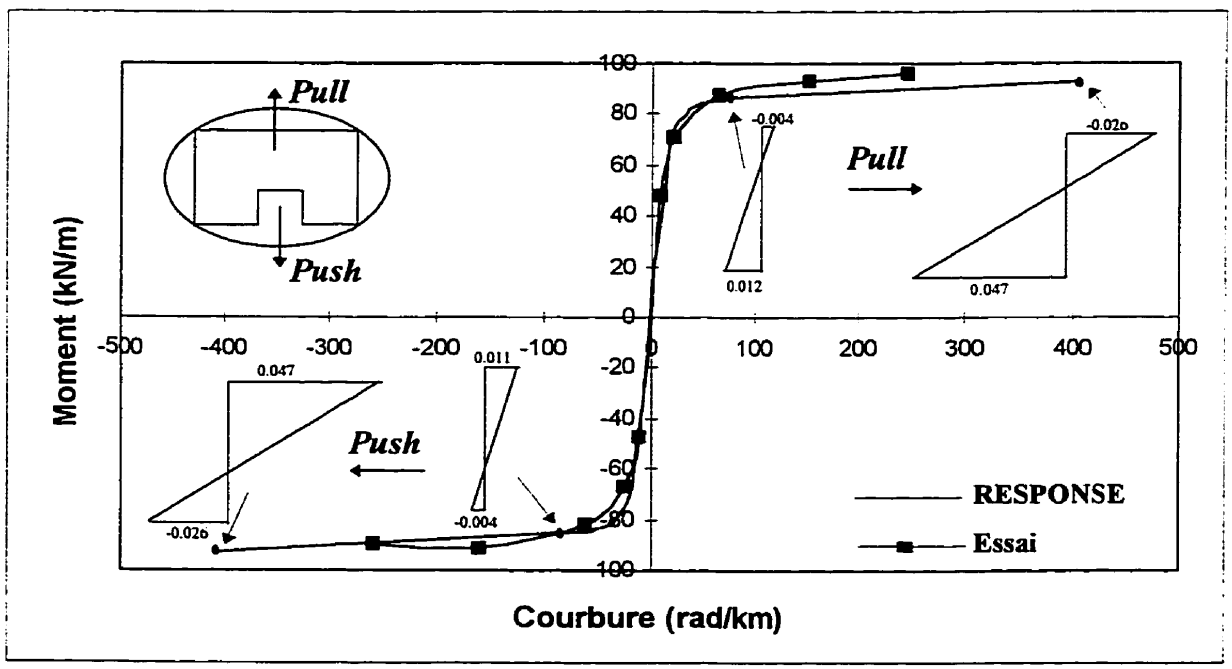


Figure 8.1 : Enveloppe de la relation moment-courbure pour les spécimens renforcés

8.2.2 Spécimen initial

La Figure 8.2 montre la relation pour le spécimen de la section initiale et les résultats numériques du logiciel RESPONSE. On note qu'à partir d'une ductilité de 2, le calcul numérique n'est plus adéquat car le modèle suppose une adhérence continue des barres. Ce modèle ne permet pas alors de capter la perte de résistance due au manque d'adhérence des armatures dans le béton.

La discordance des résultats souligne la nécessité de considérer le mécanisme de glissement des armatures dans le calcul en flexion. Cette modélisation doit être alors basée sur la relation adhérence-glissement du béton gouvernant le comportement de ce poteau ferraillé avec des barres de recouvrement. Cette loi permet de déterminer le niveau de déplacement auquel le glissement intervient et la perte de résistance successive.

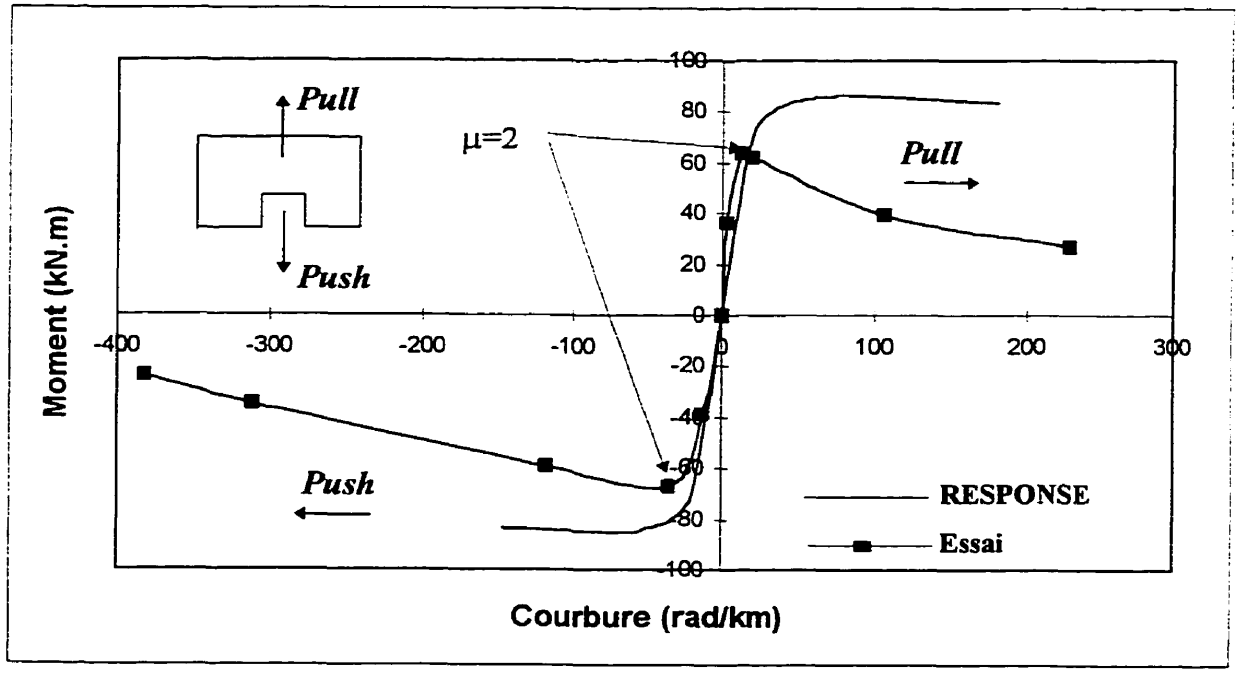


Figure 8.2 : Moment-courbure pour le spécimen de la section initiale

8.3 Relation effort-déplacement

La relation effort-déplacement des résultats expérimentaux est comparée avec celle calculée numériquement. Cette relation numérique est construite à partir de la relation moment-courbure à la base du poteau. Le principe de calcul du déplacement à partir de la courbure est identique à celui présenté au paragraphe 3.2.2.3.

Le déplacement est estimé à partir de la rotation plastique dans la rotule plastique. On utilise un modèle élasto-plastique bilinéaire parfait avec une longueur finie de rotule plastique. Selon la valeur de la courbure, le déplacement équivaut à:

$$\Delta = \frac{\phi \times L^2}{3} \text{ pour une courbure } \phi \leq \phi_y \text{ (courbure élastique)} \qquad (8.1)$$

et

$$\Delta = \frac{\phi_y \times L^2}{3} + L_p \times (\phi - \phi_y)\left(L - 0.5L_p\right) \text{ pour une courbure } \phi \geq \phi_y \qquad (8.2)$$

où L_p est la longueur de rotule plastique et ϕ_y est la courbure élastique équivalente du modèle élasto-plastique bilinéaire. La courbure élastique équivalente, ϕ_y, est alors:

$$\phi_y = \frac{M_u}{M_y}\phi'_y \qquad (8.3)$$

où ϕ'_y et M_y sont la courbure élastique et le moment élastique, respectivement. Ils correspondent aux caractéristiques de la première plastification des armatures soit une déformation dans les armatures des fibres extrêmes de 0.0022. Le moment ultime, M_u, correspond à la capacité théorique en flexion de la section en considérant le degré de confinement sur la déformation du béton. On obtient:

pour la section initiale: $\phi'_y = 22$ rad / km

pour les spécimens renforcés: $\phi'_y = 24.4$ rad / km

La longueur de rotule plastique, L_p, est déterminée en considérant les valeurs suggérées par Priestley et Park (1987), soit pour le spécimen de la section initiale:

$$L_p = 0.08h + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \qquad (8.4)$$

où h est la hauteur du spécimen et d_b le diamètre des armatures. En remplaçant les valeurs numériques dans l'équation (8.4), on obtient $L_p = 189\text{mm}$ pour la section initiale. Pour les spécimens renforcés, la relation devient:

$$L_p = g + 0.044d_b f_y \qquad (8.5)$$

où g est le jeu à la base. On obtient $L_p = 204\text{mm}$ pour le spécimen renforcé S1 avec g = 15 mm et $L_p = 229\text{mm}$ pour les spécimens S2, S3 et S4 avec g=40 mm.

8.3.1 Spécimens renforcés

La Figure 8.3 représente la relation effort-déplacement au sommet du poteau pour le spécimen S1. La Figure 8.4 représente l'enveloppe de la même relation pour les spécimens S2, S3 et S4.

Le calcul numérique de la relation effort-déplacement au sommet du poteau fournit une simulation satisfaisante jusqu'à l'amorce du glissement. Le principe de calcul du déplacement à partir de la courbure et de la formulation d'une rotation plastique est adapté pour simuler la performance effort-déplacement des spécimens renforcés. Par contre, à partir d'une ductilité de 6, le calcul est inapte pour capter la perte de résistance due à la perte de l'adhérence entre le béton et les armatures.

Toutefois, il ne semble pas nécessaire de modéliser ce mécanisme de glissement car il intervient pour un niveau de ductilité plus important que la plage de déplacement d'intérêt.

8.3.2 Spécimen initial

Comme on a noté à la Figure 8.2, la relation moment-courbure à la base du poteau, calculée avec le logiciel RESPONSE, considère une adhérence parfaite des armatures. Cette hypothèse de calcul n'est pas adéquate pour obtenir la relation effort-déplacement au sommet du poteau à partir de l'étude en flexion de la section à la base du poteau pour la section initiale. La Figure 8.10 présente la relation effort-déplacement avec cette hypothèse. Comme on peut s'y attendre, la courbe ne reflète pas la perte de résistance due au glissement.

Il en résulte alors que le calcul du déplacement doit se baser sur une analyse en flexion avec la prise en compte de la loi d'adhérence du béton. De plus, lors du glissement le déplacement au sommet comprend deux composantes. Le déplacement est dû d'une part à la flexion reprise par le poteau, mais aussi au glissement des armatures. La difficulté majeure est de déterminer le rapport de ces deux composantes.

La modélisation du comportement de la section initiale doit donc être réalisée sur un modèle différent des spécimens renforcés aussi bien sur le calcul en flexion que sur la relation entre la courbure et le déplacement.

