

**Titre:** Analyses par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4  
Title: [Analyses par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4](#)

**Auteur:** Richard Maranda  
Author: [Richard Maranda](#)

**Date:** 1998

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Maranda, R. (1998). Analyses par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4 [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].  
Citation: [PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/8569/>](https://publications.polymtl.ca/8569/)

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/8569/>  
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/8569/>

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte, & Robert Tremblay  
Advisors: [Bruno Massicotte](#), [Robert Tremblay](#)

**Programme:** Non spécifié  
Program: [Non spécifié](#)

## **INFORMATION TO USERS**

This manuscript has been reproduced from the microfilm master. UMI films the text directly from the original or copy submitted. Thus, some thesis and dissertation copies are in typewriter face, while others may be from any type of computer printer.

**The quality of this reproduction is dependent upon the quality of the copy submitted.** Broken or indistinct print, colored or poor quality illustrations and photographs, print bleedthrough, substandard margins, and improper alignment can adversely affect reproduction.

In the unlikely event that the author did not send UMI a complete manuscript and there are missing pages, these will be noted. Also, if unauthorized copyright material had to be removed, a note will indicate the deletion.

Oversize materials (e.g., maps, drawings, charts) are reproduced by sectioning the original, beginning at the upper left-hand corner and continuing from left to right in equal sections with small overlaps.

Photographs included in the original manuscript have been reproduced xerographically in this copy. Higher quality 6" x 9" black and white photographic prints are available for any photographs or illustrations appearing in this copy for an additional charge. Contact UMI directly to order.

Bell & Howell Information and Learning  
300 North Zeeb Road, Ann Arbor, MI 48106-1346 USA





## **NOTE TO USERS**

**Page(s) not included in the original manuscript  
are unavailable from the author or university. The  
manuscript was microfilmed as received.**

**101**

**This reproduction is the best copy available.**

**UMI**



**UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL**

**ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS DE POTEAUX MIXTES AVEC SECTION  
D'ACIER EN I DE CLASSE 4**

**RICHARD MARANDA**

**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)  
DÉCEMBRE 1998**



National Library  
of Canada

Acquisitions and  
Bibliographic Services  
  
395 Wellington Street  
Ottawa ON K1A 0N4  
Canada

Bibliothèque nationale  
du Canada

Acquisitions et  
services bibliographiques  
  
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.

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 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.

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.

0-612-42915-6

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

**ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS DE POTEAUX MIXTES AVEC SECTION  
D'ACIER EN I DE CLASSE 4**

présenté par: Maranda Richard  
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. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche  
M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et codirecteur de recherche  
M. ROUX Richard, M.Sc.A, membre

## **REMERCIEMENTS**

Je tiens à remercier mon directeur et mon codirecteur de recherche, MM. Bruno Massicotte et Robert Tremblay, pour leur précieux support à l'élaboration de ce mémoire, ainsi que pour leur soutien financier.

Je souhaite aussi souligner le très grand dévouement, lors de la partie expérimentale, de l'équipe technique du laboratoire de Structures composé de M. Gérard Degrange, chef du laboratoire, MM. Denis Fortier et Patrice Bélanger, techniciens. Je remercie aussi les auxiliaires de recherche et étudiants gradués qui ont contribué à ce projet.

L'aide de M. Habdel Hafid Bouzaiene concernant l'élaboration des modèles par éléments finis et la compréhension du logiciel MEF fut aussi très appréciée, je l'en remercie.

Les résultats expérimentaux de ce mémoire proviennent des essais de l'été 1997 qui ont été réalisés conjointement avec Mme Isabelle Filion à qui je tiens à adresser de sincères remerciements pour son étroite collaboration.

Je remercie de plus la participation des Aciers Canam sans qui ce projet n'aurait eu lieu.

Finalement je tiens à remercier Mme Anne Bélanger pour sa patience et son aide lors de la finalisation de ce mémoire.

## RÉSUMÉ

Ce mémoire s'inscrit dans un projet global visant à établir des critères de conception pour les poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4. Le projet comporte une vaste partie expérimentale permettant de cerner le comportement des poteaux mixtes. Plusieurs spécimens de poteaux ont été testés afin de déterminer l'influence des différents paramètres.

Le poteau mixte avec section en I de classe 4 est composé d'une section d'acier en I très élancée fabriquée à partir de plaques soudées. Des tiges rondes, réparties sur la hauteur du poteau, sont soudées entre les ailes du poteau et jouent le rôle d'étriers. Comparativement à un poteau mixte avec section d'acier noyée, seul le volume compris entre les ailes est rempli de béton. Ce type de poteau mixte présente les mêmes avantages que les systèmes courants mais devrait être plus simple à construire.

Ce mémoire ne couvre qu'une partie du projet. Son objectif est de présenter des modèles par éléments finis capables de bien représenter le comportement de ce type de poteau. Il expose la comparaison des résultats obtenus à l'aide des modèles par éléments finis aux résultats des essais expérimentaux de l'été 1997. Ces comparaisons se feront au niveau de différents paramètres selon le type de spécimen. Les comparaisons permettront de valider les modèles qui pourront être utilisés pour la suite du projet afin de prédire le comportement d'un poteau du type étudié.

Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les analyses par éléments finis ont été très concluantes pour les spécimens d'acier ayant une épaisseur de plaque de 9.7 mm alors qu'elles le sont moins pour ceux ayant une épaisseur de plaque de 6.4 mm. Pour ce qui est des spécimens mixtes, les analyses par éléments finis ont donné d'excellents résultats au point de vue de la charge ultime. Elles ne donnent toutefois pas de bons résultats en ce qui concerne les déformations transversales.

## ABSTRACT

This research is part of a project which has been undertaken to develop design criteria for the compressive resistance of composite columns made with light welded H steel shapes. The first part of the project is to evaluate the experimental behavior of composite columns by testing many different specimens under axial loads. The second part is to develop finite elements models to represent the behavior of these column under axial loads.

The composite column is made with slender plates welded to form the H steel shape. Round bar are welded between the flanges along the height of the column and act as ties. Comparatively with a current composite column where the W shape is encased in a reinforced concrete column, only the volume between the flanges is filled with concrete. This system exhibits the same advantages than the current composite columns but should be easier to build.

This thesis presents the finite elements models. These models are compared with the experimental results of the tested composite columns made with light welded H steel shapes. The comparisons are based on different parameters, depended of the specimens.

The comparisons between the finite elements analysis and the experimental results were very accurate for steel specimens with plate thickness of 9.7 mm and less accurate for those with plate thickness of 6.4 mm. For concrete specimens, the finite elements analysis gave very good results concerning the ultimate load but not concerning the transverse deformations.

**TABLE DES MATIÈRES**

<b>REMERCIEMENTS .....</b>	<b>iv</b>
<b>RÉSUMÉ .....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vi</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>xi</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>xiii</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES .....</b>	<b>xvi</b>
<b>LISTE DES ANNEXES.....</b>	<b>xix</b>
<b>CHAPITRE 1 - INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte.....	1
1.2 Problématique.....	3
1.3 Objectifs .....	4
1.4 Méthodologie .....	4
1.5 Intervenants.....	5
1.6 Portée de ce mémoire .....	6
1.7 Organisation du mémoire .....	7
<b>CHAPITRE 2 - REVUE DE LITTÉRATURE .....</b>	<b>9</b>
2.1 Comportement de l'acier.....	9
2.1.1 Flambement du poteau .....	9
2.1.2 Équation de calcul pour le flambement .....	12
2.1.3 Voilement des sections minces .....	13
2.2 Comportement du béton .....	15

2.2.1 Confinement .....	15
2.2.2 Effet du béton sur l'acier.....	17
2.3 Outil de calcul .....	17
2.3.1 Logiciel MEF.....	17
2.3.1.1 Stratégie de pilotage.....	18
2.3.1.2 Méthode de résolution et critère de convergence .....	20
2.3.1.3 Perturbation de la géométrie.....	21
2.3.2 Présentation des éléments de MEF .....	21
2.3.2.1 Élément de plaque DLTP .....	22
2.3.2.2 Élément volumique et loi de comportement du béton.....	23
2.3.2.3 Élément de contact.....	26
2.3.2.4 Élément de poutre.....	27
 CHAPITRE 3 - PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE.....	28
3.1 Type d'essai .....	28
3.2 Analyses préliminaires.....	29
3.2.1 Analyses préliminaires des spécimens d'acier.....	30
3.2.1.1 Modèle d'analyse .....	30
3.2.1.2 Choix des spécimens d'acier.....	34
3.2.2 Spécimens mixtes.....	35
3.2.2.1 Modèle d'analyse .....	35
3.2.2.2 Choix des sections mixtes.....	37
3.2.3 Analyses préliminaires spécimens de confinement .....	38
3.2.3.1 Modèle d'analyse .....	38
3.2.3.2 Choix des spécimens de confinement .....	39
3.3 Propriétés des matériaux.....	40

<b>CHAPITRE 4 - CONTRAINTES RÉSIDUELLES .....</b>	<b>42</b>
4.1 Introduction.....	42
4.2 Mesure des contraintes résiduelles .....	42
4.3 Procédure.....	43
4.4 Résultats.....	49
4.4.1 Correction pour la courbure des bandes .....	49
4.4.2 Équilibre statique .....	49
4.4.3 Contraintes résiduelles dans les ailes.....	50
4.4.4 Contraintes résiduelles dans les âmes.....	53
<b>CHAPITRE 5 - COMPARAISONS ENTRE LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET LES ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS.....</b>	<b>57</b>
5.1 Spécimens d'acier .....	57
5.1.1 Description des spécimens d'acier .....	58
5.1.2 Modélisation par éléments finis .....	59
5.1.2.1 Validation de l'élément de plaque .....	60
5.1.2.2 Étude de convergence .....	63
5.1.2.3 Description du modèle par éléments finis .....	64
5.1.3 Modes de voilement .....	67
5.1.3.1 Comparaison des modes de voilement expérimentaux de ceux obtenus avec MEF .....	68
5.1.4 Contrainte ultime .....	72
5.1.4.1 Contrainte ultime avec déformée initiale selon le premier vecteur propre	72
5.1.4.2 Contrainte ultime avec charges déstabilisatrices .....	74
5.1.5 Modèle du spécimen complet .....	75
5.1.6 Courbes contraintes-déformations .....	75
5.2 Spécimens mixtes .....	81
5.2.1 Caractéristiques des spécimens mixtes.....	81

5.2.2 Description du modèle par éléments finis.....	82
5.2.3 Comparaisons MEF et les résultats expérimentaux des spécimens mixtes.....	87
5.2.3.1 Charges ultimes.....	87
5.2.3.2 Mode de rupture .....	88
5.2.3.3 Déformations transversales.....	89
5.2.3.4 Courbes contrainte-déformation .....	91
5.3 Spécimens de confinement .....	95
5.3.1 Description des spécimens de confinement .....	96
5.3.2 Description du modèle de confinement.....	97
5.3.3 Comparaisons entre MEF et les résultats expérimentaux des spécimens de confinement.....	97
5.3.3.1 Charges ultimes.....	98
5.3.3.2 Déformations transversales.....	99
 CHAPITRE 6 - DISCUSSIONS .....	102
6.1 Comparaisons entre les spécimens d'acier expérimentaux.....	102
6.2 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens d'acier .....	106
6.3 Comparaisons entre les spécimens mixtes expérimentaux .....	108
6.4 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens mixtes .....	110
6.5 Comparaison entre les spécimens de confinement expérimentaux .....	112
6.6 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens de confinement.....	113
 CHAPITRE 7 - CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	115
BIBLIOGRAPHIE .....	118
ANNEXES .....	123

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Répartition des tâche entre les intervenants .....	6
Tableau 1.2 : Comparaisons entre les résultats expérimentaux et MEF .....	7
Tableau 3.1 : Résultats et détails des spécimens d'acier des analyses préliminaires .....	31
Tableau 3.2 : Propriétés des spécimens d'acier .....	35
Tableau 3.3 : Propriétés des sections mixtes .....	37
Tableau 3.4 : Résultats des analyses de confinement .....	39
Tableau 3.5 : Propriétés des sections d'acier des spécimens de confinement .....	40
Tableau 3.6 : Limite élastique des plaques d'acier .....	40
Tableau 3.7 : Propriétés du béton .....	41
Tableau 4.1 : Dimensions des spécimens de contraintes résiduelles .....	43
Tableau 4.2 : Évaluation de l'équilibre statique .....	50
Tableau 4.3 : Contraintes résiduelles moyennes dans les ailes .....	53
Tableau 4.4 : Contraintes résiduelles moyennes corrigées dans l'âme .....	56
Tableau 5.1 : Tableau descriptif des spécimens d'acier .....	59
Tableau 5.2 : Contraintes de voilement selon le type de maillage .....	62
Tableau 5.3 : Tableau comparatif des contraintes de voilement .....	62
Tableau 5.4 : Résultats de l'étude de convergence .....	63
Tableau 5.5 : Modes de voilement expérimentaux et analytiques .....	69
Tableau 5.6 : Contraintes ultimes expérimentale et analytique .....	73
Tableau 5.7 : Contraintes ultimes en utilisant des charges déstabilisatrices .....	74
Tableau 5.8 : Contraintes ultimes modèle complet et 3/5 central .....	75
Tableau 5.9 : Propriétés des spécimens mixtes .....	82
Tableau 5.10 : Charge ultime de MEF et expérimentale des spécimens mixtes .....	87
Tableau 5.11 : Comparaison des déformations transversales .....	89

<b>Tableau 5.12 : Rapport des déformations transversales expérimentales/MEF .....</b>	<b>90</b>
<b>Tableau 5.13 : Propriétés des spécimens de confinement.....</b>	<b>97</b>
<b>Tableau 5.14 : Charges ultimes de MEF et expérimentales des spécimens de confinement</b>	<b>98</b>
<b>Tableau 5.15 : Comparaisons des déformations transversales.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau 5.16 : Rapport des déformations transversales expérimentales/MEF.....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau 6.1 : Comparaisons des charges ultimes expérimentales et théoriques .....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau 6.2 : Charge ultime expérimentale vs. charge ultime théorique .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau 6.3 : Charges ultimes de MEF et théoriques.....</b>	<b>114</b>

**LISTE DES FIGURES**

Figure 1.1 : Types de poteau mixte usuel .....	1
Figure 1.2 : Vue en élévation et en plan du poteau projeté .....	2
Figure 1.3 : Confinement au niveau de l'étrier.....	3
Figure 2.1 : Courbes de flambement dans le domaine élastique.....	11
Figure 2.2 : Courbes de flambement dans le domaine inélastique.....	12
Figure 2.3 : Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné .....	16
Figure 2.4 : Élément triangulaire de plaque .....	23
Figure 2.5 : Élément tri-dimensionnel à 20 noeuds .....	24
Figure 2.6 : Courbe contrainte-déformation en compression .....	25
Figure 2.7 : Courbe contraintes-déformations en traction.....	26
Figure 3.1 : Section typique des spécimens .....	28
Figure 3.2 : Nomenclature utilisée pour les spécimens.....	29
Figure 3.3 : Modèle des analyses préliminaires.....	32
Figure 3.4 : 1 <sup>er</sup> mode, spécimens PS-1, PS-2, PS-3, PS-4, PS-5, PS-7, PS-8, PS-10 .....	33
Figure 3.5 : 1 <sup>er</sup> mode, spécimen PS-6 .....	33
Figure 3.6 : 1 <sup>er</sup> mode, spécimen PS-9 .....	34
Figure 3.7 : Mode de voilement des spécimens mixtes .....	36
Figure 3.8 : Voilement de l'aile d'un spécimen mixte .....	37
Figure 4.9 : Spécimen de mesure des contraintes résiduelles .....	44
Figure 4.10 : Schéma de coupe du spécimen R-1 .....	45
Figure 4.11 : Schéma de coupe du spécimen R-2 .....	46
Figure 4.12 : Schéma de coupe du spécimen R-3 .....	47
Figure 4.13 : Schéma de coupe spécimen R-4 .....	48
Figure 4.14 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-1 .....	51