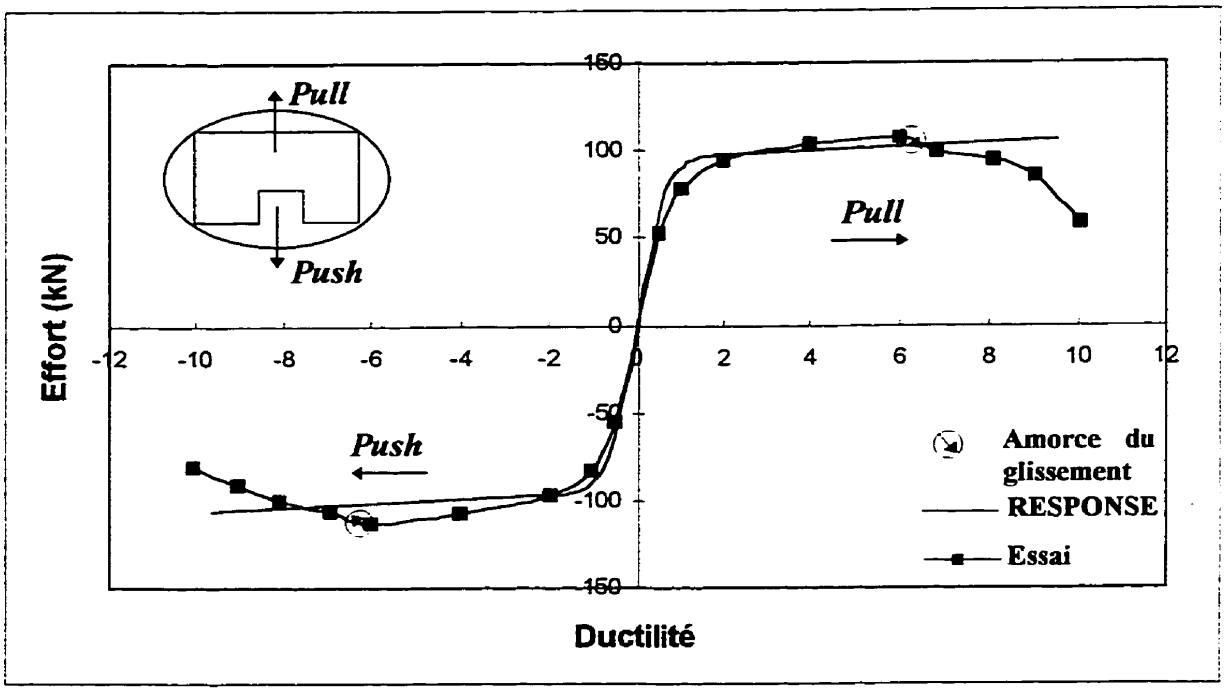


Figure 8.3 : Effort-déplacement pour le spécimen S1

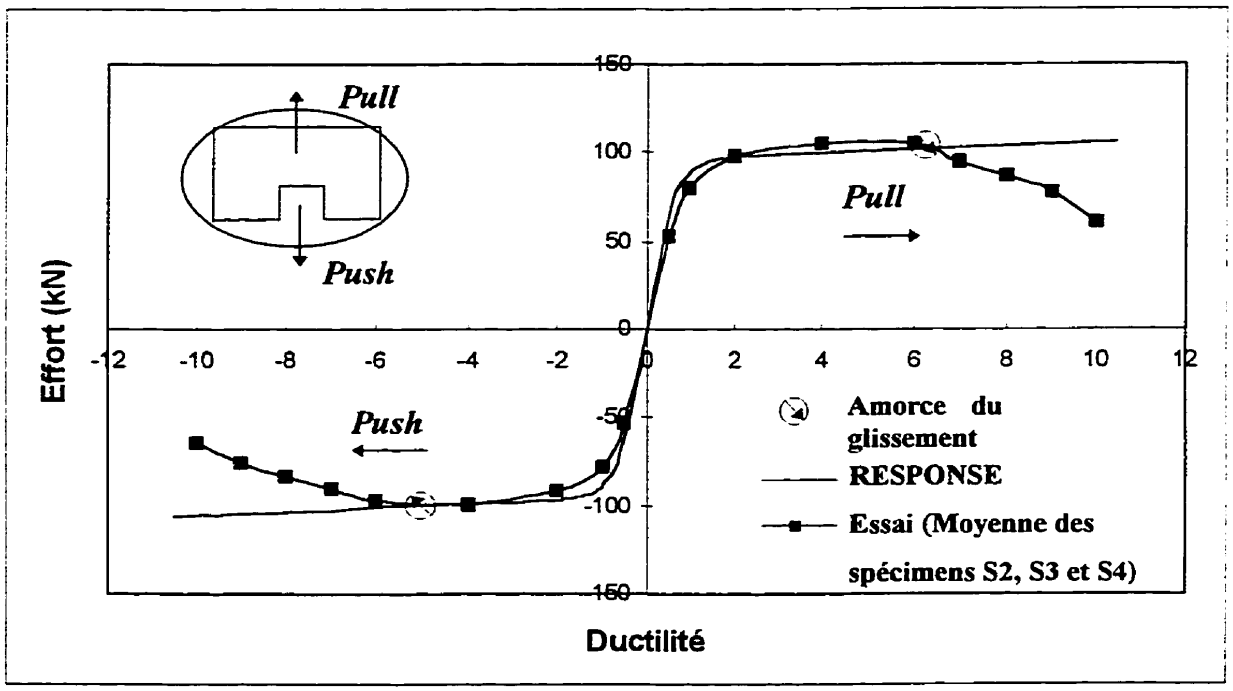


Figure 8.4 : Enveloppe de la relation effort-déplacement pour S2, S3 et S4

8.4 Modélisation du glissement

Xiao et Ma (1997) ont développé un modèle analytique permettant de calculer la courbe effort-déplacement d'un poteau en béton armé en tenant compte du glissement. La difficulté dans l'analyse est de déterminer adéquatement la loi d'adhérence-glissement qui gouverne le comportement d'un poteau ferraillé avec des armatures de recouvrement et de relier le déplacement à la courbure.

L'analyse numérique sur la modélisation du glissement, réalisée dans ce mémoire, utilise la même procédure analytique que celle présentée par Xiao et Ma (1997). Seules deux modifications ont été apportées sur la formulation des paramètres nécessaires pour l'élaboration de la loi d'adhérence du béton et sur la formulation de la longueur de la rotule plastique équivalente.

L'analyse avec glissement n'est effectuée que pour la section initiale. Pour la section renforcée, le logiciel RESPONSE fournit des résultats satisfaisants sur la plage de déplacement intéressée. De surcroît, l'élaboration de la loi adhérence-glissement pour le spécimen renforcé, avec la prise en compte du confinement, est complexe à réaliser. Le modèle de Popovic (1973), utilisé par Xiao et Ma (1997) dans l'élaboration de cette loi, ne permet pas de modéliser adéquatement le mode de glissement intervenant pour les spécimens renforcés.

8.4.1 Modèle de Xiao et Ma (1997)

Le modèle considère simultanément la déformation due à la flexion et au glissement des armatures. L'analyse est essentiellement basée sur la relation moment-courbure en

prenant compte le glissement des armatures de recouvrement par la formulation d'une relation d'adhérence du béton avec les armatures.

Modèle analytique

Une rotule plastique est supposée à la base du poteau alors que la partie supérieure du poteau est considérée comme une poutre élastique. À l'intérieur de la rotule, la courbure est supposée constante sur une longueur plastique. Pour la poutre élastique, la distribution de la courbure est linéaire. À l'intérieur de la longueur de recouvrement, des ressorts permettent de modéliser des liens d'adhérence entre les armatures. Ces ressorts modélisent le transfert d'efforts entre les armatures continues et les armatures de recouvrement.

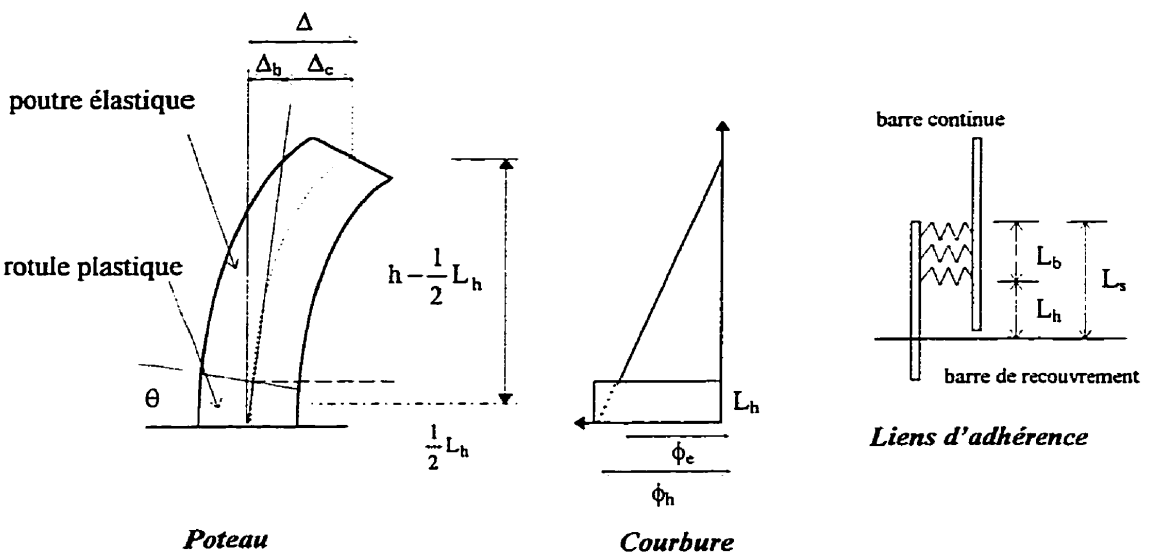


Figure 8.5 : Modèle analytique

<u>Longueur de rotule plastique</u>

Dans l'approche de Xiao et Ma (1997), la longueur de rotule plastique est identique à celle proposée par Priestley et Park (1987) mais ils considèrent un effort variable dans les armatures au lieu de la limite élastique. La longueur de rotule plastique est alors:

pour la section initiale $L_h = 0.08h + 0.022d_b f_s$ (8.6)

pour la section renforcée $L_h = g + 0.044d_b f_s$ (8.7)

où f_s est l'effort dans les armatures tendues à la fibre extrême de la section.

Béton confiné

La relation contrainte-déformation du béton confiné est déterminée avec la relation de Mander et al. (1988) en tenant compte du niveau de confinement.

Liens d'adhérence

Il est assumé que dans la zone de recouvrement, les efforts dans les barres de recouvrement sont transférés aux armatures continues par une série de ressorts, simulant les transferts d'efforts. La longueur de la zone du transfert d'efforts, L_b, dépend de l'effort repris par les armatures continues, soit:

$$L_b = L_s - 0.022d_b f_s \quad (8.8)$$

où L_s est la longueur de la zone de recouvrement. Le diamètre des armatures correspond à d_b et f_s équivaut à l'effort repris par les armatures continues. Cette longueur est différente selon l'armature considérée. Toutefois par simplification, la longueur L_b est calculée en considérant l'effort dans les armatures les plus tendues de la section. Les contraintes d'adhérence sont distribuées à travers la longueur de recouvrement avec un pic maximum dans cette zone et zéro contrainte aux extrémités des barres. Cependant dans cette approche, la contrainte est considérée constante pour plus de simplicité.

Le second terme utilisé dans la formulation de L_b est défini pour minimiser l'influence de la distribution non linéaire des contraintes d'adhérence à l'intérieur de la zone de recouvrement. Le comportement des liens d'adhérence est gouverné par la relation contrainte d'adhérence-glissement du béton.

La détermination de cette loi constitutive est l'étape critique de cette approche. La relation contrainte d'adhérence-glissement du béton (τ_b-S_b) dépend du niveau de confinement et des propriétés des armatures entre autres. Xiao et Ma (1997) ont formulé cette relation en utilisant les équations proposées par Popovic (1973). La formulation de cette relation est identique à celle utilisée pour le béton confiné par Mander et al.(1988).

$$\tau_b = \frac{\tau'_{bc}\, r(S_b/S_{bc})}{r-1+(S_b/S_{bc})^r} \qquad (8.9)$$

où τ'_{bc} correspond à la résistance d'adhérence maximum correspondant au pic. S_{bc} est le glissement correspondant à τ'_{bc}. Le paramètre r définit l'allure de la courbe. Il dépend du niveau de confinement.

La contrainte d'adhérence maximum, τ'_{bc}, est exprimée comme:

$$\tau'_{bc} = \tau'_{bo} + 1.4 f_l \qquad (8.10)$$

où τ'_{bo} est la résistance d'adhérence pour les armatures dans le béton. La valeur adoptée est celle recommandé par le ACI408 Committee Report (1992).

$$\tau'_{bo} = 20\frac{\sqrt{f'_c}}{d_b} \leq 5.5\text{MPa} \qquad (8.11)$$

Le deuxième terme dans l'équation de la contrainte d'adhérence maximum exprime le gain de résistance d'adhérence dû au confinement. La pression latérale de confinement effective équivaut à f_l et le coefficient 1.4 correspond au coefficient de friction de cisaillement recommandé par le ACI318-89 (Building1989).

Les paramètres S_{bc} et r sont déterminés en utilisant des équations empiriques basées sur des résultats expérimentaux d'arrachement. Ces essais d'arrachement sur des armatures avec différentes conditions de confinement, conduits par Giuriani et al. (1991), ont abouti à formuler ces paramètres comme:

$$S_{bc} = S_{bo}(1+\alpha\frac{f_l}{f'_c}) \tag{8.12}$$

avec S_{bo}=0.25mm, α = 75 et

$$r = r_o - k_r\frac{f_l}{f'_c} \tag{8.13}$$

où r_o=2 et k_r=13. La valeur de r doit être au moins supérieure à 1.

Procédure analytique

La procédure analytique implique une itération sur la profondeur de l'axe neutre et le glissement de chaque barre dans la section critique pour un niveau de déplacement donné comme l'illustre la Figure 8.7. Le déplacement dans le béton et la déformation équivalente dans les armatures sont utilisés comme critères pour déterminer le glissement ou non des armatures. La prise en compte de la relation contrainte d'adhérence-glissement permet de déterminer l'effort réel repris en flexion par chaque armature. La condition d'équilibre de l'effort interne de la force axiale et de la charge axiale appliquée est utilisée pour gouverner le calcul de la position de l'axe neutre.

8.4.2 Modèle proposé pour l'étude de la section initiale

Le modèle utilisé pour l'étude de la section initiale est similaire à celui de Xiao et Ma (1997) mais trois modifications ont été effectuées. Deux de ces modifications tiennent compte des caractéristiques du spécimen étudié en modifiant les paramètres (τ_{bo}, S_{bo}) de la loi adhérence-glissement du béton. De plus une autre modification est réalisée sur la longueur de la rotule plastique.

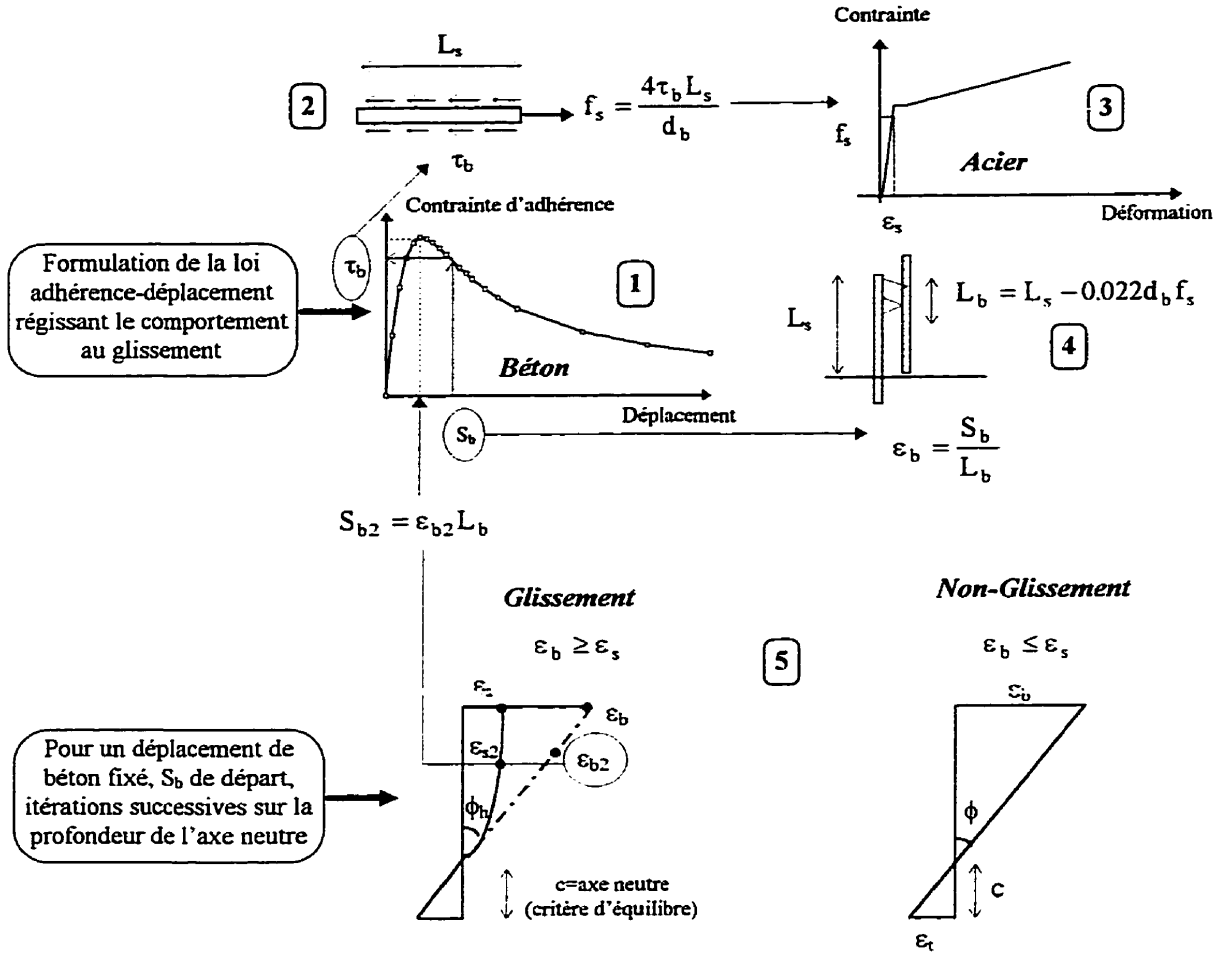


Figure 8.6 : Procédure de calcul en flexion

Contrainte d'adhérence, τ_{bo}

Dans la formulation du ACI408 Committee Report (1992), équation (8.11), la détermination de la contrainte d'adhérence est donnée pour une armature dont la longueur d'ancrage, ou longueur de recouvrement dans notre cas, est suffisante pour développer la limite élastique de l'acier d'armature. De plus l'équation tient compte implicitement de la longueur de développement dans la constante, sinon cette équation est adimensionnelle.

On ne peut donc appliquer directement cette équation sans tenir compte du facteur d'échelle sur la contrainte d'adhérence pour l'étude du spécimen. De surcroît, dans notre cas, selon l'étude du Chapitre 4 on peut assumer que le glissement est amorcé pour un effort dans la barre inférieure à la limite élastique. Il est alors plus rigoureux de formuler la contrainte d'adhérence, τ_{bo}, en fonction de l'effort maximum que peut reprendre la barre.

La contrainte d'adhérence doit équilibrer l'effort repris par la barre, soit pour une barre de longueur Δ_x.

$$\tau = \frac{d_b \Delta_{fs}}{4\Delta_x} \tag{8.14}$$

où d_b est le diamètre nominal de la barre et Δ_{fs} la variation de la contrainte sur la longueur Δ_x. Sur la longueur de recouvrement, l_s, l'effort maximum qui est transféré au armatures de recouvrement correspond à l'effort de glissement, f_g, développé au Chapitre 3 et formulé par l'équation:

$$f_g = \frac{4 f_t p l_s}{\pi d_b^2} \tag{8.15}$$

où f_t est la résistance en traction du béton et p le périmètre de fissures, présenté aux équations (3.21) et (3.22), traduisant la propagation des fissures primaires à la face de la section de béton. La contrainte d'adhérence maximum devient alors:

$$\tau = \frac{f_t p}{\pi d_b} \tag{8.16}$$

En considérant pour le périmètre, p, les bornes supérieures des équations (3.21) et (3.22) et une résistance en traction du béton de $0.33\sqrt{f'_c}$, on obtient:

$$\tau'_{bo} = 0.297\sqrt{f'_c}\,\frac{(c+d_b)}{d_b} \leq 20\frac{\sqrt{f_c'}}{d_b} \tag{8.17}$$

Le tableau 8.1 résume les valeurs obtenues selon le ACI408 Committee Report (1992) et l'approche proposée pour le modèle et le prototype. On remarque que la contrainte

d'adhérence est similaire selon les deux approches avec des valeurs légèrement plus importantes pour l'approche proposée. Cette similitude entre les deux approches est due au fait que le rapport effort maximum dans la barre sur la longueur de distribution de la contrainte est identique. De plus, l'approche proposée fournit une valeur plus importante car on a considéré la borne supérieure dans la formulation du périmètre de fissures.

Tableau 8.1 : Comparaison de la contrainte d'adhérence

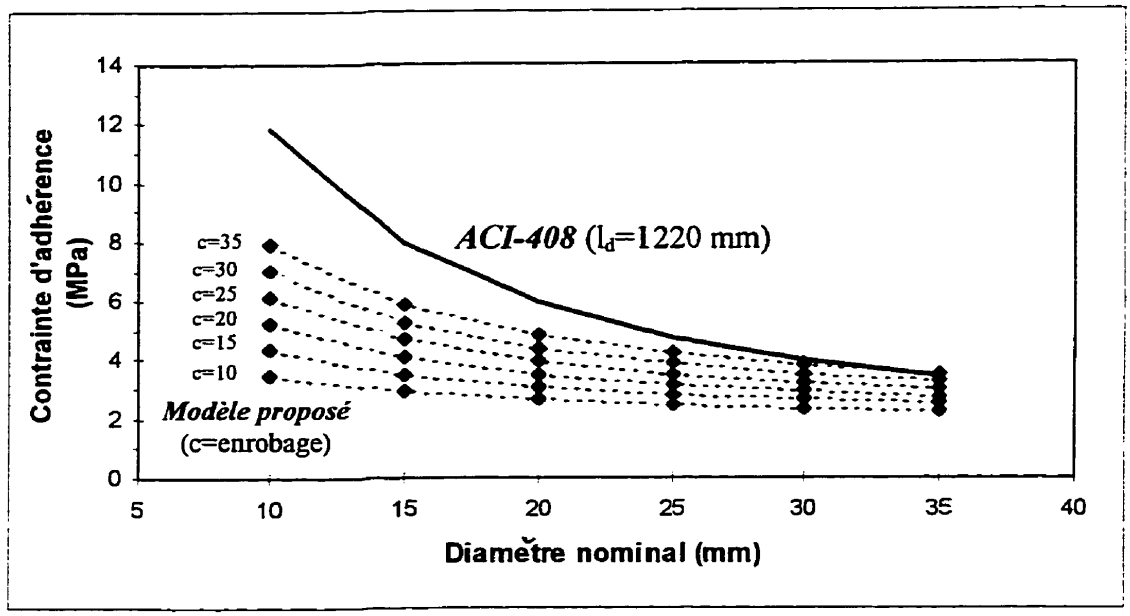
Approche	ACI-408		Modèle proposé	
	Prototype	Modèle	Prototype	Modèle
Longueur: l (mm)	1220	327	914	250
Effort: maximum: f (MPa)	451	451	337	337
Contrainte d'adhérence : τ'_{bo}	3.3	3.3*	3.47	3.53
Rapport f/l	0.369	1.379	0.369	1.348

* on applique le facteur d'échelle, S_l, de 3.65 sur l'équation 8.11.