Figure 4.15 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-2 .....	51
Figure 4.16 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-3 .....	52
Figure 4.17 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-4 .....	52
Figure 4.18 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-1 .....	54
Figure 4.19 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-2 .....	54
Figure 4.20 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-3 .....	55
Figure 4.21 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-4 .....	55
Figure 5.1 : Spécimen en acier .....	58
Figure 5.2 : Types de maillage avec l'élément triangulaire .....	61
Figure 5.3 : Post-pic d'une plaque simplement appuyée .....	61
Figure 5.4 : Modèle d'analyse par éléments finis .....	65
Figure 5.5 : Endroits d'application des charges déstabilisatrices .....	67
Figure 5.6 : Modes de voilement des spécimens d'acier .....	68
Figure 5.7 : Modes de voilement expérimentaux .....	70
Figure 5.8 : Mode en courbure simple obtenu de MEF .....	71
Figure 5.9 : Mode en courbure double obtenu de MEF .....	72
Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-2 .....	76
Figure 5.11 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-3 .....	77
Figure 5.12 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-4 .....	77
Figure 5.13 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-5 .....	78
Figure 5.14 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-6 .....	78
Figure 5.15 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-7 .....	79
Figure 5.16 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-8 .....	79
Figure 5.17 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-9 .....	80
Figure 5.18 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-10 .....	80
Figure 5.19 : Mode de rupture des spécimens mixtes .....	83
Figure 5.20 : Vue en plan du modèle mixte .....	84
Figure 5.21 : Conditions limites à l'appui ( $z=0$ ) .....	85

Figure 5.22 : Conditions limites hors de la zone d'appui ( $z>0$ ) .....	86
Figure 5.23 : Déformée des sections mixtes .....	88
Figure 5.24 : Déplacements transversaux des spécimens mixtes .....	91
Figure 5.25 : Post-pic d'un élément de béton en compression pure.....	92
Figure 5.26 : Courbes charge-déformation du spécimen C-2 .....	92
Figure 5.27 : Courbes charge-déformation du spécimen C-3 .....	93
Figure 5.28 : Courbes charge-déformation du spécimen C-4 .....	93
Figure 5.29 : Courbes charge-déformation du spécimen C-5 .....	94
Figure 5.30 : Courbes charge-déformation du spécimen C-6 .....	94
Figure 5.31 : Courbes charge-déformation du spécimen C-7 .....	95
Figure 5.32 : Spécimens de confinement .....	96
Figure 5.33 : Déplacements transversaux des modèles de confinement .....	101

## LISTE DES SYMBOLES

**Alphabet latin:**

A:	Aire de la section
$A_0$ :	Amplitude de la déformé initiale
$A_c$ :	Aire de la section de béton
$A_s$ :	Aire de la section d'acier
$A_{sv}$ :	Aire de l'étrier
$b_0/t$ :	Rapport d'élancement d'une plaque
C:	Charge axiale
$C_r$ :	Résistance axiale en compression
d:	profondeur de la section
E:	Module d'Young du matériau
$E_c$ :	module d'élasticité du béton
$E_s$ :	module d'élasticité de l'acier
$f'_c$ :	résistance uniaxiale du béton en compression
$f_{cc}$ :	Résistance à la compression uniaxiale du béton confiné
$f_{co}$ :	Résistance à la compression uniaxiale du béton non confiné
$f_l$ :	Pression latérale de confinement
$f'_t$ :	résistance du béton à la traction
$F_y$ :	limite élastique de l'acier
G	Module de Coulomb de l'acier
$I_x$ :	Inertie autour de l'axe x
$I_y$ :	Inertie autour de l'axe y
$I_z$ :	Inertie autour de l'axe z

$k$ :	<b>Coefficient de voilement des plaques</b>
$K$ :	<b>Coefficient d'élancement</b>
$K_n$ :	<b>Rigidité axiale de l'élément</b>
$K_t$ :	<b>Rigidité tangentielle à l'élément</b>
$KL/r$ :	<b>Rapport d'élancement du poteau</b>
$L$ :	<b>Hauteur non retenue du poteau</b>
$n$ :	<b>Coefficient d'ajustement</b>
$r$ :	<b>Rayon de giration de la section</b>
$s$ :	<b>espacement des étriers</b>
$S_v$ :	<b>Espacement des étriers</b>
$t$ :	<b>épaisseur de la plaque</b>

### **Alphabet Grec:**

$\epsilon_{co}$ :	déformation correspondant à $f'_c$
$\epsilon_{co}$ :	déformation correspondant à $f_{cc}$ du béton confiné
$\sigma_r$ :	contrainte résiduelle dans l'acier
$\sigma_c$ :	Charge critique théorique d'Euler;
$\sigma_v$ :	Contrainte de voilement élastique
$\lambda$ :	Élancement adimensionnel du poteau
$\phi$ :	Coefficient de tenue du matériau
$\alpha$ :	Coefficient de frottement de Mohr-Coulomb
$\Delta_x, \Delta_y, \Delta_z$ :	Translations selon x,y et z
$\theta_x, \theta_y, \theta_z$ :	Rotations selon x,y et z
$\nu$ :	Coefficient de Poisson du matériau
$\nu_b$ :	Coefficient de Poisson du béton

**Acronyms:**

ASTM	American Society for Testing Material
CRCJ	Column Research Committee of Japan
CSA	Canadian Standard Association
DDL	Degré de liberté
DLTP	Discrete Kirchhoff Linear Strain Triangular Plus
SSRC	Structural Stability Research Council
HSS	Hollow Structural Section

**LISTE DES ANNEXES**

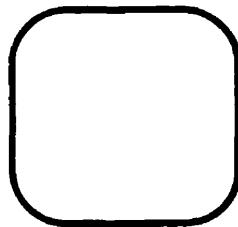
Annexe A : Fichier d'entrée des spécimens d'acier.....	124
Annexe B : Fichier d'entrée des spécimens mixtes .....	128
Annexe C : Fichier d'entrée des spécimens de confinement.....	134

## CHAPITRE 1

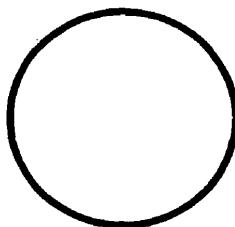
### INTRODUCTION

#### 1.1 Contexte

Les poteaux mixtes acier-béton se révèlent être des éléments structuraux très efficaces pour reprendre les charges de compression élevées apparaissant dans les bâtiments multi-étages. Présentement dans l'industrie, deux types de poteaux mixtes sont utilisés: le tube d'acier rempli de béton et le profilé d'acier de section en I noyé dans un poteau de béton armé. Le poteau mixte composé d'un tube d'acier rempli de béton est limité aux dimensions maximales des profilés tubulaires (HSS) de 305 x 305 mm, ce qui ne permet pas d'envisager la construction de bâtiments multi-étages d'envergure. Le tube peut toutefois être fabriqué à l'aide de plaques soudées mais ceci s'avère plus coûteux que les profilés tubulaires standards. Le poteau mixte composé d'un profilé en I noyé dans un poteau de béton peut, quant à lui, s'avérer assez coûteux surtout à cause de la complexité des coffrages aux noeuds poutres-poteaux. Ces différents types de poteaux mixtes sont présentés à la figure 1.1.



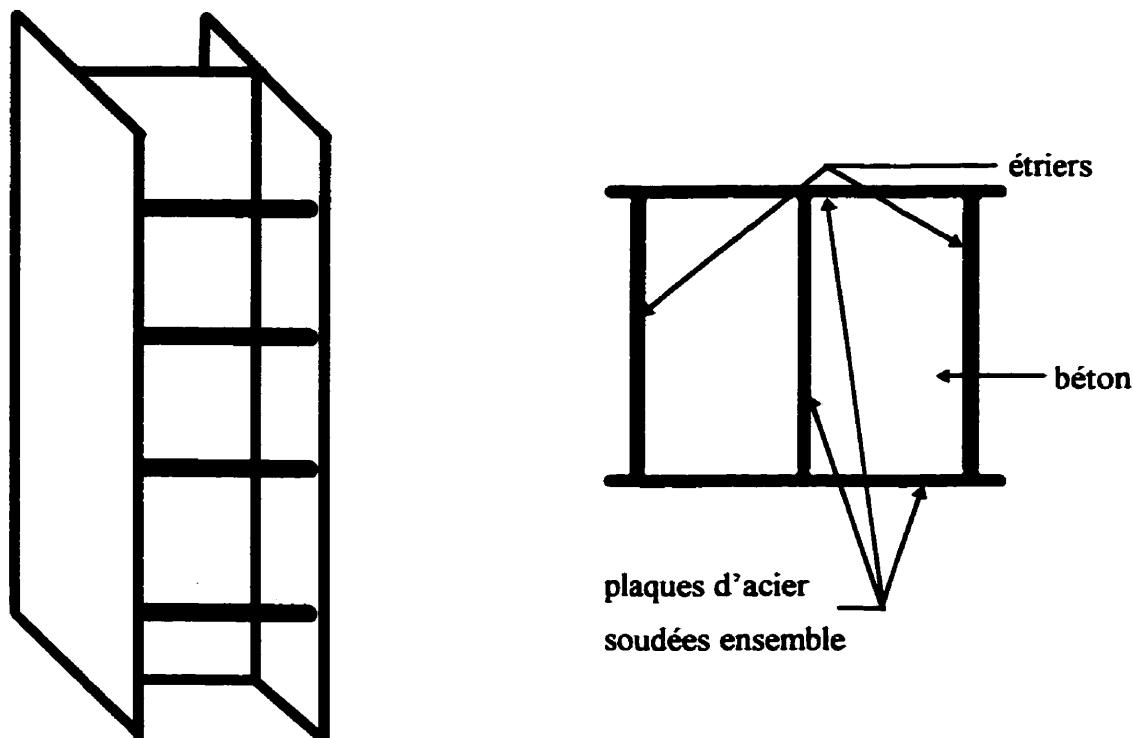
a) Profilés tubulaires remplis de béton



b) Profilé en I noyé dans le béton

**Figure 1.1 : Types de poteau mixte usuel**

Cette situation a amené le Groupe Canam Manac à se tourner vers une autre solution potentiellement plus économique qui est le poteau mixte avec section en I élancée de classe 4. Ce type de poteau mixte est composé d'une section d'acier en I très élancée fabriquée à partir de plaques soudées. Des tiges rondes, réparties sur la hauteur du poteau, sont soudées entre les ailes du poteau et jouent le rôle d'étriers. Comparativement à un poteau mixte avec section d'acier noyée, seul le volume compris entre les ailes est rempli de béton. Ceci simplifie de beaucoup la réalisation des coffrages. La figure 1.2 présente une vue en élévation avant la coulée du béton et une vue en plan après la coulée du béton de ce type de poteau. Une description plus détaillée des poteaux mixtes et des avantages de ce nouveau type de poteau sont présentés par Fillion (1998).



**Figure 1.2 : Vue en élévation et en plan du poteau projeté**

## 1.2 Problématique

Pour la section d'acier seule, la problématique est d'évaluer l'influence de la présence des étriers sur le mode de voilement local de la section et, par le fait même, sur la charge ultime du poteau. L'espacement ainsi que le type d'étriers seront considérés comme paramètres pouvant influencer le comportement de la section d'acier seule.

Pour la section mixte, la problématique se situe à plus d'un niveau. En premier lieu, le voilement local de l'aile entre deux étriers peut réduire la capacité de la section mixte s'il se produit de façon prématuée, c'est-à-dire avant que la résistance en compression du béton ne soit atteinte. Dans ce cas, il se produit un transfert des efforts de la section d'acier vers la section de béton qui amène à la rupture de cette dernière. En second lieu, la présence de la section d'acier autour du béton apporte un niveau de confinement complexe. Le niveau de confinement est variable selon les directions et est influencé par l'espacement des étriers. Vis-à-vis de l'âme, par symétrie, le déplacement du béton est empêché dû à la présence du béton de chaque côté de celle-ci. Perpendiculairement à l'âme, il est retenu au niveau de l'étrier, alors qu'il est libre entre les étriers. Dans la direction parallèle à l'âme, il est limité par la présence des ailes de chaque côté et ce, en fonction de leur rigidité. La figure 1.3 présente une vue en plan permettant de mieux comprendre le mécanisme de confinement présent dans ce type de poteau.

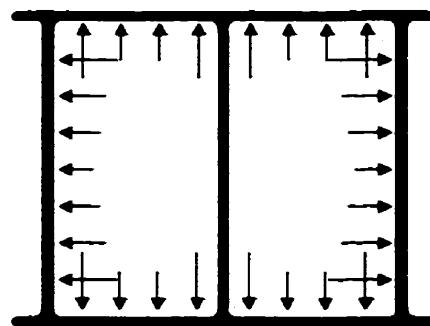


Figure 1.3 : Confinement au niveau de l'étrier

Le confinement qu'apporte la section d'acier au béton est bénéfique pour le béton puisqu'il augmente ses propriétés mécaniques. Par contre, le confinement induit des contraintes transversales de traction dans l'acier. Ces contraintes transversales sont néfastes car elles réduisent la capacité ultime en compression de l'acier.

En dernier lieu, l'effet du fluage du béton devra être considéré dans le comportement à long terme de ce nouveau type de poteau mixte.

### 1.3 Objectifs

L'objectif global de ce projet est de vérifier la pertinence de ce nouveau type de poteau mixte. Par la suite, des équations de calcul devront être déterminées pour en permettre l'application pratique. Les futurs équations de calcul devront être applicables pour évaluer la résistance du poteau d'acier seul, ainsi que celle du poteau mixte. Cet objectif en est un à long terme qui comporte une vaste partie expérimentale ainsi que de nombreuses analyses.

### 1.4 Méthodologie

L'approche utilisée pour rencontrer les objectifs spécifiques à cette étude a été de tester deux spécimens à l'automne 1996 pour évaluer le potentiel de ce type de poteau. Comme les résultats de ces deux essais ont été concluants, le projet s'est poursuivi par une recherche bibliographique sur le sujet. Ces deux parties ont été réalisées par Mme Isabelle Filion. Par la suite, étant donné l'envergure du travail, M. Richard Maranda s'est joint à l'équipe pour poursuivre les travaux comportant les essais de l'été 1997. Finalement un nouvel étudiant s'est ajouté à l'équipe en septembre 1997. M. Thierry

Chicoine continue en effet le projet de recherche et devrait le terminer dans le cadre de ses études de doctorat.

Le projet comporte une vaste partie expérimentale permettant de cerner le comportement des poteaux mixtes. Plusieurs spécimens de poteaux y seront testés afin de déterminer l'influence des différents paramètres.

Par la suite, des modèles par éléments finis non linéaires représentant bien le comportement des poteaux mixtes seront créés. Ces modèles seront validés et modifiés au besoin à l'aide des résultats expérimentaux. Ces modèles seront par la suite utilisés pour réaliser une étude paramétrique sur ce type de poteau mixte et pour prédire le comportement des poteaux ayant des caractéristiques différentes de celles des spécimens d'essais.

Finalement, une synthèse sous forme d'équations adaptées à la conception et prédisant la résistance axiale, devrait clore le projet.

## 1.5 Intervenants

Les intervenants suivants se sont joint au projet en plus des trois étudiants mentionnés précédemment.

M. Abdel Hafid Bouzaiene, chercheur post-doctoral, a été impliqué dans la mise au point des modèles numériques utilisés.

Le groupe Canam Manac est bien sûr un élément important lié à ce projet. Il fournit en effet les spécimens expérimentaux et les compétences pratiques quant aux caractéristiques possibles de ces poteaux dans de futurs bâtiments multi-étages.

Les professeurs responsables au niveau de cette étude sont M. Bruno Massicotte et M. Robert Tremblay, tous deux professeurs au département des Génies civil, géologique et des mines. La répartition des tâches entre les différents intervenants est présentée au tableau 1.1.

**Tableau 1.1 : Répartition des tâche entre les intervenants**

<b>Le groupe Canam Manac</b>	Promoteur du projet Fournit les spécimens pour essais expérimentaux Compétences techniques quant à l'application pratique
<b>M. Bruno Massicotte</b>	Coordinations des activités de recherches des trois étudiants prenant part au projet.
<b>M. Robert Tremblay</b>	
<b>M. Abdel Hafid Bouzaiene</b>	Mise au point de modèles numériques
<b>Mme Isabelle Filion</b>	Recherche bibliographique sommaire Essais expérimentaux de l'automne 1996 et de l'été 1997 Rapport sur les essais expérimentaux de 1996 et 1997
<b>M. Richard Maranda</b>	Essais expérimentaux de l'été 1997 Création des modèles par éléments finis Comparaisons entre les essais expérimentaux et les analyses par éléments finis
<b>M Thierry Chicoine</b>	Recherche bibliographique exhaustive Poursuite des essais expérimentaux Développement des équations de conception

### 1.6 Portée de ce mémoire

Ce mémoire ne couvre qu'une partie du projet. Il se limite à la comparaison des résultats obtenus à l'aide des modèles par éléments finis aux résultats des essais expérimentaux de l'été 1997. Ces comparaisons se feront au niveau de différents paramètres selon le type de spécimens, tel qu'indiqué au tableau 1.2.

**Tableau 1.2 : Comparaisons entre les résultats expérimentaux et MEF**

Type de spécimen	Paramètre
Spécimens d'acier	charge ultime mode de voilement courbe charges-déplacements
Spécimens mixtes	charge ultime courbe charges-déplacements contraintes dans l'acier contraintes dans le béton
Spécimens de confinement	contraintes dans l'acier contraintes dans le béton

Ces comparaisons impliquent le développement de modèles par éléments finis représentant assez bien le comportement des spécimens expérimentaux. L'objectif particulier de ce mémoire est donc de présenter ces modèles par éléments finis et par la suite, de comparer les résultats obtenus de ces différents modèles aux résultats expérimentaux. Ces comparaisons permettront de valider les modèles qui pourront être utilisés pour la suite du projet afin de prédire le comportement d'un poteau du type étudié.

## 1.7 Organisation du mémoire

Ce mémoire est composé de sept chapitres dont le premier est l'introduction. Le chapitre 2 présente une revue de littérature incluant le comportement de l'acier et du béton concernant cette étude. Une description de l'outil de calcul utilisé pour les analyses y est aussi effectuée.

Au chapitre 3, on trace un aperçu de la démarche effectuée pour sélectionner les propriétés des spécimens expérimentaux avant les essais de l'été 1997. Cette démarche inclut des analyses préliminaires par éléments finis et le développement de modèles simples comme outils permettant la prédiction grossière du comportement des spécimens.

Le quatrième chapitre décrit la procédure entourant la mesure des contraintes résiduelles sur des spécimens typiques des poteaux testés. Les résultats des mesures de contraintes résiduelles y apparaissent sous forme de tableaux et de graphiques.

Le cinquième chapitre se veut le cœur de ce mémoire. Il débute par une validation de l'élément de plaque utilisé pour les analyses par élément finis. Chacun des modèles utilisés pour les analyses par éléments finis y est décrit. Les résultats des essais expérimentaux et des analyses par éléments finis y sont comparés pour les trois types de spécimens testés: les spécimens d'acier seul, les spécimens de poteaux mixtes et les spécimens de confinement.

Le chapitre 6 fait l'exposé des discussions sur les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les résultats obtenus des analyses par éléments finis.

Finalement, le mémoire se termine au chapitre 7 par les conclusions et recommandations de l'auteur concernant la portée de ce mémoire sur le projet de poteaux mixtes avec section en I élancée de classe 4.

## CHAPITRE 2

### REVUE DE LITTÉRATURE

#### 2.1 Comportement de l'acier

La ruine d'un poteau d'acier peut survenir selon trois types de mécanisme de rupture. Ces trois mécanismes sont le flambement du poteau, le voilement des sections minces et la plastification totale de la section. Les deux premiers mécanismes représentent respectivement un comportement global et local du poteau. Le troisième mécanisme n'est obtenu que pour des poteaux courts et trapus. Il n'a qu'un intérêt limité dans ce projet.

##### 2.1.1 Flambement du poteau

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non à un endroit localisé comme le voilement. Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section. Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis. La contrainte de flambement critique théorique associée à un poteau parfaitement droit, ne comportant ni contraintes résiduelles ni défauts de rectitude, en compression pure peut être établie à l'aide de l'équation d'Euler:

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad [2.1]$$

où:

- $\sigma_c$ : Contrainte critique théorique d'Euler;
- $E_s$ : Module d'Young de l'acier;
- $K$ : Coefficient d'élancement, fonction des conditions de retenue aux appuis;
- $L$ : Hauteur non retenue du poteau;
- $r$ : Rayon de giration de la section;
- $KL/r$ : Rapport d'élancement du poteau.

On classifie le flambement en deux catégories, soit le flambement élastique et le flambement inélastique. Le flambement est qualifié d'élastique lorsqu'il ne se produit aucune plastification du poteau avant sa rupture. Ceci survient lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression ( $\sigma_r$ ). Dans ce cas, le flambement n'est pas fonction de la limite élastique de l'acier mais de l'élancement du poteau ainsi que du module d'élasticité de l'acier. Ce type de flambement ne survient que pour des poteaux très élancés.

Le flambement est qualifié d'inélastique lorsque le poteau subit une plastification avant d'atteindre sa charge ultime. Ceci se produit lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression.

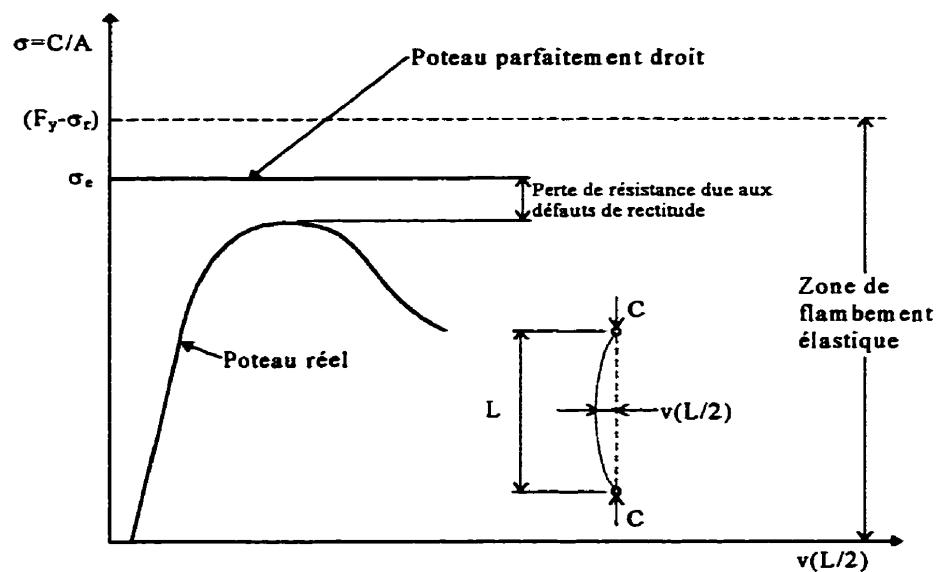
En pratique, selon l'élancement du poteau, la charge critique théorique ne peut pas être atteinte à cause de la présence des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles. Une pièce parfaitement droite soumise à un chargement ne subit aucune déformation transversale avant le point de bifurcation où la charge ultime est atteinte. Au-delà de ce point, la pièce subit soudainement de grandes déformations transversales qui entraînent sa rupture. La présence de défauts de rectitude modifie ce comportement en

initiant la déformation transversale. L'augmentation de la déformé transversale au milieu du poteau cause un moment qui augmente les contraintes dû à la charge axiale et entraîne ainsi une rupture prématuée.

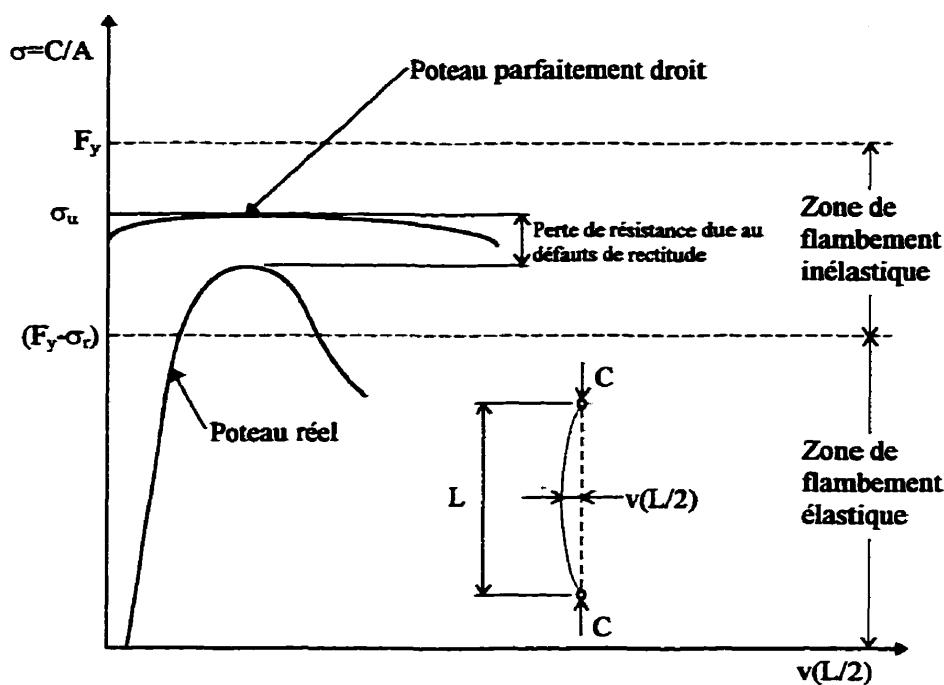
Les sections soumises à des contraintes résiduelles de compression se plastifient à une contrainte de chargement inférieure à la limite élastique de l'acier. Cette plastification hâtive amène une diminution de rigidité flexionnelle de la section et, par ce fait, une diminution de la charge critique. La zone de flambement élastique est ainsi diminuée par la présence des contraintes résiduelles. Le flambement devient ainsi inélastique à partir d'une contrainte correspondant à la limite élastique de l'acier auquel on soustrait la valeur de l'amplitude des contraintes résiduelles en compression.

La figure 2.1 présente les courbes contrainte axiale-flèche à mi-portée d'un poteau parfaitement droit dans le domaine de flambement élastique et d'un autre poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles pour qui le flambement devient inélastique.

La figure 2.2 présente les courbes axiale-flèche à mi-portée dans le domaine de flambement inélastique d'un poteau parfaitement droit avec contraintes résiduelles et d'un poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles.



**Figure 2.1 : Courbes de flambement dans le domaine élastique**



**Figure 2.2 : Courbes de flambement dans le domaine inélastique**

### 2.1.2 Équation de calcul pour le flambement

L'approche de conception de la norme canadienne (CSA, 1994a) pour le flambement d'un poteau est la suivante. Pour les sections de classes 1, 2 et 3, on calcule premièrement l'élancement adimensionnel ( $\lambda$ ) du poteau selon l'axe désiré:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad [2.2]$$

On calcule par la suite la résistance axiale en compression ( $C_r$ ) du poteau:

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad [2.3]$$

où:

- $\lambda$ : Élancement adimensionnel du poteau;
- $A$ : Aire de la section;
- $F_y$ : Limite élastique de l'acier;
- $\phi$ : Coefficient de tenue de l'acier;
- $n$ : Coefficient d'ajustement.

On y utilise selon le type de poteau un facteur  $n$  de 1,34 ou 2,24. Pour les poteaux élancés de classe 4 on utilise la méthode de la norme S-136 (CSA, 1994c) tel que décrit par Filion (1998).

### 2.1.3 Voilement des sections minces

Lorsqu'une section est composée de plaques dont les dimensions sont importantes par rapport à leurs épaisseurs, il peut survenir un voilement des plaques. Le voilement est un phénomène local qui survient lorsque la plaque est comprimée. Il est caractérisé par de grandes déformations hors du plan de la plaque qui mènent à la ruine de la pièce. Dans le cas d'un poteau en compression, lorsqu'une des plaques voile, elle ne peut plus accepter de charge et les autres plaques deviennent plus sollicitées. Cette redistribution des efforts amène la rupture de la section soit par voilement successif des autres plaques ou par flambement global du poteau. Les phénomènes de flambement et de voilement ne sont donc pas toujours indépendants. Dans ce cas, on peut parler d'instabilité couplée, où le voilement d'une plaque amène une diminution de rigidité de la section qui est suivie du flambement du poteau.

Pour des cas simples, on peut déterminer la contrainte de voilement théorique d'une plaque. Celle-ci dépend des conditions d'appui, des propriétés de l'acier, du type

de chargement ainsi que des dimensions de la plaque. Le voilement est classé en deux catégories, soit le voilement élastique et le voilement inélastique. Le voilement est qualifié d'élastique lorsque la contrainte de voilement théorique est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Il est qualifié d'inélastique lorsque cette dernière est inférieure à la limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Le voilement est affecté par les défauts de rectitude et les contraintes résiduelles de la même manière que décrit dans la section sur le flambement.

La contrainte de voilement élastique d'une plaque soumise à un effort de compression uniforme est obtenue à l'aide de l'équation de stabilité des plaques (Salmon et Johnson, 1990):

$$\sigma_v = k \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)(b_0/t)^2} \quad [2.4]$$

où:

- $\sigma_v$ : Contrainte de voilement élastique;
- $k$ : Coefficient de voilement des plaques, fonction des dimensions, des conditions frontières et du type de chargement;
- $E$ : Module d'Young du matériau;
- $v$ : Coefficient de Poisson du matériau;
- $b_0/t$ : Rapport d'élancement d'une plaque.

Dans le cadre de ce projet, le voilement est le mode de rupture envisagé pour tous les poteaux d'acier. Le flambement ne sera en effet pas critique étant donné que les spécimens sont tous trapus. La longueur réduite des spécimens, combinée à l'élancement élevé des plaques, rend le flambement moins critique que le voilement. La présence d'étriers dans ces poteaux influence toutefois le voilement et tend à augmenter la valeur de la contrainte critique qui lui est associée. Plus les étriers sont rigides ou rapprochés,

plus ils augmentent cette contrainte et plus le mode de rupture devrait tendre à se localiser entre deux étriers. La présence d'étriers peut donc modifier le mécanisme de voilement.

Dans le cas des poteaux mixtes, le voilement de l'aile sera le mode de rupture envisagé pour l'acier puisque la grande inertie de la section limite le flambement et que le voilement de l'âme est empêché par la présence du béton. Dans ce cas, la longueur de voilement sera l'espacement entre les étriers.

## 2.2 Comportement du béton

La présence du béton entre les ailes des poteaux mixtes donne lieu à un comportement complexe entre l'acier et le béton. En effet, la présence de l'acier tend à confiner le béton en l'empêchant de se dilater transversalement lors de l'application du chargement. Par contre, ce même phénomène induit dans l'acier des efforts transversaux supplémentaires à ceux causés par le chargement axiale, ce qui a pour effet de réduire la résistance aux charges axiales.

### 2.2.1 Confinement

Lorsque les déformations transversales associées au coefficient de Poisson d'un béton chargé axialement ne sont pas libres de prendre place dû à une retenue latérale, on remarque une augmentation de la résistance en compression du béton. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton. En empêchant le béton de se déformer transversalement, l'acier applique des efforts latéraux sur le béton qui créent la pression de confinement. De façon générale l'augmentation de résistance due à la pression de

confinement d'un cylindre de béton peut être représentée grâce à l'équation suivante (Richart et al., 1928):

$$f_{cc} = f_{co} + 4.1f_l \quad [2.5]$$

où:

$f_{cc}$ : Résistance à la compression uniaxiale du béton confiné;

$f_{co}$ : Résistance à la compression uniaxiale du béton non confiné;

$f_l$ : Pression latérale de confinement.

La figure 2.3 présente les courbes typiques contraintes-déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression ( $f_{cc} > f_{co}$ ) et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression ( $\varepsilon_{cc} > \varepsilon_{co}$ ).

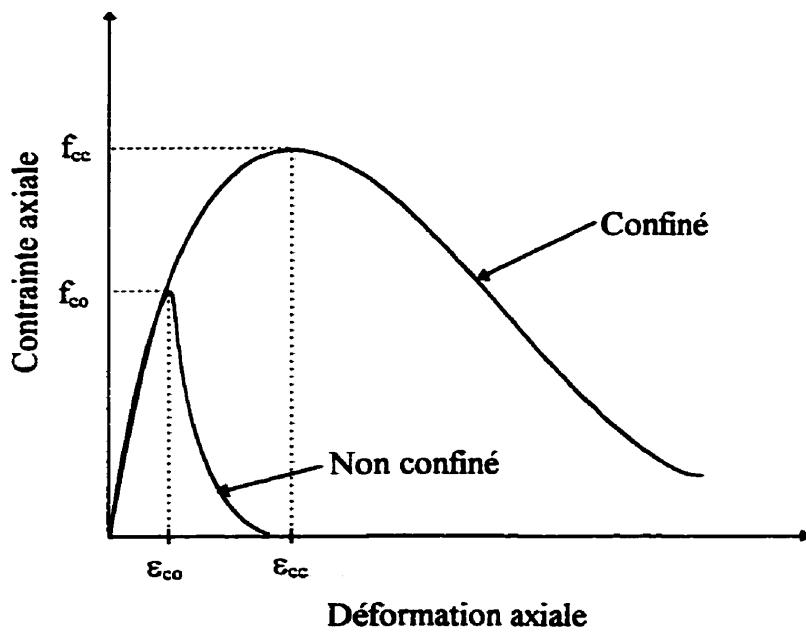


Figure 2.3 : Courbes contraintes-déformations d'un béton confiné et non confiné

### 2.2.2 Effet du béton sur l'acier

Lorsque le béton tend à prendre de l'expansion dans la direction transversale au chargement dû à l'effet de Poisson, il engendre des efforts dans l'acier qui s'oppose à cette expansion. Le confinement qui est bénéfique pour le béton peut donc se révéler néfaste pour la section d'acier. Dans le cadre de ce projet, le niveau de confinement que fournit la section d'acier au béton est complexe car il n'est pas uniforme, variant selon les directions. Il dépend également d'un ensemble de paramètres pouvant varier selon le niveau de chargement. Il n'existe donc pas de solution simple pour évaluer ce niveau de confinement et son influence sur l'acier.