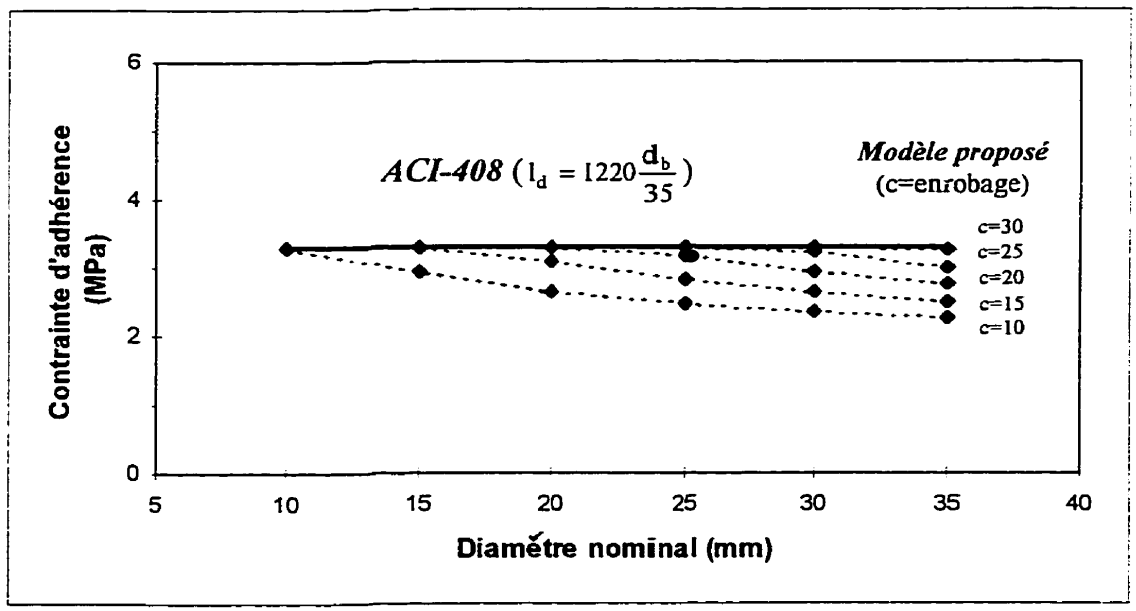
La Figure 8.7 représente la contrainte d'adhérence en fonction du diamètre selon les deux approches. Pour l'approche proposée, plusieurs valeurs d'enrobage, c, sont considérées. La Figure 8.7 (a) illustre la contrainte d'adhérence en fonction du diamètre pour une longueur de développement de 1220 mm. Cette longueur d'ancrage correspond à la longueur recommandée par le ACI-408 Committee Report (1992) pour atteindre la plastification des aciers de 35 mm de diamètre. On note que pour de petits diamètres d'armatures où la longueur d'ancrage est largement suffisante pour développer la plastification des armatures, la méthode proposée donne une contrainte maximum plus faible. En effet, cette contrainte d'adhérence est limitée par la propagation des fissures primaires sur l'épaisseur de l'enrobage.

La Figure 8.7 (b) illustre la contrainte d'adhérence en fonction du diamètre pour une longueur de développement satisfaisant les conditions du ACI 408 Committee Report (1992) pour chaque diamètre. On note que plus le diamètre est important, plus la

méthode proposée donne une contrainte d'adhérence faible. Toutefois, en considérant l'ordre de grandeur de l'enrobage classique de 35 à 50 mm, les deux approches fournissent une contrainte d'adhérence, τ_{bo}, identique.



(a) pour une longueur d'ancrage fixée



(b) pour une longueur d'ancrage satisfaisant le ACI-408

Figure 8.7 : Contrainte d'adhérence selon les deux approches

Déplacement critique, S_{bo}

Le déplacement critique dans le béton, correspondant à l'adhérence maximum, est estimé en fonction de la déformation maximum repris par les barres. On considère que la déformation dans le béton est distribuée sur la longueur de la zone de transfert, L_b, formulée dans l'équation (8.8). Comme pour la détermination de la contrainte d'adhérence maximum, on considère que l'effort maximum repris par les barres correspond à l'effort amorçant le glissement. Le déplacement équivaut alors à:

$$S_{bo} = \frac{f_g}{E_s}(L_s - 0.022 d_b f_s) \qquad (8.18)$$

où f_g correspond à l'effort amorçant le glissement déterminé par l'équation (8.5). E_s est le module de Young de l'acier. La longueur de recouvrement équivaut à L_s et le diamètre des barres à d_b.

Pour le spécimen initial, on obtient alors pour les paramètres de la loi d'adhérence du béton une contrainte d'adhérence maximum, τ'_{bc}, de 4 MPa, un déplacement équivalent, S_{bc}, de 0.53 mm et pour le paramètre r une valeur de 1.865. La Figure 8.9 représente l'allure de la loi d'adhérence du béton obtenue pour la section initiale.

La loi d'adhérence pour les spécimens renforcés est illustrée aussi à la Figure 8.9. On note que la pression latérale de confinement conditionne l'allure de la courbe et le niveau de déplacement du béton auquel intervient la perte de résistance. Toutefois la loi développée par les équations de Popovic ne permet pas d'obtenir un palier plastique d'adhérence traduisant la propagation de la contrainte d'adhérence maximum sur toute la longueur d'ancrage.

Ce palier plastique d'adhérence est fonction de la longueur de recouvrement. Quand la contrainte d'adhérence maximum est atteinte, la longueur nécessaire pour équilibrer le surplus d'effort repris par les armatures commence à augmenter. Tant que la longueur

nécessaire est inférieure à la longueur de recouvrement, le déplacement dans le béton augmente sans modification du niveau de la contrainte d'adhérence (palier plastique). Par contre dès que cette longueur est supérieure à la longueur de recouvrement, le glissement est amorcé. Ce mécanisme entraîne alors la perte de résistance progressive. Ce phénomène explique le commentaire du Chapitre 3 sur l'efficacité du renforcement selon la longueur de recouvrement. Pour un même niveau de confinement, plus la longueur de recouvrement est faible plus le glissement sera prématuré. Par contre, la perte de résistance est contrôlée par l'effort latéral de confinement.

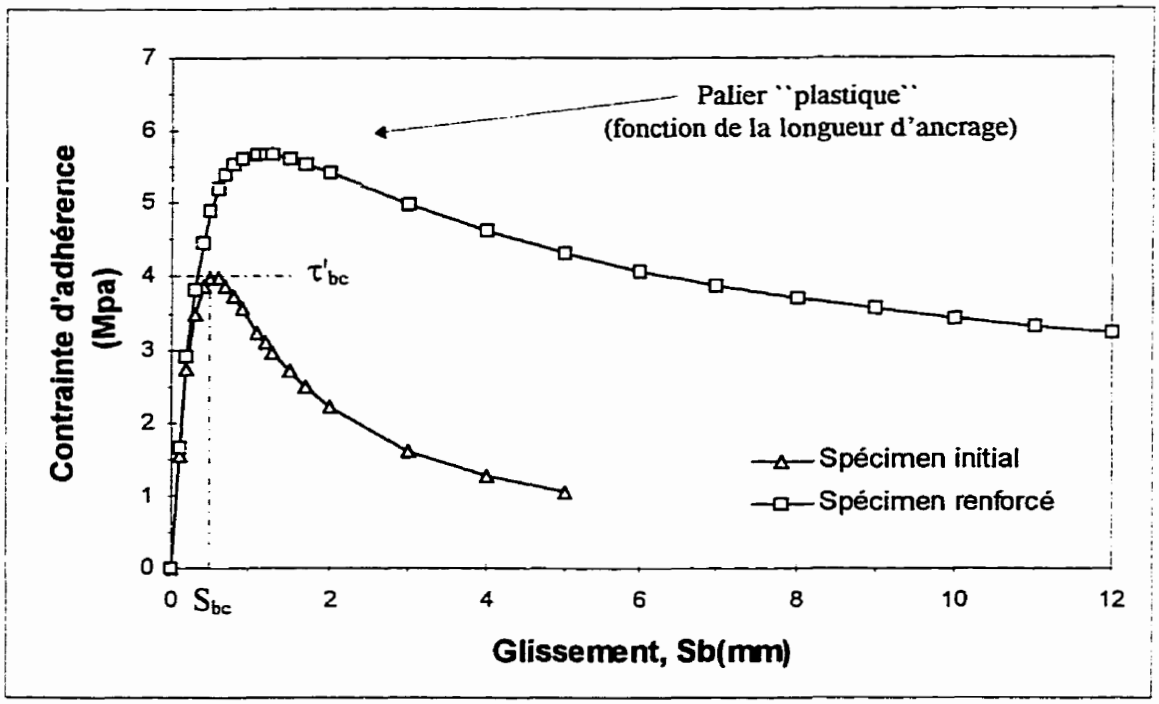


Figure 8.8 : Contrainte d'adhérence-glissement selon le modèle de Popovic (1973)

Longueur de rotule plastique, L_h

Xiao et Ma (1997) ont formulé avec l'équation (8.6) une longueur de rotule plastique équivalente, L_h, qui est fonction de l'effort dans la barre, f_s. Selon cette formulation, la longueur de la rotule plastique décroît avec la diminution de l'effort repris par les barres.

Cette approche semble contradictoire avec l'observation du cheminement des fissures dès que le mécanisme de glissement est amorcé. En effet, il est assumé que le glissement s'accentue avec une diminution de l'effort repris par les armatures. L'évolution de ce mécanisme se traduit par la propagation de fissures verticales. Plus ce mécanisme est prononcé, plus les fissures se propagent. Ces fissures augmentent la zone du poteau susceptible au glissement. La hauteur de cette zone est donc prédisposée à une rotation. Il semble alors plus réaliste que la longueur sur laquelle s'effectue la rotation soit inversement proportionnelle à l'effort repris par les armatures dès que le glissement est amorcé. Par contre, la formulation de Xiao et Ma (1997) sur cette longueur de rotule plastique est logique pour un comportement sans glissement.

Pour tenir compte de ce phénomène, l'équation (8.6) est donc reformulée dès que la perte d'adhérence est prononcée. Au lieu de prendre l'effort repris par les armatures, on considère un effort Δf_s correspondant à la différence entre l'effort maximum repris par les armatures avant le glissement et l'effort, f_s, repris par les armatures. L'équation (8.6) devient alors:

$$L_h = 0.08h + 0.022 d_b \Delta f_s \qquad (8.19)$$

où $\Delta f_s = f_{max} - f_s$ avec f_{max} correspondant à l'effort maximum repris par les armatures. Cet effort est obtenu à partir du calcul en flexion avec la contrainte d'adhérence maximum, τ'_{bc}.

Résultats analytiques

Les analyses ont été conduites dans les deux directions pour simuler la réponse effort horizontal-déplacement du spécimen de la section initiale.

En premier lieu, la relation moment-courbure à la base du poteau est déterminée selon la procédure de calcul en flexion présentée à la Figure 8.6. La loi d'adhérence du béton

correspond à celle développée à la Figure 8.8. Pour chaque déplacement dans la fibre extrême du béton en traction, on détermine l'effort repris en flexion dans chaque barre.