## 2.3 Outil de calcul

Le caractère complexe du comportement des poteaux de ce projet nécessite une méthode de calcul puissante pouvant reproduire des comportements non linéaires géométrique et de matériau. La méthode par éléments finis a donc été choisie pour modéliser avec précision le comportement des différents spécimens d'essais expérimentaux.

### 2.3.1 Logiciel MEF

L'outil de calcul utilisé pour modéliser les différents spécimens de ce projet est le logiciel MEF (Méthode des Éléments Finis). C'est un logiciel d'analyse des structures par

éléments finis qui a été développé avec la collaboration de l'Université Laval et de l'Université Technologique de Compiègne (Dhatt et Touzot, 1981; Fafard et al., 1987). Le logiciel est structuré de manière modulaire, ce qui permet de lui ajouter certains modules telle une loi de comportement d'un matériau. La première version du programme n'incluait que des éléments linéaires alors que la version actuelle comporte une vingtaine d'éléments (1D, 2D, 3D). Les éléments peuvent être associés à des lois de comportement élastique, élastoplastique ou bien à une loi de comportement de béton hypoélastique (Bouzaïene et Massicotte 1995).

### 2.3.1.1 Stratégie de pilotage

Le programme MEF contient plusieurs algorithmes de résolution permettant de résoudre des structures avec non linéarités géométrique et matérielle. Ceci permet à l'utilisateur de choisir entre plusieurs stratégies de pilotage pour l'obtention des résultats. Voici une description des différentes stratégies de pilotage:

- Méthode du chargement imposé: Cette méthode consiste à appliquer plusieurs incrément de chargement successifs jusqu'à l'atteinte de la charge ultime. Le choix de l'incrément de chargement est inversement proportionnel au temps de résolution et peut faire varier la valeur de la charge ultime. Cette méthode ne permet pas de dépasser cette charge ultime et peut ne pas être efficace pour la résolution de problèmes non linéaires.
- Méthode du déplacement imposé: Cette méthode consiste à choisir un degré de liberté d'un noeud stratégique de la structure auquel on impose une déformation par incrément successifs au lieu d'un incrément de chargement comme dans la méthode précédente. Cette méthode permet donc de dépasser le point de charge ultime de la structure et ainsi d'obtenir la courbe charge-déplacement complète. Cette méthode n'est toutefois pas générale puisque la solution sera influencée par le degré de liberté du noeud choisi. Il est aussi parfois difficile de déterminer un noeud stratégique pour

le contrôle du déplacement, comme c'est le cas pour les structures en béton armé ou pour des structures où la rupture la rupture locale n'entraîne pas de variations notable du degré de liberté choisi.

- Méthode de la longueur d'arc: Cette méthode est semblable à la méthode du déplacement imposé sauf qu'elle considère le déplacement de tous les noeuds de la structure. En effet, le logiciel calcule une longueur d'arc correspondant à l'ensemble des déplacements de la structure au premier pas de chargement. La longueur d'arc est un scalaire relié à la norme des déplacements. L'incrément de la charge se fait donc en fonction de la longueur d'arc ainsi déterminée au premier pas de chargement. La charge imposée à la structure est ainsi équilibrée pour un accroissement de la longueur d'arc. Cette méthode a été développé par Crisfield (1979,1980) et Ramm (1981). Le logiciel MEF permet l'utilisation de quatre versions différentes de la méthode de la longueur d'arc. La méthode qui sera utilisée pour les analyses est une version améliorée de la méthode Riks-Crisfield (Fafard et Massicotte, 1992).

Toutes ces stratégies de pilotage permettent d'obtenir la courbe charge-déplacement de la structure à partir des points où on a obtenu convergence.

Le logiciel permet aussi de calculer la première valeur propre et le premier vecteur propre de la structure modélisée. Ces valeurs sont obtenues par la résolution de l'équation suivante (Lambert, 1991):

$$[K + \lambda^{(n)} K_g] \{x\}^{(n)} = \{0\} \quad [2.6]$$

où:

- |                   |   |
|-------------------|---|
| $K$ :             | Matrice de rigidité;  |
| $K_g$ :           | Matrice de rigidité géométrique;                                      |
| $\lambda^{(n)}$ : | Paramètre de charge critique correspondant au $n^{\text{ième}}$ mode; |
| $\{x\}^{(n)}$ :   | Vecteur propre correspondant au $n^{\text{ième}}$ mode.               |

On obtient grâce à la résolution de cette équation une charge critique ainsi qu'un vecteur propre des déplacements pour les  $n$  premières valeurs propres désirées. Le vecteur propre des déplacements peut par la suite être appliqué avant le premier pas de la solution comme déformée initiale de la structure. On peut appliquer un facteur d'amplification au vecteur propre lors du premier pas pour simuler les défauts de rectitude. La méthode est aussi utile à la validation du maillage puisqu'elle permet la comparaison entre la charge critique théorique et la charge critique obtenue pour des cas simples dont la solution exacte est connue.

### 2.3.1.2 Méthode de résolution et critère de convergence

La méthode de résolution utilisée est l'algorithme de Newton-Raphson pour lequel la matrice de rigidité est formée et inversée à toutes les itérations. Le critère de convergence utilisé par le logiciel MEF est le suivant (Bouzaiene, 1997):

$$\frac{\|\Delta u^i\|}{\|u^i\|} \leq tol \quad [2.7]$$

où  $\|\Delta u^i\|$  est la norme de l'accroissement des déplacements pour la dernière itération, alors que  $\|u^i\|$  est la norme des déplacements totaux et  $tol$  est la tolérance permise sur le critère de convergence de l'analyse. Une tolérance de 0.005 est généralement recommandée. Une tolérance plus permissive de 0.01 peut toutefois être raisonnable lorsque l'on approche de la rupture lorsque l'endommagement de la structure est très rapide.

### 2.3.1.3 Perturbation de la géométrie

Le maillage d'une structure par éléments finis, à l'aide d'un mailleur standard, donne lieu à une représentation sans défauts géométriques. La résolution par éléments finis d'une telle structure ne donne aucun flambement ou voilement, ce qui ne peut être comparé aux résultats obtenus lors d'essais expérimentaux. Afin de pouvoir comparer les résultats du logiciel MEF aux résultats expérimentaux, on peut perturber la géométrie pour y initier l'instabilité. Ceci peut se faire de deux façons. Une première façon est d'appliquer une charge déstabilisatrice perpendiculairement au chargement pour ainsi modifier localement la géométrie de la structure et y simuler les défauts de rectitude. Cette technique a toutefois le défaut d'engendrer parfois des efforts non négligeables dans la structure. Une autre façon est de déformer la structure dans son premier mode avant d'y appliquer le chargement. Le chargement s'effectue donc sur une structure déformée, ce qui est plus proche de la réalité. On peut, grâce à cette technique, appliquer une certaine amplitude à la déformée initiale pour simuler les défauts de rectitude présents sur les spécimens d'essais expérimentaux.

### 2.3.2 Présentation des éléments de MEF

Quatre types d'éléments seront utilisés pour les maillages des différentes analyses présentées dans ce mémoire. Ces éléments sont: l'élément de plaque DLTP, l'élément volumique de béton, l'élément de contact et l'élément de poutre. Une description de chacun de ces éléments est présentée dans les sous-sections suivantes.

### 2.3.2.1 Élément de plaque DLTP

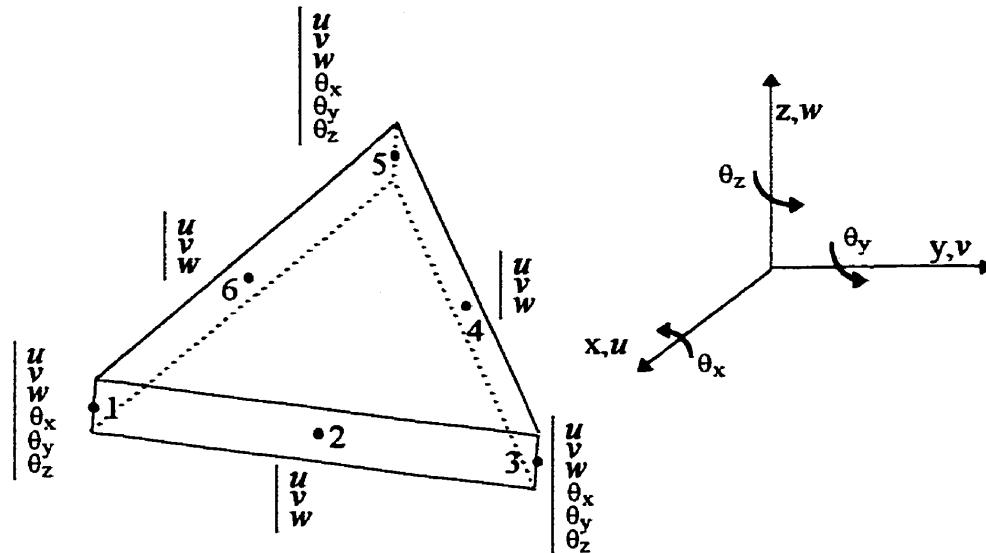
L'élément utilisé pour modéliser les sections d'acier est l'élément de plaque DLTP (Discrete Kirchhoff Linear Strain Triangular Plus). Cet élément a été développé par un groupe de chercheurs de l'Université Laval (Fafard et al., 1987) pour bien représenter le comportement non linéaire des structures minces. Cet élément provient de la superposition de l'élément de membrane LST (Linear Strain Triangular) et de l'élément de plaque DKTP (Discrete Kirchhoff Triangular Plus). Il s'agit d'un élément triangulaire à 6 noeuds et à 27 degrés de liberté tel que présenté à la figure 2.4. Les noeuds sommets comportent 3 degrés de liberté en translation et 3 degrés de liberté en rotation alors que les noeuds intermédiaires ne comportent que 3 degrés de liberté en translation.

Cet élément est jumelé, à une loi de comportement élastoplastique, avec ou sans écrouissage, ou à une loi hypoélastique du béton. La loi de comportement élastoplastique permet d'entrer les coordonnées d'un maximum de 8 points définissant la courbe contrainte-déformation du matériau. Ceci permet de bien représenter le caractère non linéaire d'un matériau, comme celui de l'acier après la plastification.

Pour tenir compte de l'apparition de la plasticité à travers la plaque, l'intégration des contraintes se fait en utilisant la méthode de Radau sur l'épaisseur (Fafard et al., 1987). Dans le plan, on compte 6 points de Gauss. Le nombre de points de Radau doit être d'au minimum de 3. Un nombre de 5 points est généralement recommandé, ce qui sera utilisé dans la présente étude, pour un total de 30 points d'intégration par élément.

Cet élément, lorsqu'utilisé avec la loi élasto-plastique, porte le numéro 42 de la banque d'éléments du logiciel MEF. Il porte le numéro 44 lorsqu'il est utilisé avec la loi hypoélastique de béton (Bouzaiene et Massicotte, 1995). Il a été retenu pour son bon comportement pré et post-flambement. Il sera utilisé pour la modélisation des plaques d'acier composant les section en I des poteaux.

Le critère de plasticité qui sera sélectionné pour les analyses est celui de von-Mises alors que l'écrouissage isotrope sera choisi comme type d'écrouissage.



**Figure 2.4 : Élément triangulaire de plaque**

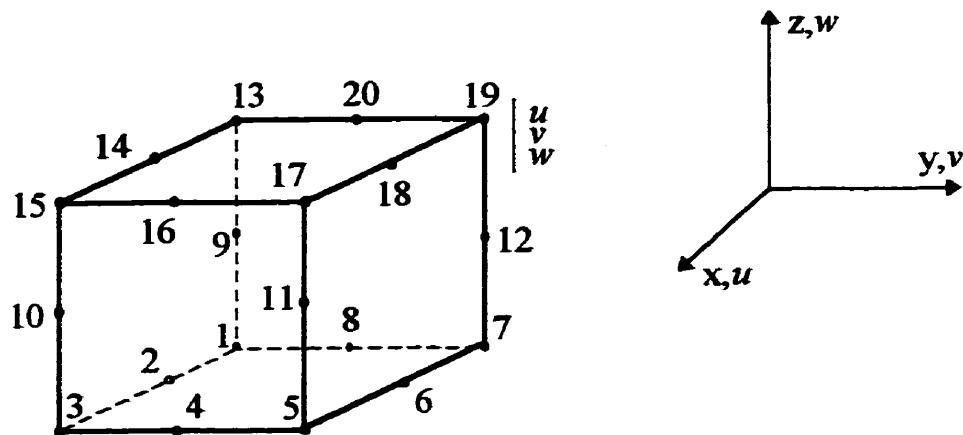
Les principaux paramètres associés à cet élément sont:

- E: Module d'Young de l'acier;
- F<sub>y</sub>: Limite élastique de l'acier;
- t: Épaisseur de la plaque;
- v: Coefficient de Poisson de l'acier;

ainsi que les coordonnées de la courbe contrainte-déformation.

### 2.3.2.2 Élément volumique et loi de comportement du béton

L'élément utilisé pour modéliser le béton est un élément volumique isoparamétrique à 20 noeuds. Cet élément, présenté à la figure 2.5, comporte 3 degrés de liberté de translation par noeuds.



**Figure 2.5 : Élément tri-dimensionnel à 20 noeuds**

Cet élément est associé à la loi de comportement de béton hypoélastique développée et ajoutée au programme MEF par Bouzaiene et Massicotte (1995); il constitue le modèle numéro 50 de la banque d'éléments du programme MEF, lorsqu'utilisé avec la loi de béton, alors qu'il porte le numéro 76 lorsqu'associé à une loi élasto-plastique. Les principales sources de non linéarités sont prises en considération par ce modèle: l'interaction acier-béton, la relation multiaxiale contrainte-déformation et l'adoucissement de la résistance du béton en compression. Le modèle utilise le concept de l'énergie de rupture équivalente, ce qui assure une dissipation d'énergie indépendante de la taille du maillage. Ce modèle a été vérifié (Bouzaiene et Massicotte, 1995) et a donné d'excellents résultats pour représenter le comportement anisotropique et non linéaire du béton. Il sera utilisé pour la modélisation de tous les volumes de béton des poteaux mixtes ou des spécimens de confinement.

Les paramètres importants associés à cet élément sont:

- E<sub>c</sub>: Module d'Young initial du béton;
- f'<sub>c</sub>: Résistance uniaxiale en compression du béton;
- f'<sub>t</sub>: Résistance uniaxiale en traction du béton;

$\varepsilon_{c0}$ : Déformation correspondant à  $f'_c$

$\nu_b$ : Coefficient de Poisson du béton

De plus le modèle utilise les paramètres définissant les courbes d'adoucissement du béton et l'interaction acier-béton (Bouzaiene et Masssicotte, 1995).

À partir de ces paramètres, le logiciel bâtit la courbe contrainte-déformation du béton. Les figures 2.6 et 2.7 présentent successivement les courbes contrainte-déformation en traction et en compression utilisées par le modèle. La courbe contrainte-déformation de la figure 2.6 est présentée en valeur absolue alors que le modèle utilise des valeurs algébriques pour les contraintes et déformations.

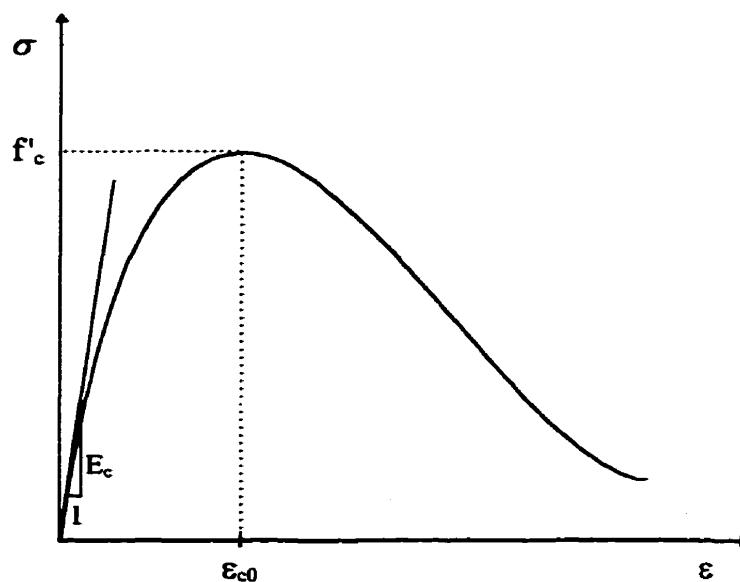
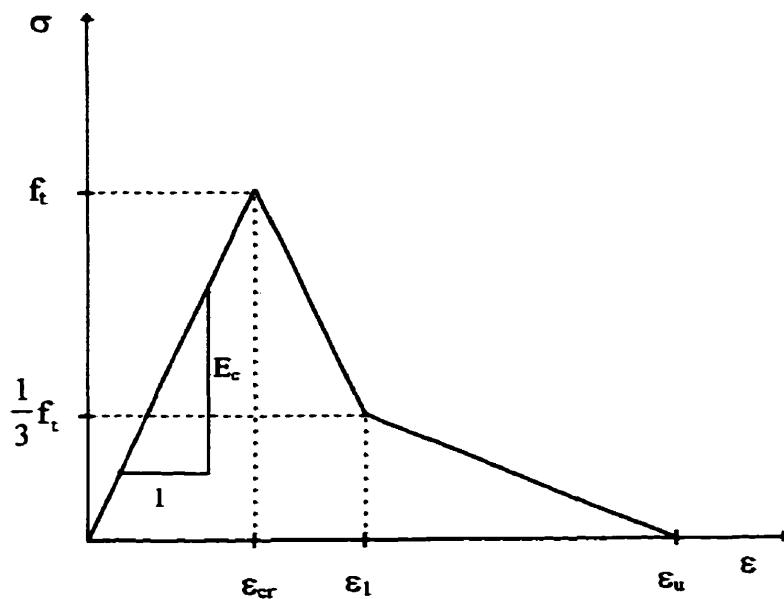


Figure 2.6 : Courbe contrainte-déformation en compression



**Figure 2.7 : Courbe contraintes-déformations en traction**

### 2.3.2.3 Élément de contact

Pour simuler les efforts de contact et de frottement qui peuvent se développer entre les plaques d'acier et le massif de béton, les noeuds de béton et les noeuds des plaques d'acier ayant les mêmes coordonnées sont reliés par un élément de contact à deux noeuds. Cet élément comporte 3 degrés de liberté en translation à chacune de ses extrémités. Il constitue le modèle numéro 14 du logiciel MEF. La loi de glissement 3D de Mohr-Coulomb constitue le critère de glissement utilisé par cet élément.

Les paramètres importants associés à cet élément sont:

- $K_n$ : Rigidité axiale de l'élément;
- $K_t$ : Rigidité tangentielle à l'élément;
- $\alpha$ : Coefficient de frottement de Mohr-Coulomb.

#### 2.3.2.4 Élément de poutre

Un élément de poutre est utilisé pour modéliser les étriers entre les ailes des poteaux. Cet élément est composé de deux noeuds d'extrémités ayant chacun 6 degrés de libertés ( 3 translations et 3 rotations). Cet élément constitue le modèle numéro 30 du logiciel MEF. Il est important de noter que cet élément a un comportement élastique permanent. Il se déforme de manière élastique, en fonction de sa rigidité, sans jamais plastifier.

Les paramètres importants associés à cet élément sont:

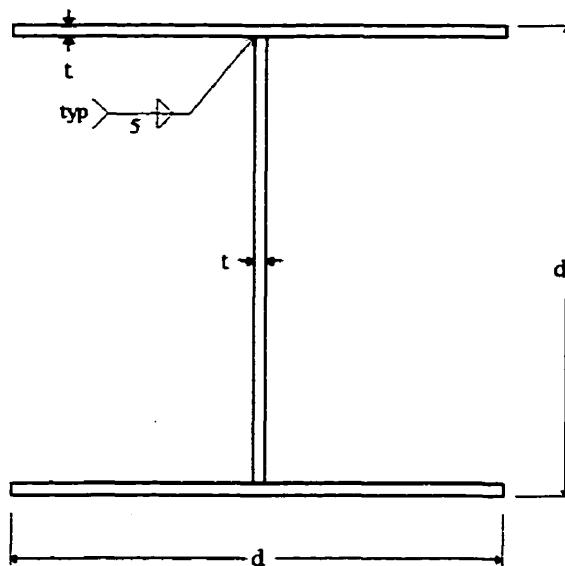
- A: Aire de la section;
- E<sub>s</sub>: Module d'Young de l'acier;
- G: Module de Coulomb de l'acier;
- I<sub>x</sub>: Inertie autour de l'axe x;
- I<sub>y</sub>: Inertie autour de l'axe y.

## CHAPITRE 3

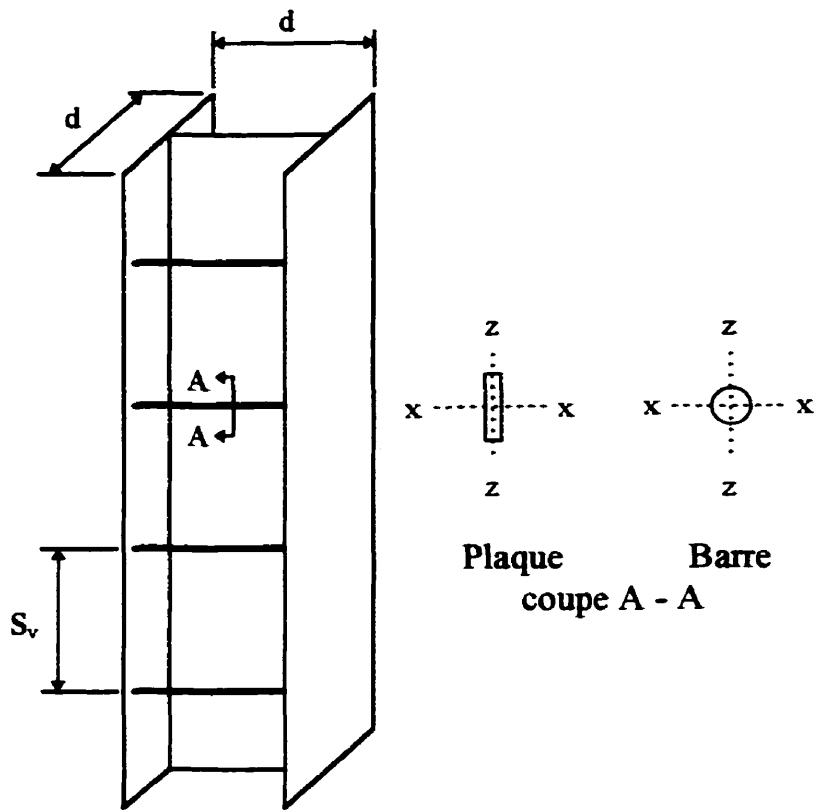
### PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

#### 3.1 Type d'essai

L'essai envisagé pour l'expérimentation est celui de type poteau court "Stub Column Test". La procédure de cet essai est celle du Structural Stability Research Council (Galambos, 1988). Cet essai permet d'isoler le mode de rupture locale d'un poteau en limitant sa hauteur pour que le flambement de celui-ci ne soit pas le mode dominant. Une description détaillée de la procédure d'essai ainsi que des résultats obtenus sont présentés par Fillion (Fillion, 1998). Les figures 3.1 et 3.2 illustrent la nomenclature qui sera utilisée pour définir les sections en I pour la suite de ce mémoire.



**Figure 3.1 : Section typique des spécimens**



**Figure 3.2 : Nomenclature utilisée pour les spécimens**

### 3.2 Analyses préliminaires

Des analyses préliminaires ont été effectuées au mois d'avril 1997 afin de faire un choix plus éclairé des propriétés des spécimens d'essais. Le choix des dimensions maximales des spécimens est gouverné par la capacité maximale de la presse d'essai utilisée. Dans le cadre de ce projet, les essais se sont déroulés à l'aide de deux presses: la presse du Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique, qui a une capacité maximale de 1 000 000 lbs (4450 kN) et une hauteur libre de 3.15 m, et la presse du Laboratoire de Structure du McDonald Engineering Building de l'Université McGill, qui a une capacité de 2 500 000 lbs (11 250 kN) et une hauteur libre de 4 m. Une description plus détaillée de ces deux appareils d'essai est présentée par Filion (1998).

### 3.2.1 Analyses préliminaires des spécimens d'acier

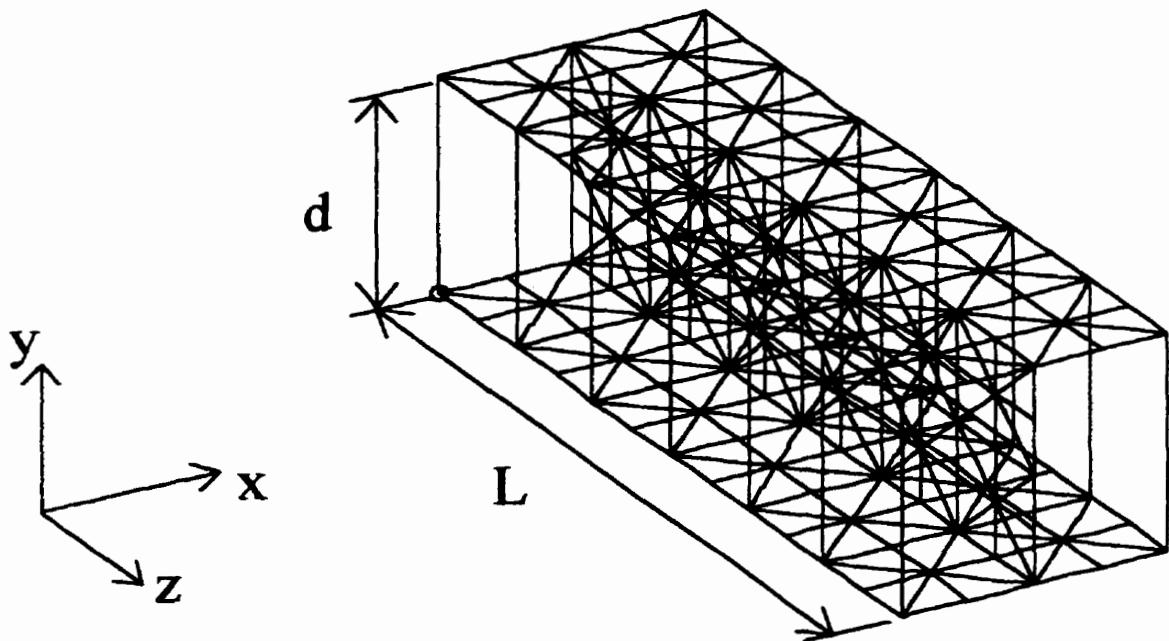
#### 3.2.1.1 Modèle d'analyse

Les analyses préliminaires des spécimens d'acier ont été effectuées afin de prévoir l'influence des étriers sur le mode de rupture et la charge ultime des poteaux d'acier, ceci le but d'effectuer un choix plus judicieux des spécimens d'essais. Le modèle d'analyse utilisé pour les analyses préliminaires est semblable à celui utilisé pour les analyses finales, sauf qu'il ne tient pas compte des contraintes résiduelles et qu'il est beaucoup moins raffiné. Le modèle des analyses préliminaires, qui comporte 288 éléments de plaques comparativement à 1560 pour le modèle final, est présenté à la figure 3.3. Les propriétés ainsi que l'espacement des étriers ont été variés pour ces analyses. Deux indicateurs ont été retenus pour évaluer l'influence des étriers à ce stade de développement du projet. Le premier est le mode de voilement alors que le second est la charge de voilement théorique obtenue des analyses. Ces deux indicateurs sont respectivement le premier vecteur propre et la première valeur propre du modèle.

Les résultats des analyses ainsi que les propriétés des modèles sont présentés au tableau 3.1. Les spécimens d'analyses ont tous les caractéristiques suivantes:  $d = 450$  mm et  $t = 9.5$  mm.

**Tableau 3.1 : Résultats et détails des spécimens d'acier des analyses préliminaires**

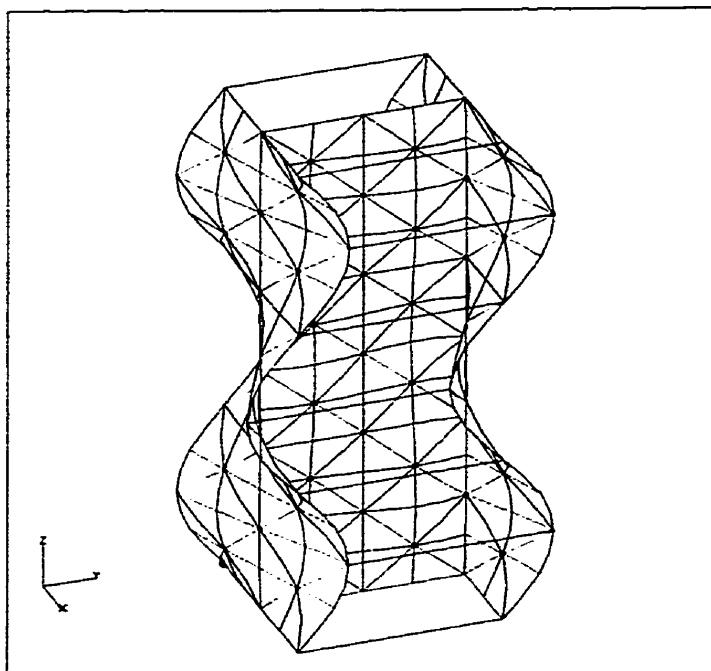
No.	S <sub>v</sub>	Détails de étriers				Première valeur propre
		type et dimensions (mm)	A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )	
PS-1	d/2	11.3 φ	100	800	800	272
PS-2		19.5 φ	300	7200	7200	378
PS-3		25.2 φ	500	19900	19900	459
PS-4		PL 30 x 10	300	22500	2500	351
PS-5		PL 10 x 30	300	2500	22500	432
PS-6	d	11.3 φ	100	800	800	258
PS-7		19.5 φ	300	7200	7200	288
PS-8		25.2 φ	500	19900	19900	310
PS-9		PL 30 x 10	300	22500	2500	279
PS-10		PL 10 x 30	300	2500	22500	268



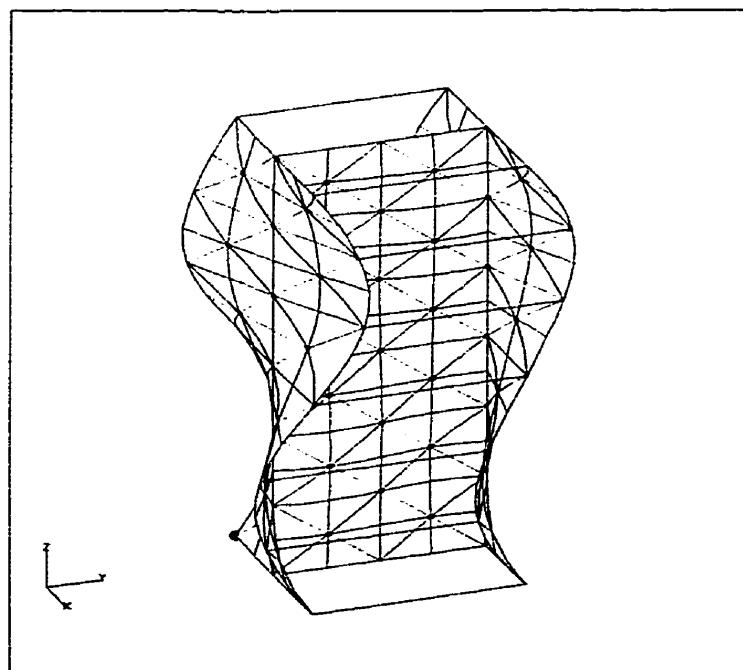
**Figure 3.3 : Modèle des analyses préliminaires**

Le tableau 3.1 démontre que pour un espace d'étriers égal à  $d/2$ , le type d'étrier affecte passablement la première valeur propre. Pour les étriers ronds, on observe une augmentation de 70% de la première valeur propre lorsque le diamètre de l'étrier passe de 11.3 mm à 25.2 mm pour les spécimens PS-1 et PS-3 respectivement. Pour les étriers faits de plaques, l'inertie autour de l'axe  $z$  a un rôle plus important que celle autour de l'axe  $x$ . Dans ce cas, l'augmentation de la première valeur propre est de 23% entre les spécimens PS-4 et PS-5.