La Figure 8.9 représente la comparaison de la relation moment-courbure à la base du poteau pour les résultats numériques et les résultats expérimentaux. La simulation de la relation est très satisfaisante, le modèle numérique traduit bien la perte de résistance due à l'amorce du glissement. L'allure de la courbe est très similaire à celle obtenue par l'essai dans la direction Pull du chargement. Par contre, dans la direction Push du chargement, le comportement du modèle numérique diffère des résultats expérimentaux. La non symétrie des résultats expérimentaux laisse envisager à un problème de montage des LVDTs. Ce commentaire est confirmé par les résultats satisfaisants obtenus pour simuler la réponse effort horizontal-déplacement du spécimen, présentée à la Figure 8.10.

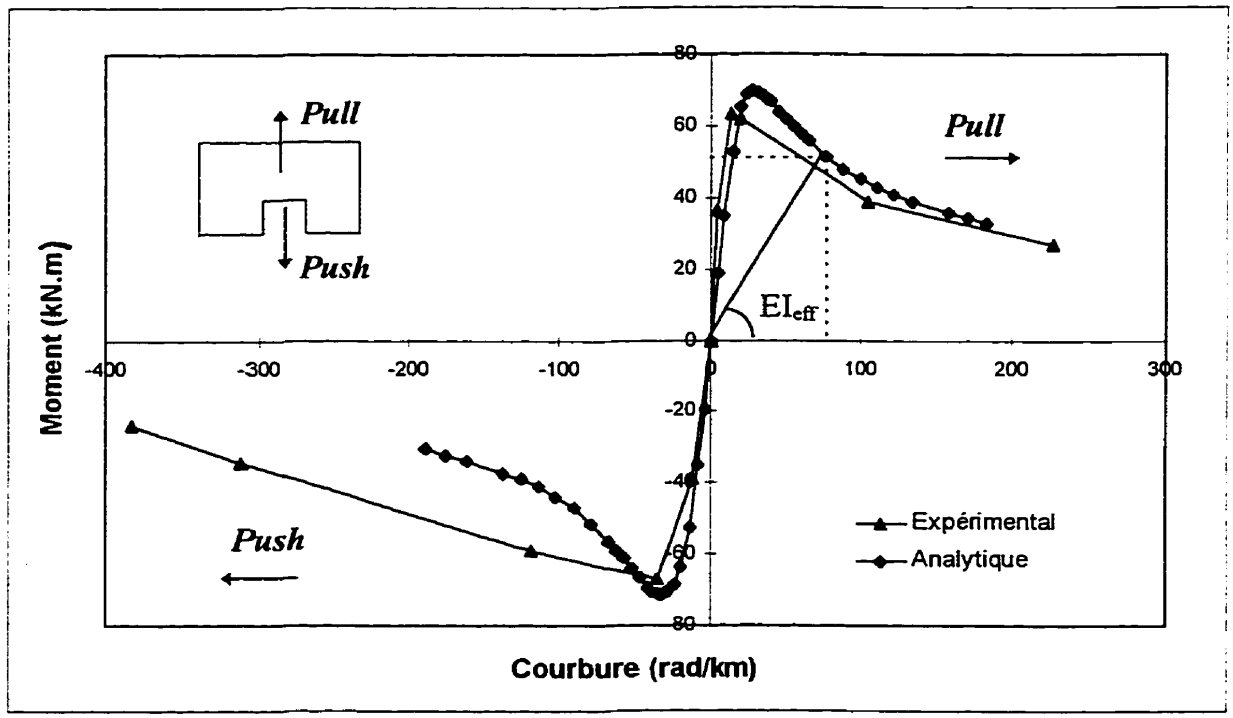


Figure 8.9 : Moment-courbure pour la section initiale

La Figure 8.10 montre la comparaison pour la réponse effort-déplacement au sommet du poteau. Le déplacement est estimé analytiquement à partir de la courbure selon deux approches.

La première méthode utilise le modèle théorique développé par Xiao et Ma (1997), illustré à la Figure 8.5, mais avec la longueur de rotule plastique, L_h, formulée par l'équation (8.19).

La deuxième méthode utilise le concept de rigidité effective. Pour chaque point décrivant la relation moment-courbure (Figure 8.9), on vient calculer une rigidité effective, EI_{eff}, avec l'équation (8.20). Cette rigidité permet alors de calculer le déplacement équivalent selon l'équation (8.21).

$$EI_{eff} = \frac{M}{\dot{\phi}} \tag{8.20}$$

et

$$\Delta_{equ} = \frac{VH^3}{3EI_{eff}} \tag{8.21}$$

où V est l'effort tranchant à la base et H la hauteur du poteau.

Les résultats de l'analyse numérique basée sur le modèle modifié de Xiao et Ma (1997) concordent bien avec les résultats expérimentaux. Ce modèle traduit la perte de résistance due au mécanisme de glissement des armatures longitudinales dans la zone de recouvrement. Le niveau de charge auquel intervient le glissement et la perte de résistance sont bien reproduits par le modèle numérique.

Le modèle développé par Xiao et Ma (1997) montre son efficacité dans la simulation de la réponse effort-déplacement d'un poteau soumis à du glissement. La procédure analytique semble être appropriée pour cette étude. Toutefois, certains paramètres de calcul restent ambigus ou du moins à perfectionner. La faiblesse et l'avantage de cette

approche réside principalement dans l'élaboration de la loi d'adhérence du béton avec les armatures. D'une part, cette loi est simple à élaborer mais en contre partie la forme de la courbe du modèle de Popovic (1973) ne semble pas être adaptée pour tous les modes de glissement et plus particulièrement pour un mécanisme de glissement pour une section confinée. De plus d'autres études seraient nécessaires pour raffiner l'analyse en calibrant la longueur de la zone du mécanisme de transfert d'effort et la longueur de rotule plastique.

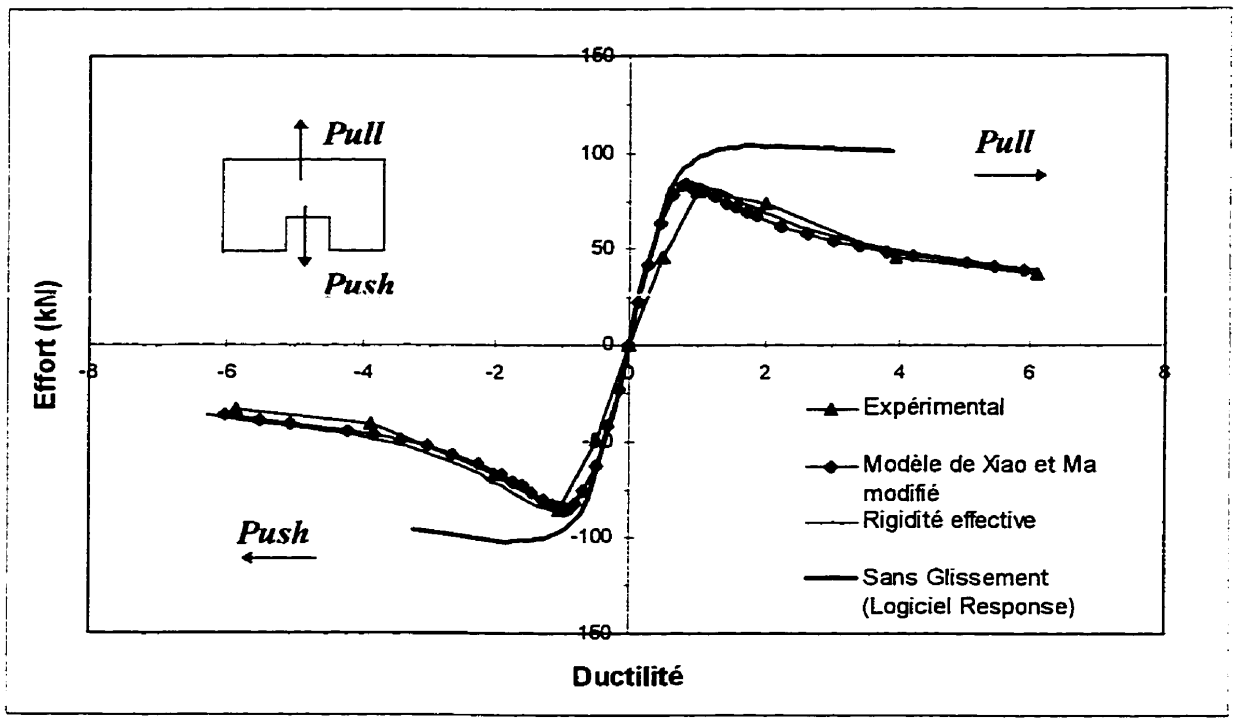


Figure 8.10 : Effort-déplacement du spécimen initial

Pour illustrer le mécanisme de glissement des armatures, la distribution du glissement sur une section et la distribution des déformations du béton et des armatures longitudinales dans la rotule plastique sont présentées aux Figures 8.11 et 8.12, respectivement. Les distributions du glissement et des déformations correspondent au calcul en flexion pour une ductilité de 2 en déplacement du sommet du poteau.