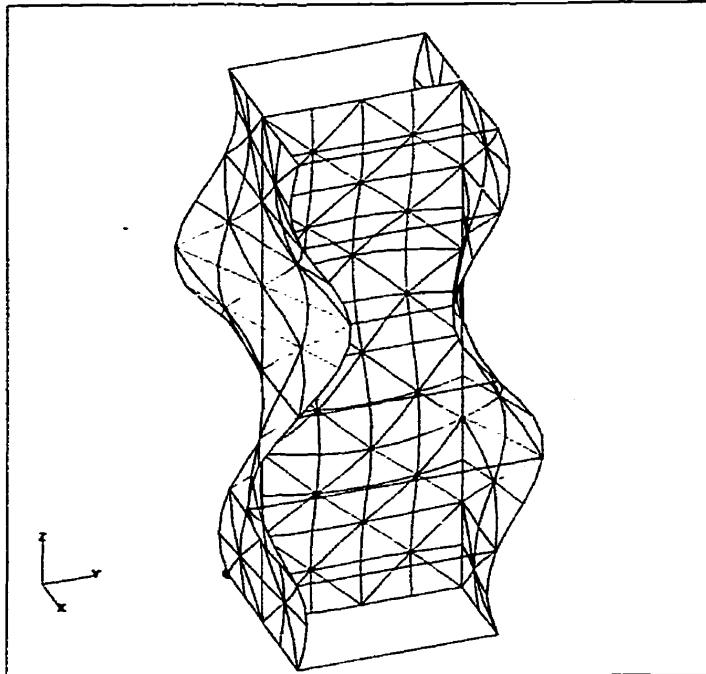
Pour un espace d'étrier égal à  $d$ , on observe la même tendance dans le cas des étriers ronds, mais d'une façon moins prononcée. L'augmentation de la première valeur propre n'est que de 20% entre l'étrier de 11.3 mm et celui de 25.2 mm pour les spécimens PS-6 et PS-8 respectivement. Pour les étriers faits de plaques, les résultats de la première valeur propre sont très semblables pour les spécimens PS-9 et PS-10. Les figures 3.4 à 3.6 présentent l'allure du premier vecteur propre pour les modèles d'analyses préliminaires.



**Figure 3.4 : 1<sup>er</sup> mode, spécimens PS-1, PS-2, PS-3, PS-4, PS-5, PS-7, PS-8, PS-10**



**Figure 3.5 : 1<sup>er</sup> mode, spécimen PS-6**



**Figure 3.6 : 1<sup>er</sup> mode, spécimen PS-9**

On peut observer aux figures 3.4 à 3.6 que le premier mode de déformation de tous les modèles d'analyses préliminaires comporte plus d'une seule vague. Ceci est caractéristique d'un mode de voilement local. La configuration des étriers ne semble pas amener le poteau à flamber. Ceci est souhaitable pour la tenue des essais de type poteau court pour lesquels ont veut éviter tout flambement du poteau.

### 3.2.1.2 Choix des spécimens d'acier

Le choix des spécimens d'acier est décrit dans Filion (1998). Les paramètres qui varient dans ces essais sont: la profondeur de la section ( $d$ ), l'élancement des plaques ( $b_0/t$ ), l'espacement des étriers ( $d$  ou  $d/2$ ) et le type d'étriers. Ces paramètres devraient avoir une influence sur la charge ultime et le mode de rupture des spécimens d'essai. Le tableau 3.2 présente les propriétés des ces différents spécimens d'acier.

**Tableau 3.2 : Propriétés des spécimens d'acier**

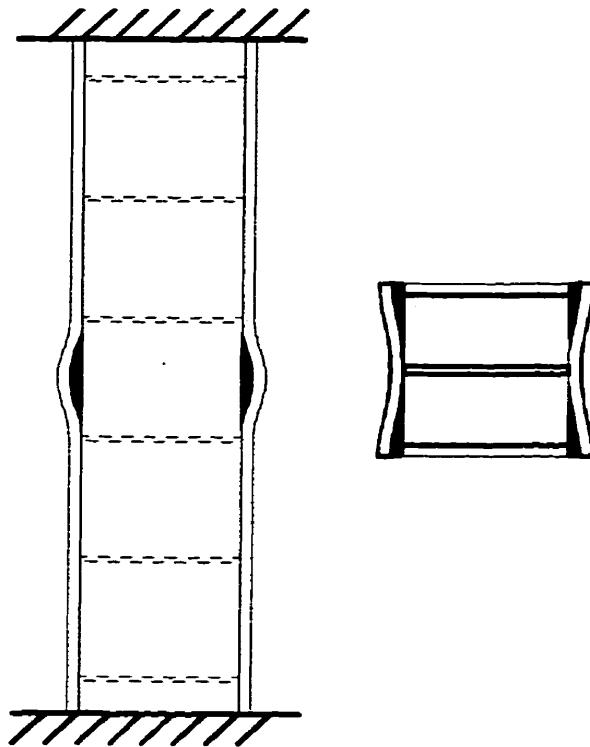
No.	d (mm)	t (mm)	Étriers		L (mm)
			Type et dimensions (mm)	S <sub>v</sub> (mm)	
S-2	450	9.7	12.7φ	225	2250
S-3	450	9.7	22.2φ	225	2250
S-4	450	9.7	PL 6.35 x 61	225	2250
S-5	450	9.7	PL 15.9 x 45	225	2250
S-6	450	9.7	22.2φ	450	2250
S-7	450	6.4	12.7φ	225	2250
S-8	300	6.4	12.7φ	150	1500
S-9	600	9.6	22.2φ	300	3000
S-10	600	9.6	22.2φ	600	3000

### 3.2.2 Spécimens mixtes

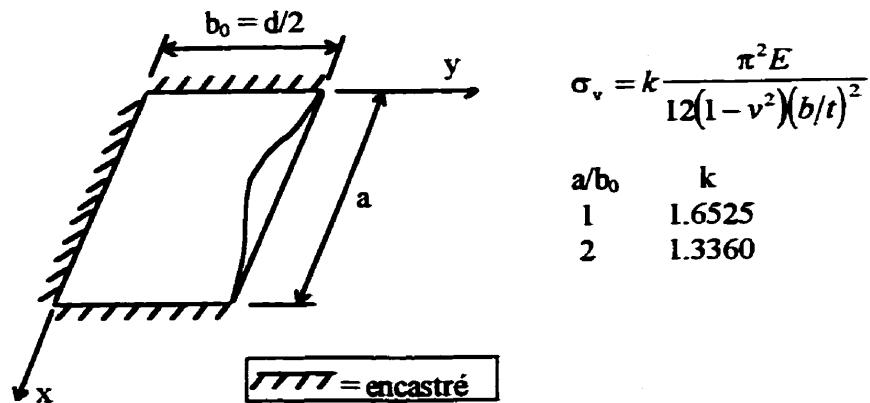
#### 3.2.2.1 Modèle d'analyse

Le modèle d'analyse par éléments finis des sections mixtes n'étant pas encore établi au moment où le choix des spécimens a été effectué, il n'y a eu aucune analyse préliminaire pour les spécimens mixtes. Le choix des sections d'essais a plutôt été basé sur un modèle analytique. Le mode de voilement escompté de l'aile est présenté à la figure 3.7. Ce mode de voilement est caractérisé par une aile comprimée selon l'axe x, encastrée sur trois extrémités et libre selon l'autre extrémité. Ce modèle est présenté à la

figure 3.8. La contrainte de voilement théorique de ce type de problème est donné par l'équation [2.4]. Le choix des spécimens mixtes est décrit dans Filion (1998) et est présenté au tableau 3.3. Les paramètres qui varient dans ces essais sont: la profondeur de la section ( $d$ ), l'élancement des plaques ( $b_0/t$ ), l'espacement des étriers ( $d$ ,  $0.75d$  et  $0.5d$ ) et le type d'étriers. Ces paramètres devraient avoir une influence sur: la charge ultime du poteau, le niveau de confinement du béton, le mécanisme de rupture ainsi que les contraintes transversales dans l'acier.



**Figure 3.7 : Mode de voilement des spécimens mixtes**



**Figure 3.8 : Voilement de l'aile d'un spécimen mixte**

### 3.2.2.2 Choix des sections mixtes

La description du choix des sections mixtes est effectué dans Filion (1998). Le tableau 3.3 présente les propriétés de ces sections.

**Tableau 3.3 : Propriétés des sections mixtes**

No.	d (mm)	t (mm)	Étriers		L (mm)
			type et dimensions (mm)	$S_v$ (mm)	
C-2	450	9.53	12.7φ	225	2250
C-3	450	9.53	12.7φ	337.5	2250
C-4	450	9.53	12.7φ	450	2250
C-5	450	9.53	22.2φ	225	2250
C-6	450	6.35	12.7φ	337.5	2250
C-7	300	6.35	12.7φ	300	1500

### 3.2.3 Analyses préliminaires spécimens de confinement

#### 3.2.3.1 Modèle d'analyse

Les spécimens de confinement sont testés pour tenter d'isoler le phénomène du confinement pour mieux l'évaluer. Ces spécimens sont décrit par Filion (1998). Des analyses préliminaires ont été réalisées afin d'évaluer le niveau de confinement que la section d'acier apporte au béton. Ces analyses ont été effectuées pour un spécimen ayant les caractéristique suivantes:  $d = 450 \text{ mm}$ ,  $t = 9.53 \text{ mm}$ ,  $S_v = 225$  et  $450 \text{ mm}$  pour lequel on a varié le type d'étrier. Quatre types d'éléments compose le modèle utilisé pour ces analyses, l'élément de plaque DLTP sert à modéliser les plaques composant la section en I du poteau alors que l'élément de poutre sert à modéliser les étriers. Le béton est modélisé à l'aide de l'élément volumique associé à la loi hypoélastique et le lien entre le béton et l'acier est représenté à l'aide d'un élément de contact. La double symétrie est utilisée et le modèle représente le quart de la section. Comme le logiciel ne permettait pas le couplage des degrés de liberté au moment de ces analyses, les trois espacement d'étrier sont modélisés afin de permettre la distribution du chargement vers l'espacement central d'où les observations proviennent.

Les deux indicateurs retenus pour évaluer le niveau de confinement apporté par la section d'acier au béton sont l'accroissement de la charge ultime ainsi que l'effort de traction dans l'étrier. Le tableau 3.4 présente les résultats obtenus de ces analyses.

**Tableau 3.4 : Résultats des analyses de confinement**

No.	$S_v$	type étrier et dimensions (mm)	Accroissement de la charge ultime	Effort dans l'étrier (kN)
PCO-1	d/2	11.3 $\phi$	12%	10
PCO-2		19.5 $\phi$	14%	21
PCO-5		PL 10 x 30		
PCO-6	d	11.3 $\phi$	3%	10
PCO-7		19.5 $\phi$	6%	19
PCO-5		PL 10 x 30		

### 3.2.3.2 Choix des spécimens de confinement

Le choix des sections d'acier pour les spécimens de confinement est décrit dans Filion (1998). Le tableau 3.5 présente les propriétés de ces sections.

**Tableau 3.5 : Propriétés des sections d'acier des spécimens de confinement**

No.	d (mm)	t (mm)	Étriers	
			Type et dimensions (mm)	S <sub>v</sub> (mm)
CO-1	450	9.53	12.7ϕ	225
CO-2	450	9.53	22.2ϕ	225
CO-3	450	9.53	PL 61x6.35	225
CO-4	450	9.53	12.7ϕ	450

### 3.3 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés dans ce projet ont été testés expérimentalement. Dans le cas des plaques d'acier, des essais de traction ont été effectués sur des éprouvettes de la même provenance que les plaques composant les spécimens d'essais. Pour chacune des épaisseurs de plaque, quatre éprouvettes ont été testées. Ces essais ont été réalisés conformément à la norme ASTM E 8M-95a (ASTM, 1995). La limite élastique pour les deux épaisseurs de plaque est présentée au tableau 3.6. Ces valeurs seront utilisées pour les analyses par élément finis en fonction de l'épaisseur de la plaque modélisée.

**Tableau 3.6 : Limite élastique des plaques d'acier**

Épaisseur de la plaque (mm)	Limite élastique (MPa)
6.5	374
9.7	368

Pour le béton, un minimum de cinq cylindres de 300 mm de haut par 150 mm de diamètre ont été fabriqués pour chacun des spécimens d'essais. Ces cylindres ont été testés conformément à la norme ASTM C-39 (ASTM, 1986). Le tableau 3.7 présente la valeur moyenne de résistance uniaxiale du béton en compression ( $f'_c$ ) ainsi que le module d'Young ( $E_c$ ) des cylindres selon les spécimens.

**Tableau 3.7 : Propriétés du béton**

Spécimen	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
C-2	32.7	-
C-3	32.5	27800
C-4	32.0	28000
C-5	34.6	28800
C-6	32.7	28200
C-7	31.9	31500
CO-1	24.1	30300
CO-2	22.3	29100
CO-3	23.3	30200
CO-4	20.9	25300

## CHAPITRE 4

### CONTRAINTES RÉSIDUELLES

#### 4.1 Introduction

Les contraintes résiduelles proviennent du procédé de fabrication des sections. Dans le cas de sections en I soudées, la région de la soudure aile-âme devient très chaude lors de la soudure. Celle-ci cherche à raccourcir lorsqu'elle refroidit mais est alors bloquée par l'aile et l'âme qu'elle cherche à comprimer. Il en résulte un état de contraintes résiduelles de compression au bout des ailes et au milieu de l'âme et de traction dans la région de la soudure aile-âme.

La présence de contraintes résiduelles affecte le comportement en compression des sections à cause de la plastification hâtive qui survient aux endroits où la contrainte résiduelle est en compression. Dans le cas de pièces où le voilement local survient avant la plastification complète de la section (pièces de classe 4), cette plastification hâtive de certains endroits de la section a pour effet de réduire la résistance en compression de la section par rapport à une section exempte de contraintes résiduelles.

#### 4.2 Mesure des contraintes résiduelles

Lors des essais de compression de l'été 1997, des mesures de contraintes résiduelles ont été effectuées sur quatre spécimens, un pour chacune des sections étudiées. Ces spécimens sont décrits au tableau 4.1. Les spécimens pour la mesure des

contraintes résiduelles ont été fabriqués à partir des mêmes plaques, en même temps, dans la même usine et selon le même procédé de fabrication que les spécimens utilisés pour les essais de compression.

**Tableau 4.1 : Dimensions des spécimens de contraintes résiduelles**

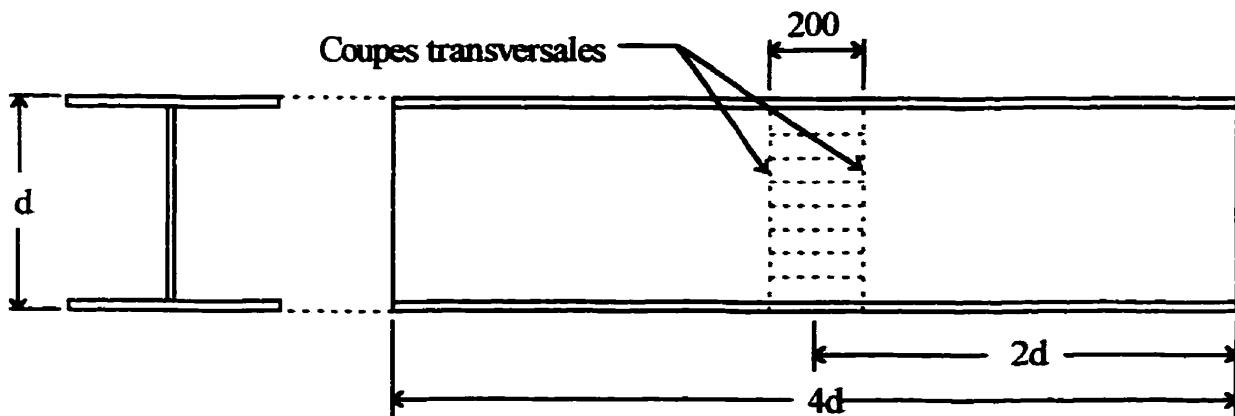
Spécimen	d (mm)	t (mm)	Longueur (mm)	Aire (mm <sup>2</sup> )
R-1	450	6.4	1800	8558
R-2	450	9.7	1800	12907
R-3	300	6.4	1200	5678
R-4	600	9.7	2400	17272

### 4.3 Procédure

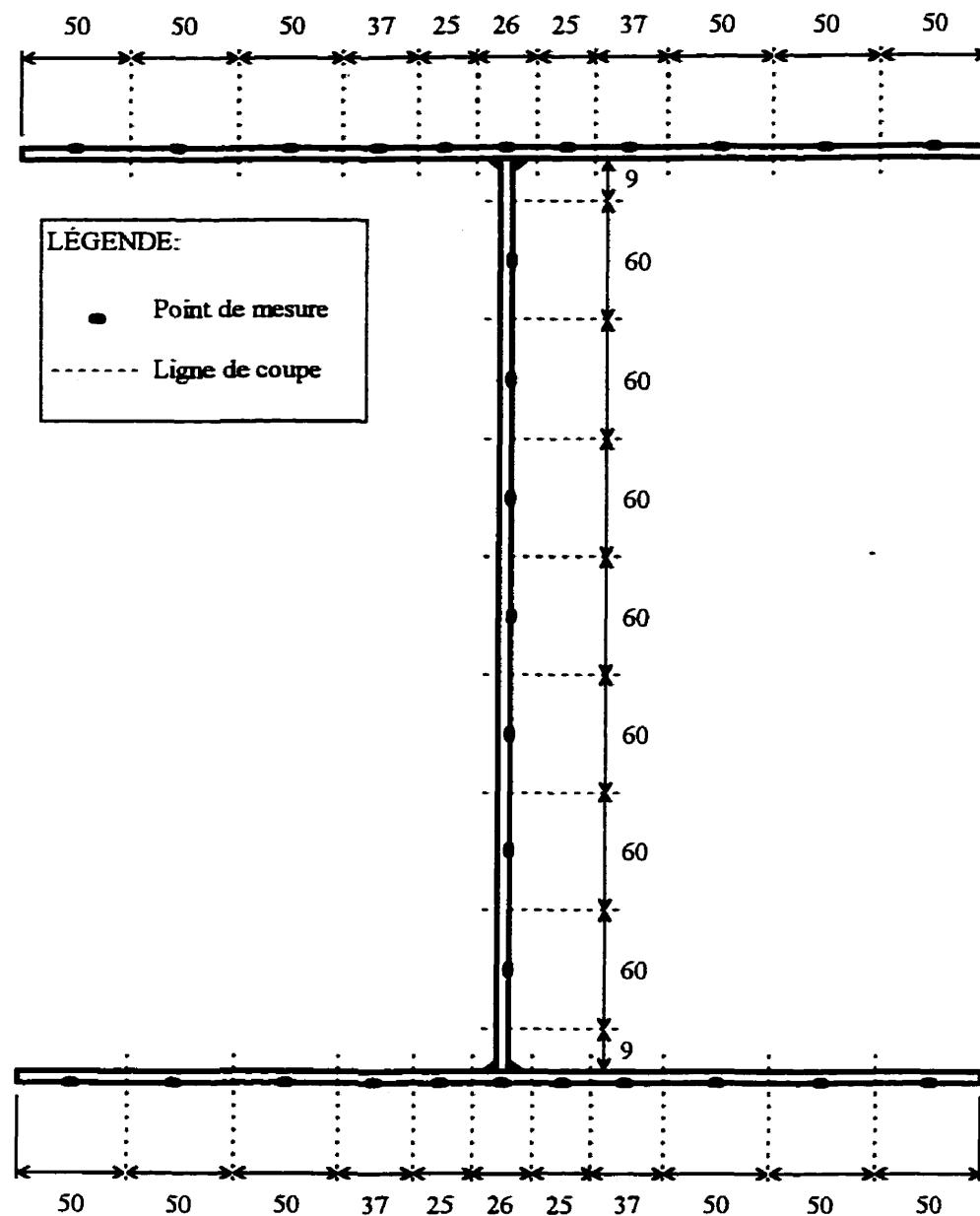
La méthode utilisée est la technique du sectionnement, méthode qui est de type destructive. Dans cette méthode, on coupe le spécimen en plusieurs bandes longitudinales pour y relâcher les contraintes internes. On mesure le changement de longueur subi par chacune des bandes et, en appliquant la loi de Hooke, on peut alors déterminer la distribution des contraintes résiduelles dans la section. La procédure qui est décrite dans le guide du SSRC (Galambos, 1988) a été suivie pour réaliser ces mesures. En voici une brève description:

- La longueur totale ( $L$ ) des spécimens a été déterminée comme étant égale à quatre fois la profondeur ( $d$ ) de la section. Cette longueur a été choisie pour que la section centrale de mesure soit assez éloignée des extrémités pour que les mesures ne soient pas affectées par l'effet de bout.

- Des bandes ont été réparties sur une section au centre du spécimen. Cette section centrale est illustrée à la figure 4.1 alors que les figures 4.2 à 4.5 illustrent plus spécifiquement la répartition des bandes sur l'aile et l'âme de la section.
- Deux trous, distants de 150 mm longitudinalement, ont été percés au milieu de chacune des bandes. Ces trous ont servi de repère pour les mesures de longueur. Les trous ont été percés à l'aide d'un foret de 1,016 mm de diamètre.
- Une première série de mesures a été effectuée afin d'obtenir la distance initiale entre les trous pour chacune des bandes.
- La section a été coupée transversalement et longitudinalement pour obtenir des bandes de 200 mm de longueur et dont la largeur est indiquée aux figures 4.2 à 4.5.
- Toutes les coupes ont été effectuées à l'aide d'une scie avec liquide refroidissant, ce qui évite l'engendrement de contraintes supplémentaires.
- Suite à cette coupe, une deuxième série de mesures a été effectuée afin d'obtenir la distance finale entre les trous pour chacune des bandes.
- Toutes les mesures ont été effectuées à l'aide d'un instrument de type DEMEC de 150 mm de longueur ayant une précision sur les déformations de  $10.7 \times 10^{-6}$ . Les lectures ont été prises à une température constante de 21 degré Celcius.



**Figure 4.9 : Spécimen de mesure des contraintes résiduelles**



**Figure 4.10 : Schéma de coupe du spécimen R-1**

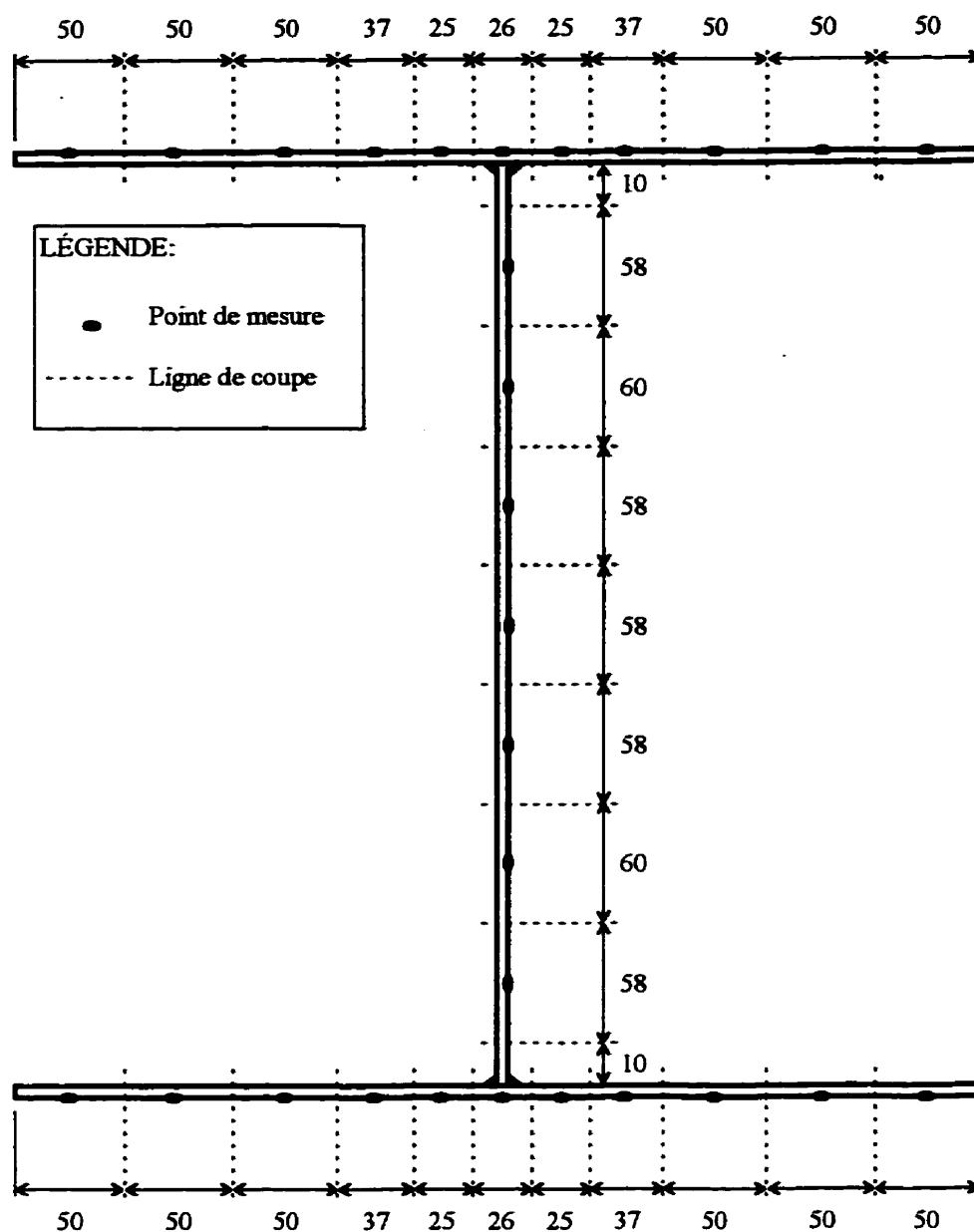
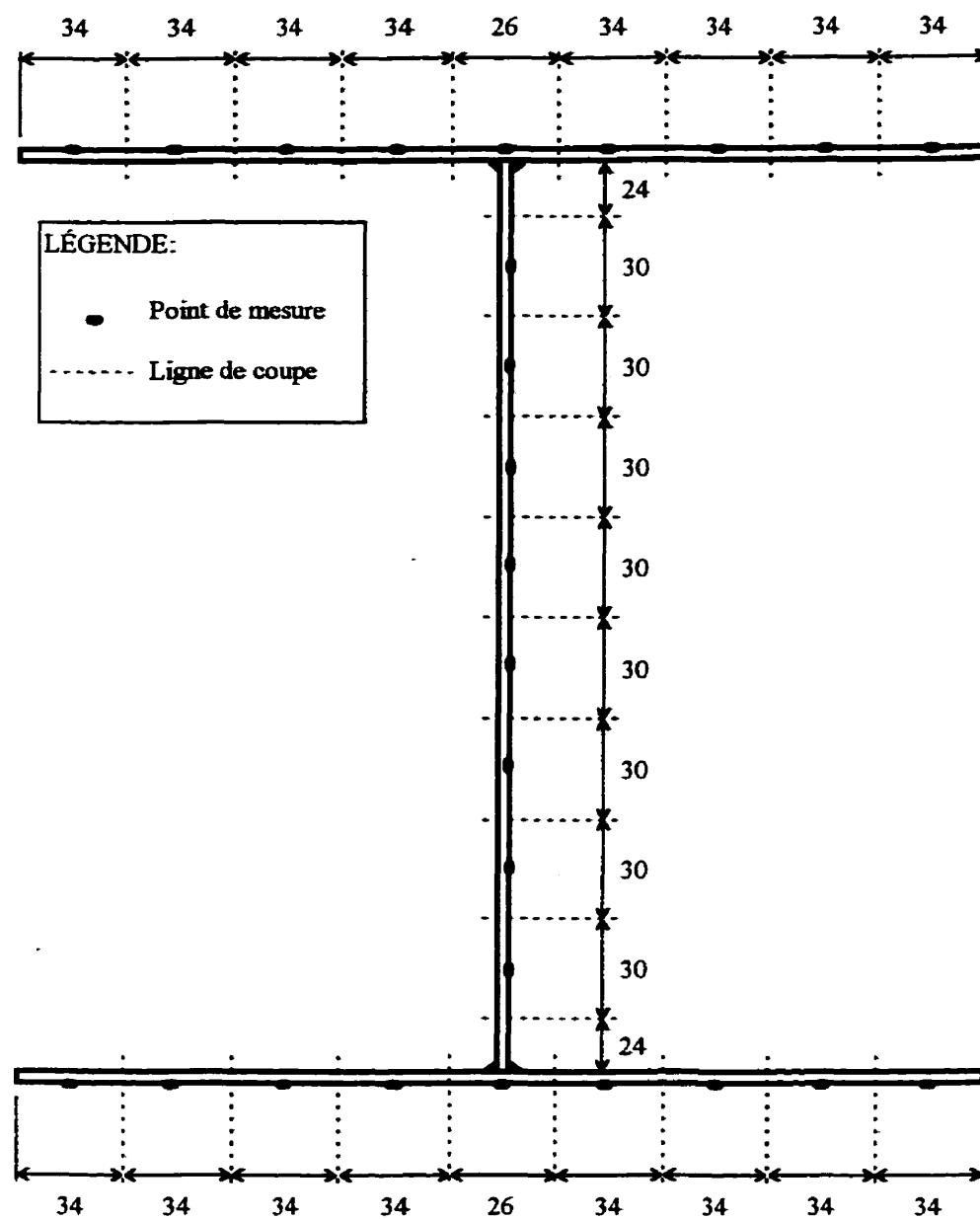
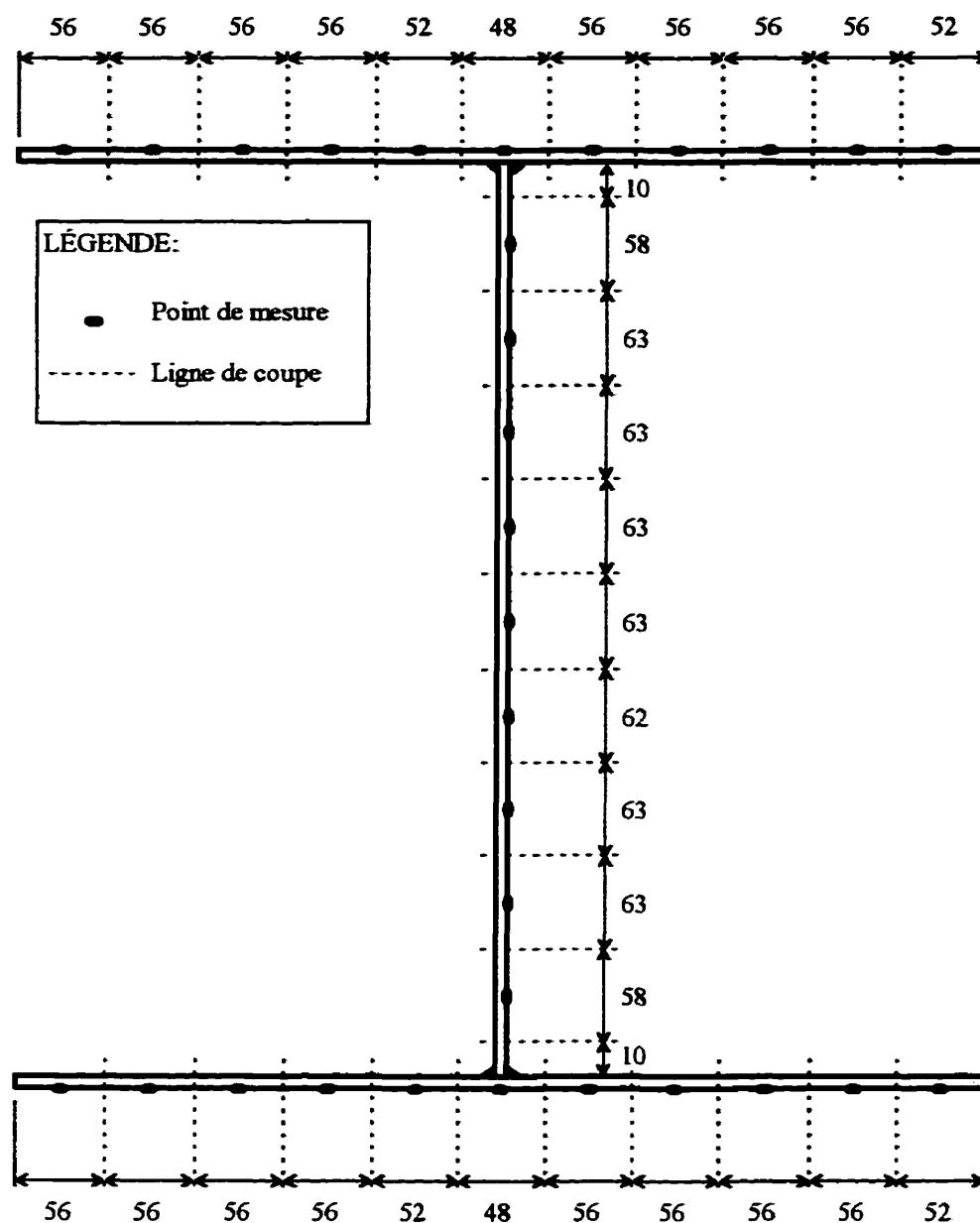


Figure 4.11 : Schéma de coupe du spécimen R-2



**Figure 4.12 : Schéma de coupe du spécimen R-3**



**Figure 4.13 : Schéma de coupe spécimen R-4**

## 4.4 Résultats

Une correction a dû être effectuée aux mesures de contraintes résiduelles pour tenir compte de la courbure des bandes après la coupe. L'équilibre statique de la distribution des contraintes résiduelles a aussi été vérifié.