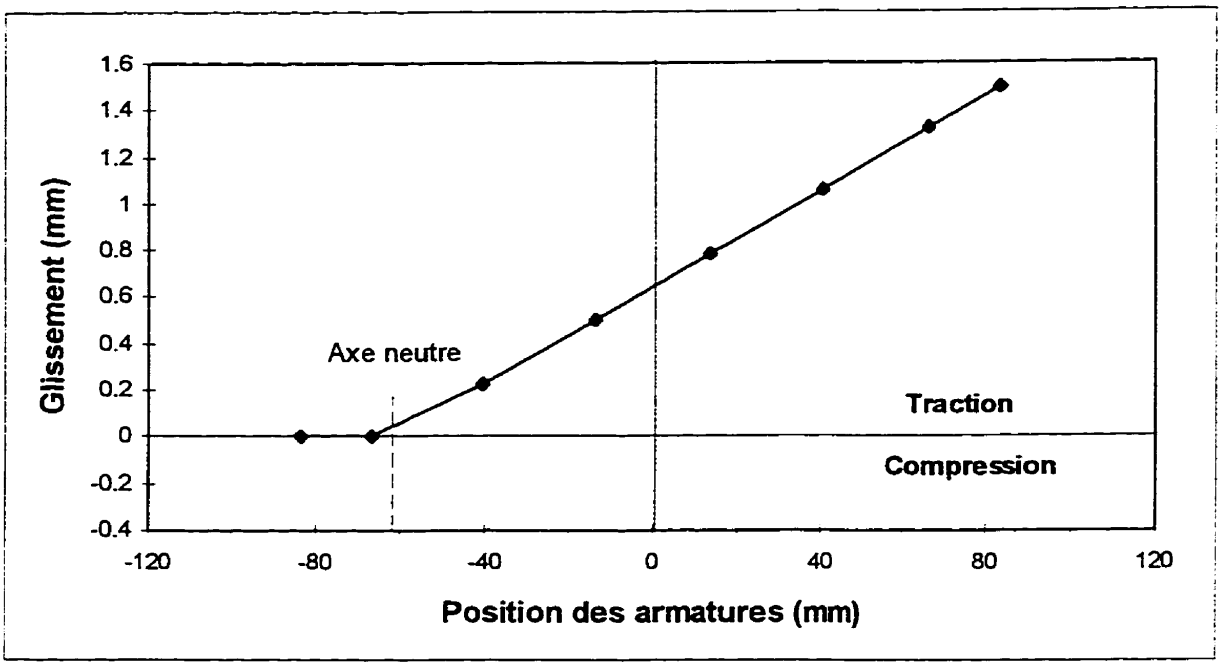


Figure 8.11 : Glissement des armatures pour le spécimen de la section initiale

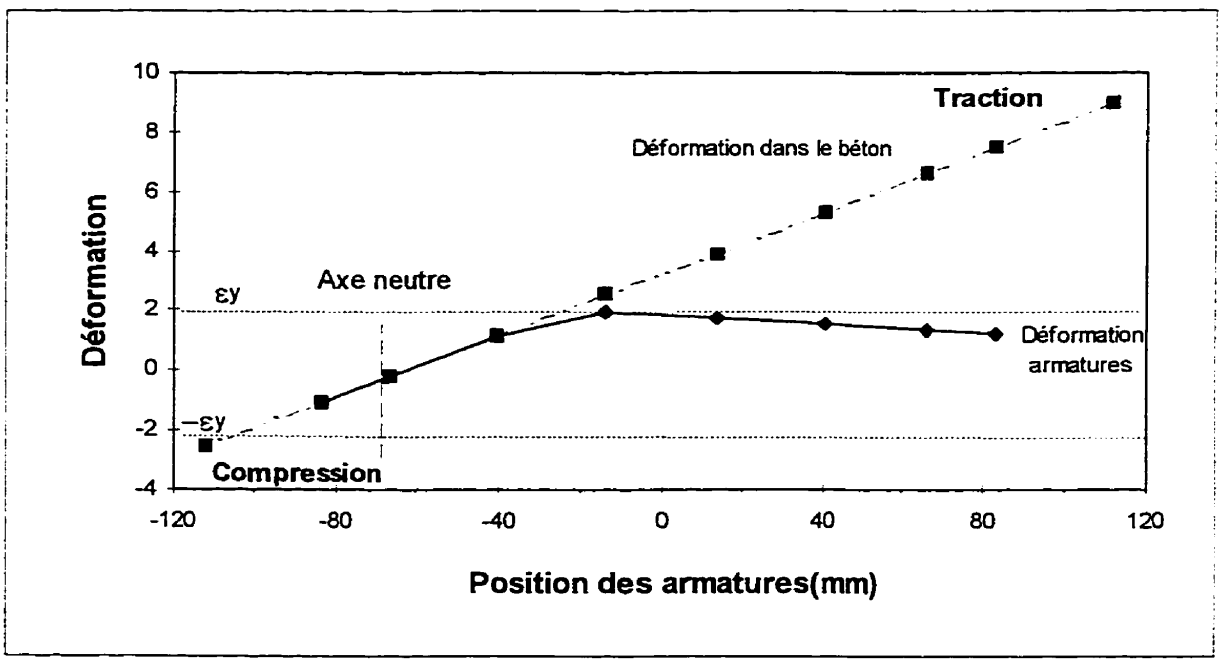


Figure 8.12 : Distribution des déformations dans les armatures avec la prise en compte du glissement

CHAPITRE 9
CONCLUSIONS

9.1 Sommaire

Un programme expérimental a été réalisé au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal sur l'évaluation et le renforcement d'un prototype de pile d'un pont existant de la région de Montréal. La pile étudiée comportait des détails d'armatures transversales similaires aux poteaux endommagés lors des séismes récents.

Le prototype consistait en une pile de section rectangulaire avec un ferraillage d'armatures de recouvrement à la base. La présence d'une poutre de transfert au sommet et d'une semelle à la base a conduit à considérer le poteau comme bi-encastrée. L'hypothèse d'un point d'inflexion lors des déplacements opposés des appuis a permis de modéliser le poteau que sur sa mi-hauteur.

Le volet expérimental a concerné cinq spécimens dont un représentant la section initiale et quatre autres des spécimens renforcés. Les spécimens représentaient la partie inférieure de la pile avec une rotule plastique potentiel dans la zone de recouvrement. Dans un premier temps, cette étude expérimentale a permis d'évaluer la capacité en déplacement et le mode de rupture prédominant du poteau. Par la suite, les paramètres de conception pour le renforcement ont fourni des informations sur l'efficacité du renforcement et son comportement jusqu'à un niveau de 10 en ductilité soit un déplacement inter étage de 8 %. L'instrumentation des armatures et de la chemise a permis d'appréhender les processus de répartition d'effort et la distribution verticale des courbures lors de la formation de la rotule plastique et les mécanismes de confinement. De plus, les résultats

obtenus ont permis de tester et valider les principes élaborés par Caltrans dans ses procédures d'évaluation et de renforcement.

L'évaluation expérimentale des spécimens a été réalisée par des essais quasi statiques cycliques normalisés. Ces essais simulent des sollicitations latérales (déplacements, efforts) à l'aide de vérins hydrauliques. La capacité du laboratoire a conduit à réaliser des modèles à échelle réduite pour la conception de ces spécimens. L'analyse dimensionnelle a permis alors, à travers l'étude des phénomènes physiques mis en cause, d'établir des lois de similitude entre le prototype et le modèle. La prise en compte de ces facteurs d'échelle légitime l'interprétation des résultats expérimentaux mesurés pour le modèle et justifie l'application des conclusions pour le prototype.

Cependant, la difficulté de modéliser tous les paramètres (état de surface, matrice du béton) influençant les mécanismes de glissement et le transfert d'effort entre les armatures laisse prévoir une non similitude parfaite. La non prise en compte de ces mécanismes et phénomènes (concentration de contrainte) pour ce modèle en béton armé laisse envisager que les résultats expérimentaux ne peuvent être appliqués intégralement pour le prototype. Toutefois, l'essai sur le modèle de la section initiale a montré que le mode de rupture observé durant l'essai quasi-statique n'a pas été altéré par rapport à celui déterminé dans l'évaluation théorique sur le prototype.

Le comportement de la section initiale est caractérisé par une amorce prématurée du glissement dans la zone de recouvrement. Ce mécanisme limite la formation de la rotule plastique à la base à une faible ductilité. La propagation et la dilatation de ces fissures verticales entraînent une perte de résistance et de rigidité pour une ductilité de l'ordre de 2. La courbe d'hystérésis obtenue (effort/déplacement) montre des boucles définies par un pincement significatif et une faible dissipation d'énergie. Toutefois, il est intéressant de noter que ce mécanisme de glissement peut être bénéfique vis à vis d'une rupture fragile

(perte de résistance) mais a comme désavantage de prédisposer la pile à des problèmes majeurs pour des grands déplacements (perte de rigidité), comme les effets P-Δ.

L'étude du renforcement a conduit à considérer des chemises ovales en acier. La géométrie, elliptique ou circulaire, est plus efficace par rapport à une section rectangulaire à cause du changement continue de la courbure de la chemise. Ce renforcement fournit un effort de serrage permettant de contenir les fissures primaires causant la perte de résistance. Le comportement global des spécimens renforcés a montré l'efficacité de ce renforcement qui permet au poteau de développer une rotation plastique importante à la base du poteau. Les courbes d'hystérésis globales ont montré que les boucles étaient stables jusqu'à la rupture des armatures longitudinales au niveau du jeu. Ce jeu entre la base du poteau et la chemise est nécessaire pour éviter toute migration de la demande en courbure dans la semelle et la possibilité de fissuration. La perte de résistance, beaucoup moins prononcée que pour le spécimen initial, est amorcée à partir d'une ductilité de 6, soit un déplacement inter étage de 4.8 %. L'augmentation considérable de la dissipation d'énergie hystérétique pour les spécimens renforcés par rapport au spécimen de la section initiale traduit la bonne formation de la rotule plastique à la base du poteau.

Le choix des paramètres lors de la conception de la chemise ont permis d'étudier la dimension du jeu à la base, la géométrie de la chemise et l'utilisation d'un confinement actif versus un confinement passif sur le comportement des spécimens renforcés.

La dimension du jeu à la base permet d'éviter, outre la non augmentation significative de la rigidité, une concentration de contrainte nuisible à l'intégrité de la rotule plastique pour de faible niveau de ductilité. L'étude de ce phénomène par la formulation d'un indice de contrainte a indiqué que la non similitude parfaite entre le modèle et le prototype laisse envisager que le prototype est moins prédisposé à ce problème.

Les essais ont indiqué aussi que la géométrie circulaire de la chemise était aussi efficace qu'une chemise elliptique pour le renforcement d'une section rectangulaire.

Pour le dernier spécimen, la comparaison d'un confinement actif par rapport à un confinement passif, par le biais de l'utilisation d'un coulis de ciment expansif pour l'interface entre la chemise et la section initiale, n'a pas été concluante. Sur la base de nos essais, les résultats obtenus ne semblent pas justifier cette solution qui est plus coûteuse et plus complexe dans la réalisation du coulis et du montage. Cependant l'étude des différentes phases du mécanisme de glissement armatures/béton et du transfert d'effort indique que d'autres études seraient nécessaires pour explorer d'avantage les bénéfices d'un confinement actif pour le renforcement de poteaux avec des barres de recouvrement. En effet, il semble que l'utilisation de ce degré de confinement est appropriée uniquement vis à vis de ce mode de rupture. L'étendue des applications des matériaux composites semble être un champ d'intérêt ouvrant la voie à de nouvelles recherches et développements.

Le mode de glissement du spécimen de la section initiale diffère de celui des spécimens renforcés. Le renforcement, par son mécanisme de confinement, a modifié le mode de rupture par dilatation de fissures primaires en la formation de fissures internes longitudinales. Ces fissures en surface des armatures traduisent la perte d'adhérence entre le béton et les armatures. La perte de résistance intervient pour des ductilités plus importantes avec une pente beaucoup moins prononcée qu'avec la section initiale. Cependant, l'évolution du mode de glissement montre aussi que le renforcement a permis aux armatures de reprendre un gain d'effort et donc souligne l'efficacité du renforcement.

La formation de la rotule plastique sur une longueur finie joue un rôle dans la redistribution des efforts. Un modèle schématique avec un ressort rotationel distribué sur une longueur plastique a montré que la formation de la rotule plastique avec

l'augmentation de la longueur plastique a comme effet de décharger le reste du poteau. La longueur de rotule plastique mesurée expérimentalement est très près des valeurs suggérées pour l'évaluation théorique de la capacité en ductilité.

La distribution verticale de la courbure est caractérisée par une concentration de la demande en courbure dans le jeu pour les spécimens renforcés. Pour la section initiale, la distribution non uniforme et sa répartition sur la hauteur du recouvrement traduisent le glissement des armatures dans cette zone et la perte de résistance en conséquence.

Le mécanisme de confinement de la chemise est du à la dilatation du béton et des efforts de fendage au niveau des armatures. Ces efforts de contraintes radiales (splitting action) indiquent la modification de la relation d'adhérence-glissement du béton des spécimens renforcés par rapport à celle du spécimen initial. Ces déformations radiales traduisent le niveau de confinement passif et la distribution périphériques des pressions de confinement induites. Toutefois, la pression latérale effective est limitée par l'amorce de perte d'adhérence à partir d'une ductilité de 6. La chemise n'atteint pas alors le niveau de déformation supposé lors de la conception.

La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats numériques du logiciel RESPONSE (calcul en flexion de sections planes en béton armé) sur les relations moment-coubure à la base et effort-déplacement au sommet du poteau a permis de soulever la difficulté de la simulation du glissement. En deçà de l'amorce du glissement, le logiciel arrive bien à reproduire le comportement des spécimens renforcés.

Par contre pour le spécimen de la section initiale, l'amorce prématurée du mécanisme de glissement pour de faible ductilité ne permet pas de simuler le comportement avec le logiciel qui assume une adhérence parfaite entre le béton et les armatures. Le développement d'un modèle, adapté sur celui de Xiao et Ma (1997), considérant le

mécanisme de glissement des armatures basé sur la relation contrainte d'adhérence-glissement du béton a permis de reproduire correctement l'allure de la relation effort latéral-déplacement au sommet.

Pour les spécimens renforcés, l'allure de la courbe d'adhérence du béton basée sur les relations de Popovic (1973) laisse envisager que cette loi n'est pas adaptée pour simuler le mode de glissement intervenant au delà d'une ductilité de 6.

La difficulté dans le modèle analytique de Xiao et Ma (1997) réside dans une formulation appropriée de la loi constitutive adhérence-glissement du béton qui régi le mécanisme de transfert d'effort dans la zone de recouvrement. Cette loi constitutive de l'adhérence du béton avec les armatures comporte plusieurs étapes qui dépendent entre autres du diamètre et de l'état de surface (chimique, mécanique) des armatures, de la longueur de recouvrement, du niveau de confinement et de la résistance en traction résiduelle du béton après fissuration. Cette loi diffère aussi selon le type de chargement (monotonique ou cyclique) et l'amplitude du déplacement pour un chargement cyclique.

Le modèle analytique a montré aussi que certain paramètres, comme la longueur de la zone de transfert d'effort ou la longueur de rotule plastique, nécessitaient des études complémentaires pour une meilleure calibration.

9.2 Recommandations

Le comportement sismique des ponts existants au Québec demeure un problème important car la majorité de ces structures ont été construites avant l'implantation des normes parasismiques modernes. Les récents dommages en Californie lors des séismes ont démontré la médiocre performance sismique de ces structures.

Le coût associé à l'évaluation et au renforcement systématique des ponts au Québec serait prohibitif et, par le fait même, une telle opération serait irréaliste. Il serait nécessaire alors dans le cadre d'un programme de renforcement de développer une procédure d'analyse de risques à fin de prioriser les ponts déficients. Cette première étape de priorisation est primordiale dans le cadre d'une politique de renforcement car cette méthode permet de dresser une liste prioritaire des ouvrages pour des évaluations sismiques. Cette étape de priorisation peut considérer en autres l'amplitude de l'accélération au sol, du type de route (autoroute ou autre), du type de pont, du détail de confinement, de la portée et de l'inclinaison du pont, de la possibilité du détour. Tous ces paramètres peuvent se quantifier et révéler un indice de priorité pour chaques ouvrages.

Plusieurs méthodes de classement sont appliquées dans au moins six états américains. Au Canada, Filiatrault et al. (1994) ont développé une méthode simple et rapide d'application permettant de classer les ouvrages. Cette procédure de priorisation facilite la prise de décision pour un renforcement éventuel à fin d'obtenir une amélioration de la résistance sismique pour les infrastructures vitales. Cette procédure a été adoptée par le Ministère des Transports du Québec.

La procédure d'évaluation doit être réalisée selon les principes présentés au Chapitre 3 en considérant les propriétés non pondérés des matériaux, les mécanismes de confinement, les contributions au cisaillement. De plus, comme il a été mentionné et illustré au Chapitre 4, la procédure d'évaluation doit considérer dans son analyse au moins trois paramètres:

(1) la localisation des rotules plastiques potentielles et leur étude au cas par cas;

(2) les études du poteau le plus élancé et le plus trapu, la hauteur est un paramètre qui peut affecté le mode de rupture;

(3) la prise en compte de la charge axiale la plus critique; il peut s'avérer aussi nécessaire de considérer d'autres combinaisons susceptibles de modifier le mode de rupture.

La plupart des recommandations à considérer dans le cadre d'un renforcement sont décrites dans le Chapitre 3. Ces recommandations concernent le choix de la géométrie du renforcement en fonction de la section à renforcer, de l'objectif du renforcement et du matériau utilisé pour le renforcement. En sus, on peut tenir compte des recommandations décrites ci-dessous.

La chemise en béton apparaît comme l'une des solutions de renforcement la moins bien adaptée. La mise en place difficile des armatures de ligature avec le faible espacement des armatures transversales, couplée avec une efficacité moindre, laisse envisager qu'il est préférable d'opter pour des chemises en acier ou en matériaux composites.

Pour un renforcement d'une section rectangulaire vis à vis du cisaillement et de la capacité en ductilité, il semble préférable d'opter pour une chemise circulaire en acier. Cette géométrie offre une contribution au cisaillement plus importante que la chemise elliptique. Donc pour une contribution identique, l'épaisseur de la chemise sera plus faible avec la géométrie circulaire. De plus, la géométrie circulaire par rapport à un géométrie elliptique est plus simple à réaliser.

La dimension du jeu à la base, pour éviter toute migration de la rotule plastique vers la semelle, est un paramètre important. Ce jeu est nécessaire aussi pour éviter un risque de concentration de contrainte nuisible à l'intégrité du poteau pour de faible ductilité. Ce phénomène accentué pour un faible jeu peut entraîner une dégradation prématurée de la rotule plastique par rupture des armatures dans le jeu. Il est recommandé que le jeu soit au moins de 50 mm pour se prémunir de tout risque de concentration de contrainte.

Pour les chemises elliptiques, l'optimisation de la géométrie peut être considérée lors de la conception pour une meilleure efficacité. Cette optimisation tend à obtenir un diamètre équivalent le plus faible possible pour améliorer le mécanisme de confinement de la

chemise. Pour une section rectangulaire, la condition nécessaire pour la chemise est de passer par les coordonnées du coin. Il existe alors un nombre infini d'ellipses satisfaisant cette condition. Considérons comme coordonnées du point (a_1, b_1), l'ellipse doit alors satisfaire l'équation:

$$\frac{a_1^2}{a^2}+\frac{b_1^2}{b^2}=1 \qquad (9.1)$$

où a et b sont les paramètres de la chemise.

Si on interprète comme second critère la minimisation des longueurs de l'ellipse selon les axes principaux, la formulation mathématique suivante peut être obtenue:

$$\text{Min. } f(a,b)= \text{Min. } (a+b) \qquad (9.2)$$

à appliquer à l'équation de l'ellipse.

La solution du problème de minimisation peut se résoudre par les équations:

$$a = b \times k \qquad (9.3)$$

$$b=\sqrt{\left(\frac{a_1}{k}\right)^2+b_1^2} \qquad (9.4)$$

$$k=\left(\frac{a_1}{b_1}\right)^{2/3} \qquad (9.5)$$

Pour a_1 et b_1 connus, on détermine alors avec les équations précédentes les paramètres a et b de l'ellipse. Prenons comme exemple, la section rectangulaire étudiée dans ce mémoire. Pour le prototype ($1320 \times 813\,mm^2$), les coordonnées du coins sont a_1=660 mm et b_1=407 mm. On obtient alors avec l'équation (9.5) k=1.38. En appliquant les équations (9.3) et (9.4), les paramètres de la chemise elliptique sont alors a=628 mm et b=866 mm. La géométrie de l'ellipse correspond aux caractéristiques de l'ellipse étudiée dans la partie expérimentale.

La prise en compte du mécanisme de glissement par le modèle développé par Xiao et Ma (1997) passe par la formulation de la loi constitutive adhérence-glissement. L'allure de la courbe est dépendante, entre autre, du niveau de confinement. Pour les poteaux

renforcés, la pression latérale effective de confinement est calculée selon la déformation induite dans la chemise. Dans l'analyse du comportement, il paraît alors plus adéquat de considérer une déformation effective moyenne de 0.00075. De plus, il serait plus rigoureux de considérer une relation d'adhérence du béton plus adaptée au mode de glissement des sections confinées.

9.3 Études complémentaires

9.3.1 Études analytiques

La loi constitutive de l'adhérence entre le béton et les armatures est complexe à élaborer. Giurani et al.(1991) ont formulé diverses équations pour tenir compte des divers paramètres qui régissent l'allure de la courbe. Toutefois, ces équations sont nombreuses et difficiles d'application. Il serait utile de développer un modèle simplifié de cette loi avec des relations plus facilement applicables mais qui considèrent les divers modes de glissement.

La sécurité des ouvrages doit être étudiée par des analyses non linéaires. Les analyses non linéaires permettent une estimation correcte de la demande en déformation. Cette approche est beaucoup plus raisonnable pour prédire les dommages que les analyses linéaires. Les analyses linéaires sont limitées à l'estimation de la demande en résistance. Les analyses non linéaires tiennent compte des charges de rupture, des mécanismes de rotule plastique, de la dissipation d'énergie, de la perte de rigidité et de résistance. La considération de tous ces paramètres fournit une meilleure approximation de la demande en ductilité et de l'étendue des dommages.

Pour des poteaux avec des barres de recouvrement, il est alors nécessaire de développer des modèles hystérétiques pour le mécanisme de glissement. La courbe hystérétique doit illustrer la relation contrainte d'adhérence-glissement qui gouverne le mode du glissement avec la perte de résistance et de rigidité. Ce modèle hystérétique pourrait être alors intégré dans des logiciels d'analyse non linéaire afin d'étudier le comportement global d'ouvrage de pont. Des tests quasi-statiques du type ``Push-over`` permettraient alors d'étudier les mécanismes de rupture globale de la structure en considérant les effets P-Δ accentués par la perte de rigidité.

Cependant les modèles hystérétiques ne prennent pas à ce jour en compte les divers mécanismes de glissement avec des pertes de résistance. Il semble alors intéressant de concevoir un modèle théorique prenant en compte les mécanismes de transfert d'effort dans les zones de recouvrement avec l'effet des cycles de chargement et déchargement.
Cette modélisation du mécanisme de glissement local permettrait alors d'étendre l'étude sur le mécanisme globale de structure plus complexe. Ce type d'analyse avec des essais ``Push-over`` fournirait des informations sur le comportement et le mécanisme de plastification de la structure.

9.3.2 Études expérimentales

Les essais sur les spécimens renforcés dans le cadre de ce projet ont été réalisés dans la direction de l'axe faible. Le mécanisme de confinement étudié par la lecture des déformations sur la chemise dépend de la direction du chargement et de la géométrie de la chemise. Des essais dans la direction de l'axe fort permettraient de mieux appréhender les mécanismes de confinement et le comportement global du poteau. De plus, la résistance de la soudure entre les deux plaques serait mieux observée.

Une étude du renforcement avec d'autres matériaux comme les matériaux composites permettrait d'étendre les applications et les possibilités de renforcement. De plus une étude approfondie sur l'utilisation d'un coulis ou béton expansif performant fournirait des informations intéressantes sur l'influence d'un confinement actif sur le mécanisme de glissement et le comportement globale du poteau.

La partie expérimentale du mémoire n'a traité que de la partie inférieure de la pile. L'étude a montré que la rotule plastique à la base était prédisposée à un mécanisme de glissement dans la zone de recouvrement pour un faible niveau de ductilité. La perte de résistance amorcée après le glissement a un effet bénéfique sur le poteau en lui évitant une rupture fragile. L'étude de la deuxième rotule plastique potentiel au sommet du poteau serait alors d'un intérêt certain. L'étude théorique de cette zone ferraillée avec des armatures continues a montré que le mode de rupture oscillait entre un manque de ductilité ou un effet de combiné de flexion et cisaillement. L'évaluation expérimentale permettrait alors de déterminer plus précisément le mode de rupture et de prévoir le renforcement adéquat. De plus, une étude approfondie sur les résultats obtenus pourrait servir de calibration de la détermination de la résistance au cisaillement. Cette étude expérimentale pourrait être aussi réalisée sur des modèles identiques mais avec des hauteurs différentes.

De façon analogue, des essais identiques mais avec un niveau de charge axiale plus élevé permettraient d'étudier l'influence de la charge axiale sur la capacité en ductilité.

La partie expérimentale pourrait considérer les dimensions réelles de la pile soit une semelle à l'échelle du poteau. Ces essais fourniraient des indications sur l'effet bénéfique de la flexibilité de la semelle sur le comportement du poteau. En effet si la semelle participe à la rotation plastique de la pile, le poteau sera moins sollicité. De plus, cette modélisation complète de la pile indiquerait le degré de fissuration et de dommages au

niveau de la semelle et du degré de renforcement à fournir le cas échéant. Par ailleurs, une simulation par une série de ressorts en rotation et en translation reliés entre la semelle fournirait des indications sur l'interaction sol-structure et son influence au niveau du mode de rupture du poteau.

Des tests dynamiques, réalisés sur un simulateur sismique, pour les spécimens renforcés permettraient d'estimer le degré de l'amortissement et le changement de la période de ces piles renforcés par une chemise.

L'élaboration des modèles à échelle réduite est conduite avec les principes de l'analyse dimensionnelle. Cette étude de la formulation des facteurs d'échelle est critique lors de la conception de modèles en béton armé testés à la rupture. Comme on l'a mentionné, certains phénomènes ne semblent pas être respectés et cet aspect laisse envisager que le comportement du modèle est légèrement altéré par rapport à celui du prototype. Il serait alors intéressant de tester conjointement un prototype et un modèle à l'ultime et de réaliser sur la base de différentes mesures une comparaison des valeurs. Cette étude comparative permettrait d'estimer le degré de fiabilité de l'analyse dimensionnelle. Ce type d'étude permettrait de soulever certains problèmes lors de l'élaboration de ces facteurs d'échelle.

Dans un objectif similaire, cette étude pourrait être réalisée vis à vis des mécanismes de glissement. Une étude paramétrique des caractéristiques du béton et des armatures permettrait d'être mieux sensibiliser aux facteurs prépondérants. Cette étude fournirait alors des recommandations sur la simulation du phénomène de glissement

RÉFÉRENCES

ABOUTAHA, R.S, ENGELHARDT, M.D., JIRSA, J.O. et KREGER, E. (1994). *Seismic retrofit using steel jackets*. Cinquième Conférence Nationale de Génie Sismique, Californie (pages 59-72).

ABRAMS, D.A. (1918). *Design of Concrete Mixtures*. Structural Materials Research. Laboratory, Lewis Institute, Bulletin No.1, Chicago.

ANDERSON, D.L, MITCHELL, D., et TINAWI, R.G. (1996). *Performance of concrete bridges during the Hyogo-ken Nambu (Kobe) earthquake on January 17, 1995*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 23, No3, June (pages 714-726).

BUCKINGHAM, E.(1914). *On Physically Similar Systems*. Physical Review 4.

Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI318-89/ACI418R-89). (1989) American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

BETT, B.J, KLINGNER, R.E et JIRSA, J.O. (1987). *Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns*. American Concrete Institute Structural Journal, Title no. 85-S48, Juin (pages 499-508).

CHAI, Y.H, PRIESTLEY, M.J.N, et SEIBLE, F. (1991). *Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance*. American Concrete Institute Structural Journal, Vol.88, No.5, Septembre/Octobre (pages 572-584).

CHEUNG, P.C, PARK, R. et PAULAY, T. (1991). *New Zealand tests on full-scale reinforced concrete beam-column slab suprassemblages designed for earthquake resistance*. American Concrete Institute, Special Publication 123, Detroit, Michigan (pages 1-23).

CHRONOPOULOS, M. P. (1986). *Response of repaired/strengthened reinforced concrete columns under cyclic actions*. Proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Enginneering, V 11.1 (pages 25-32).

COLLINS, M.P et MITCHELL, D. (1991). *Prestressed concrete basics*. Canadian Prestressed Concrete Institute.

ERSOY, U. et TANKUT, T. (1991). *Jacketed Columns subjected to combined axial load and reversed cyclic bending*. Sixiéme Conférence Canadienne de Génie Sismique, Toronto (pages 631-638).

FILIATRAULT, A., TREMBLAY, S. et TINAWI, R. (1994). *A rapid seismic screening procedure for existing bridges in Canada*. Canadian Journal Civil Engineering, Vol.21 (pages 626-642).

FILIATRAULT, A., TREMBLAY, R. (1995). *Présentation du simulateur sismique du laboratoire de structures*, Rapport No EPM/CGS-1995-12, Département de Génie Civil, Goupe Structures, École Polytechnique de Montréal.

FILIATRAULT, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.

FUSE, OKUTA, K., HIRAMATSU,K. OZAWA.T.et HARA, N. (1992). *Cyclic loading tests of reinforced concrete column strengthened with steel tube*. Earthquake Enginneering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam (pages 5227-5233).

GAMBLE, W.L., HAWKINS, N.M. et KASPAR, I.I. (1995). *Seismic retrofitting of bridge piers columns*. Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, San Diego, Californie.

GIURANI, E., PLIZZARI, G. et SCHUMM, C. (1991). *Role of stirrups and residual tensile strenght of craked concrete on bond*. Journal Structural Engineering, ASCE, 117(1) (pages 1-18).

GOTO, Y. (1971). *Cracks formed in concrete around deformed tension bars*. American Concrete Institute Journal, 68(4) (pages 244-251).

GRIEZIC, A., COOK, W.D. et MITCHELL, D. (1996). *Seismic retrofit of bridge column-footing connections*. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Enginneering, Acapulco, Mexico.

GHEE, A.B., PRIESTLEY, M.J.N et PAULEY, T.(1989). *Seismic shear strenght of circular reinforced concrete columns*. American Concrete Institute Structural Journal, Title no. 86-S6, Janvier-Février (pages 45-59).

HOLLERAN, M. (1998). *Seismic Behaviour ot Reinforced Concrete Bridge Piers under Simulated Winter Conditions*. Mémoire de maitrise recherche, École Polytechnique de Montréal, Canada.

MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N., et PARK, R.(1988). *Observed stress-strain behavior of confined concrete.* ASCE Journal of Stuctural Engineering, Vol 114, No.8, Aout (pages 1827-1849).

MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N., et PARK, R. (1988). *Theoritical stress-strain model for confined concrete.* ASCE Journal of stuctural engineering, Vol 114, No.8, Aout (pages 1804-1825).

MARSH, L. (1992). *Seismic retrofits for R/C column bar splices.* Structures congress 92 compact papers, American Society of Civil Engineering, New York.

MITCHELL, D. (1991). *Detailling for ductility in concrete bridge columns.* Séminaires sur la conception paraséismique, Montréal Avril.

MITCHELL, D., BRUNEAU, M., WILLIAMS, M., ANDERSON, D., SAATCIOGLU, M. et SEXMITH, R. (1995). *Performance of bridges in the 1994 Nothridge earthquake.* Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 22, No2, Avril (pages 415-427).

MONCARZ, P.D., KRAWINKLER, H. (1981). *Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering.* Stanford University, Report No.50, Juin.

PARK, R. et PAULAY, T. (1975). *Reinforced concrete structures.* John Wiley and Sons, New York, N.Y.

POPOVICS, S. (1973). *A numerical approach to the complete stess-strian curve of concrete. Cement and Concrete Research*, Vol.3 (pages 583-599).

PRIESTLEY, M.J.N., et PARK, R. (1987). *Strenght and ductility of concrete bridge columns under seismic loading*. American Concrete Institute Structural Journal, Title no. 84-S8, Janvier/Février (pages 61-75).

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F., et CHAI, Y.H. (1992a). *Seismic retrofit of bridge columns using steel jackets*. Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espagne (pages 5285-5290).

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F., et CHAI, Y.H. (1992b). *Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance*. University of California, San Diego, Structural Systems Research Project, Report No.ssrp-92/01, Aout, 266pp.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F, XIAO, Y. et VERMA., R. (1994a). *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete brigde columns for enhanced shear strenght- Part 1 : Theoretical considerations and test design.* American Concrete Institute Structural Journal, V.91, No. 4, Juillet-Aout (pages 394-405).

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F, XIAO, Y. et VERMA., R. (1994b). *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete brigde columns for enhanced shear strenght- Part 2 : Test results and comparison with theory*. American Concrete Institute Structural Journal, V.91, No. 5, Septembre-Octobre (pages 537-551).

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F., et UANG, C.M. (1994c). *The Northridge earthquake of January 17,1994-damage of selected freeway bridges*. Departement of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego,Calif., report No.SSRP-94/06.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F., et CALVI, M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley and Sons, Inc.(Editor), New York, March.

RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A., et BROWN, R.L. (1928). *A study of the failure of concrete under combined compressive stresses*. Bulletin 185, University of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Illinois.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R et LI, M.W. (1994). *Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composites straps*. American Concrete Institute Structural Journal, V.91, No. 4, Juillet-Aout (pages 434-447).

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R et JIN, L. (1996). *Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites*. American Concrete Institute Structural Journal, V.93, No. 6, Novembre-Décembre (pages 639-647).

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R et JIN, L. (1997a). *Repair of Earthquake-Damaged RC Columns with FRP wraps*. American Concrete Institute Structural Journal, V.94, No. 2, Mars-Avril (pages 206-215).

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R, EERI, M. et JIN, L. (1997b). *Seismic retrofitting of rectangular bridge columns with composite straps*. Earthquake Spectra, Volume 13, No.2, Mai (pages 281-304).

SABNIS, G.M., HARRIS, H.G., WHITE, R.N. et MIRZA, M.S. (1983). *Structural Modeling and Experimental Techniques*. Prentice-Hall Engineering and Engineering Mechanics Series.

SCOTT, B.D., PARK, R. et PRIESTLEY, M.J.N. (1982). *Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and hight strain rates.* American Concrete Institute Journal, 79(1) (pages 13-27).

SEIBLE, F. et PRIESTLEY, M.J.N. (1993). *Retrofit of rectangular flexural columns with composite fiber jackets.* Proceedings of the Second Annual Seismic Research Workshop, Sacramento, Californie, Mars.

SEIBLE, F., HEGEMIER, G.A., PRIESTLEY, M.J.N., INNAMORO, D. (1995). *Developments in bridge column jacketing using advanced composites.* Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways, San Diego, Californie.

STANDARDS ASSIOCIATION OF NEW ZEALAND (1995) *Concrete Structures Standard, Part 1: Code; Part 2: Commentary.* NZ S3101, Wellingnton, New Zealand.

State-of-the-art Report on Bond under Cyclic Loads. (1992) Report ACI408.2R-92, American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

SUN, Z., PRIESTLEY, M.J.N., et SEIBLE, F. (1993). *Flexural retrofit of rectangular reinforced concrete bridge columns by steel jacketing: Experimental studies.* Preliminary report SSRP-93/01, Department of Applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California, San Diego, La Jolla, California.

TEPFERS, R. (1979). *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars.* Magazine of Concrete Research, Vol.31, No. 106, Mars (pages 3-12).

TEPFERS, R. (1982). *Lapped tensile reinforcement splices.* Journal Structural Division, ASCE, 108 (1) (pages 283-301).

XIAO, Y., PRIESTLEY, M.J.N. et SEIBLE, F. (1996). *Seismic assessment and retrofit of bridge column footings*. American Concretre Institute Structural Journal, V.93 No1. Janvier-Février (pages 79-94).

XIAO, Y. et MA, R. (1997). *Seismic retrofit of reinforced concrete circular columns using prefabricated composite jacketing*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.123, No.10, Octobre (pages 1357-1364).