### 4.4.1 Correction pour la courbure des bandes

Suite à la coupe, il se peut que certaines bandes adoptent une forme courbe autour de leur axe faible. Il faut alors corriger la mesure prise sur une bande courbe pour la ramener à une bande droite. Cette correction est calculée en mesurant la flèche entre les points de lecture sur la bande en faisant l'hypothèse que la courbure initiale y était nulle. L'équation de correction proposée par le SSRC (Galambos, 1988) est la suivante:

$$\lambda = \frac{8 * \delta^2}{3 * L_g} \quad [4.1]$$

où:  $\delta$  = flèche entre les points de mesures

$L_g$  = longueur de mesure

Cette correction aurait toutefois pu être négligée puisqu'elle engendre des différences inférieurs à 1 MPa.

### 4.4.2 Équilibre statique

L'intégrale des contraintes résiduelles sur l'ensemble de la section doit en théorie être nulle. La méthode utilisée pour vérifier ce critère est de faire la sommation des forces associées à chacune des bandes. Ces forces sont déterminées en appliquant la contrainte résiduelle mesurée sur la largeur et l'épaisseur de la bande. Le tableau 4.2 présente le résultat de la sommation des contraintes sur l'ensemble de la section pour chacun des

spécimens de contrainte résiduelle ainsi que la contrainte que produirait ce résultat sur l'ensemble de la section.

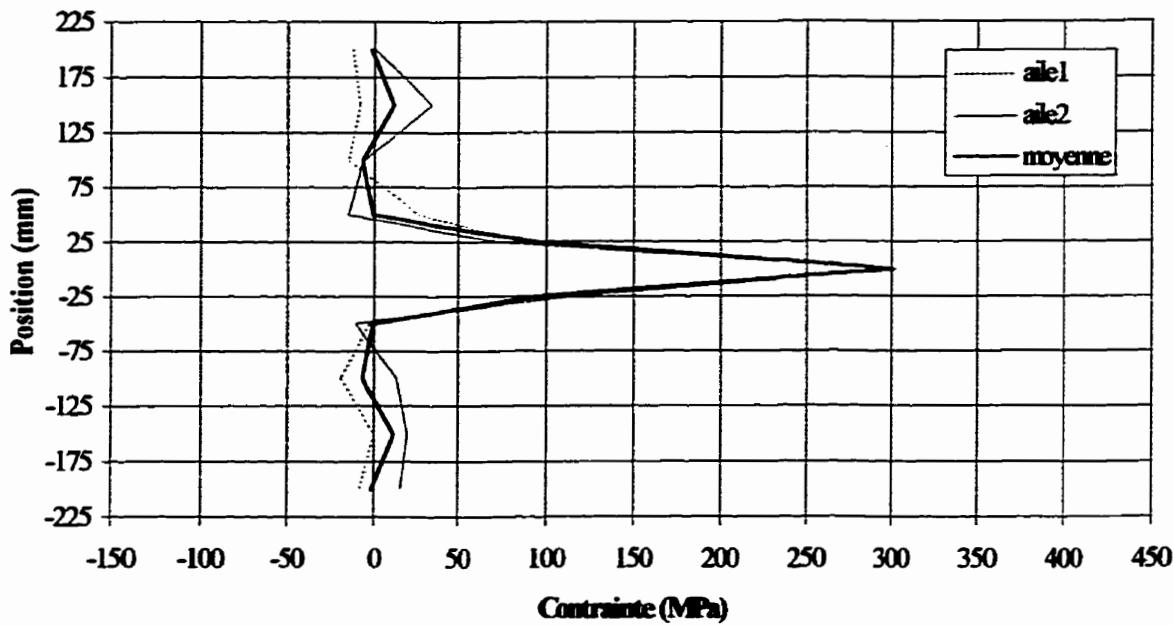
**Tableau 4.2 : Évaluation de l'équilibre statique**

Spécimen	$\int \sigma_r dA$ (kN)	$\int \sigma_r / A dA$ (MPa)
R-1	144	17
R-2	63	5
R-3	23	4
R-4	-118	-7

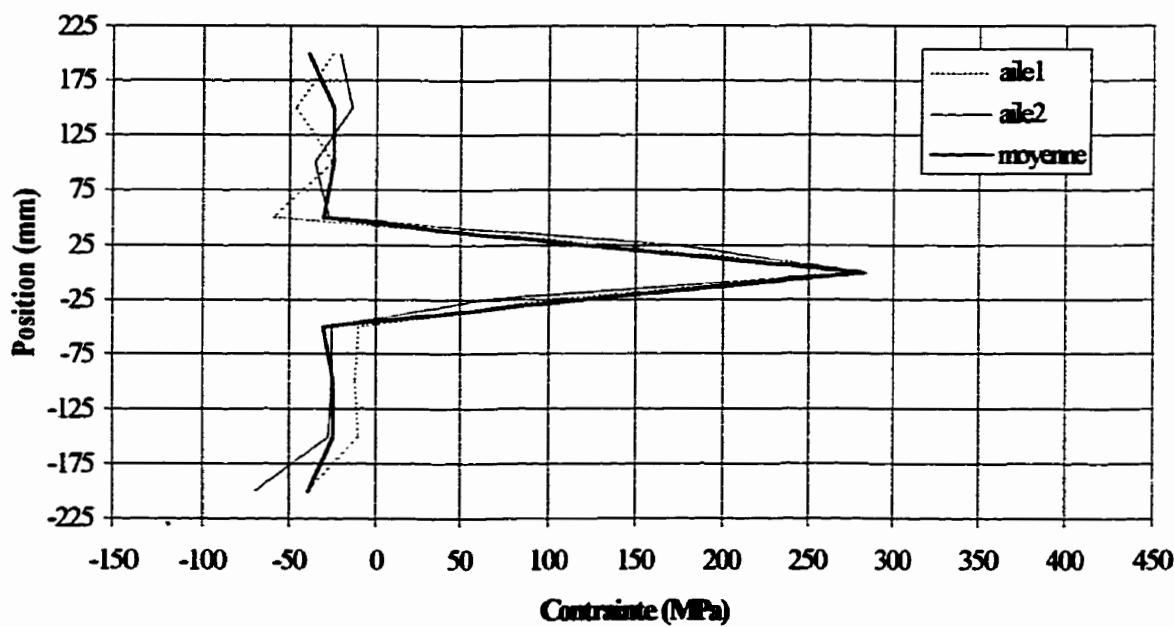
#### 4.4.3 Contraintes résiduelles dans les ailes

Les figures 4.6 à 4.9 présentent les résultats des mesures de contraintes résiduelles dans l'aile pour chacun des spécimens. On peut y voir, selon le spécimen, les valeurs obtenues pour chacune des deux ailes ainsi que la valeur moyenne. On peut remarquer sur la figure 4.8 que la mesure de contrainte résiduelle au niveau de la soudure dépasse la limite élastique de l'acier ( $F_y=374$  MPa) pour le spécimen R-3. Cette valeur de contrainte résiduelle a été ramenée à la valeur de limite élastique de l'acier pour la détermination de la valeur moyenne ainsi que pour le calcul de l'équilibre statique.

Le tableau 4.3 présente les résultats moyens des contraintes résiduelles dans les ailes selon le spécimen. On peut y lire la contrainte résiduelle ( $\sigma_r$ ) et la position de celle-ci par rapport au centre de l'aile.



**Figure 4.14 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-1**



**Figure 4.15 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-2**

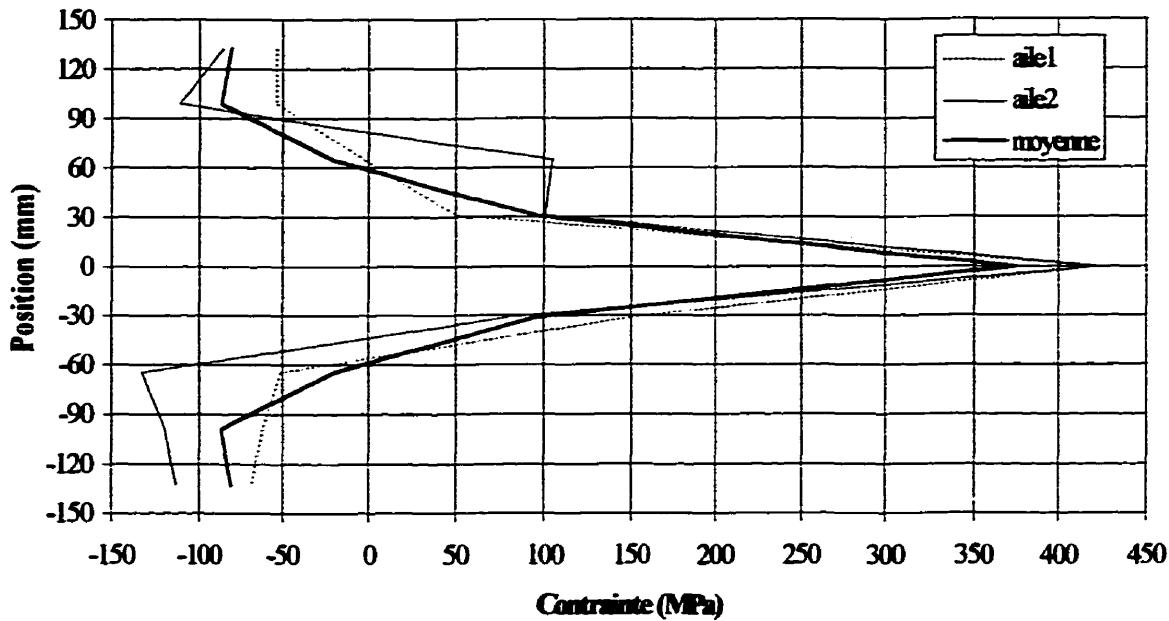


Figure 4.16 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-3

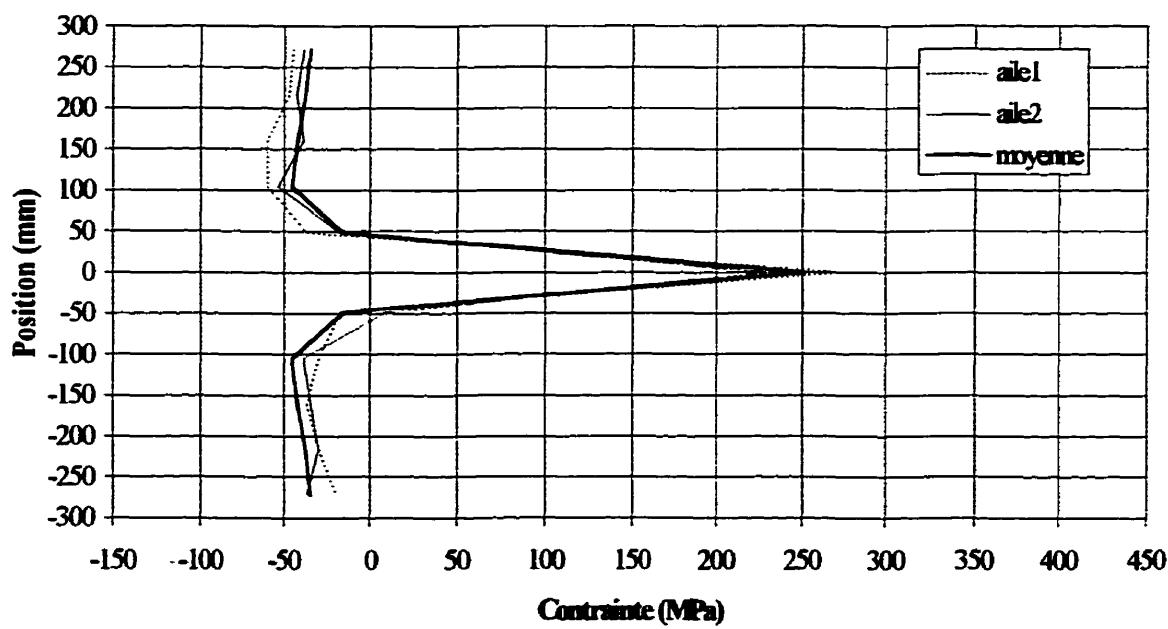


Figure 4.17 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'aile - spécimen R-4

**Tableau 4.3 : Contraintes résiduelles moyennes dans les ailes**

R-1		R-2		R-3		R-4	
position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)
0	300.7	0	281.8	0	374.0	0	251.5
25	94.1	25	119.7	31	95.2	48	-15.5
50	-0.5	50	-30.6	65	-20.3	104	-45.5
100	-7.0	100	-24.7	99	-86.7	160	-42.3
150	11.2	150	-24.7	133	-80.3	216	-37.5
200	-1.6	200	-39.2			272	-34.8

#### 4.4.4 Contraintes résiduelles dans les âmes

Les figures 4.10 à 4.13 présentent les résultats des mesures des contraintes résiduelles dans l'âme pour chacun des spécimens. On peut y voir, selon le spécimen, les valeurs expérimentales obtenues ainsi que la valeur moyenne.

Le tableau 4.4 présente les résultats moyens des contraintes résiduelles dans l'âme selon le spécimen. On peut y lire la contrainte résiduelle moyenne ( $\sigma_r$ ) et la position de celle-ci par rapport au centre de l'âme.

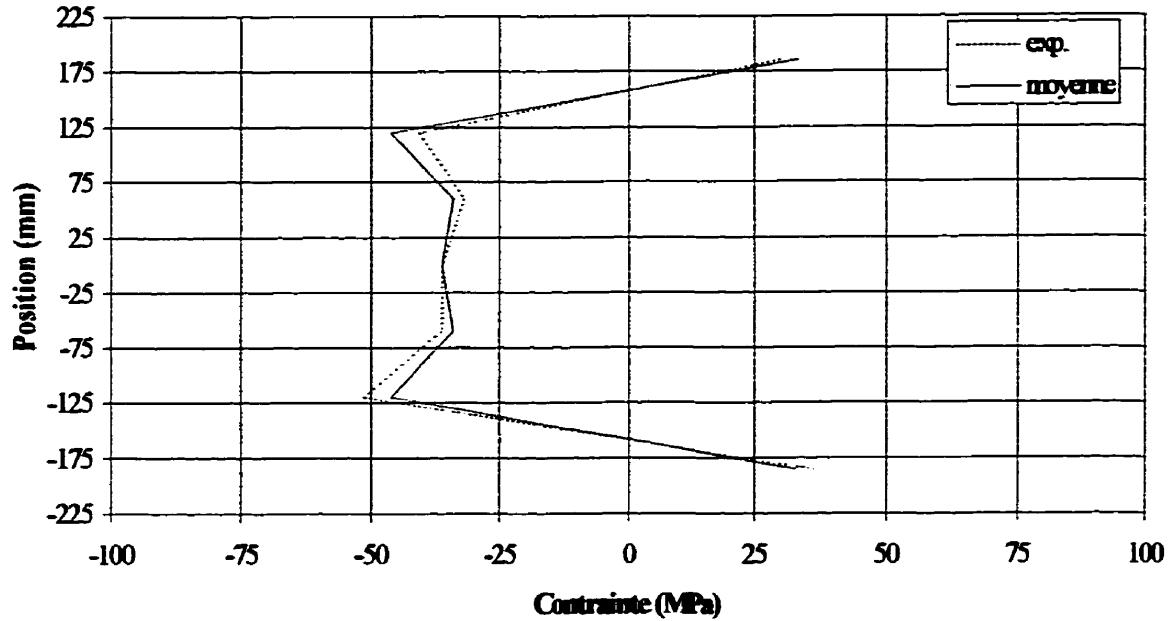


Figure 4.18 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-1

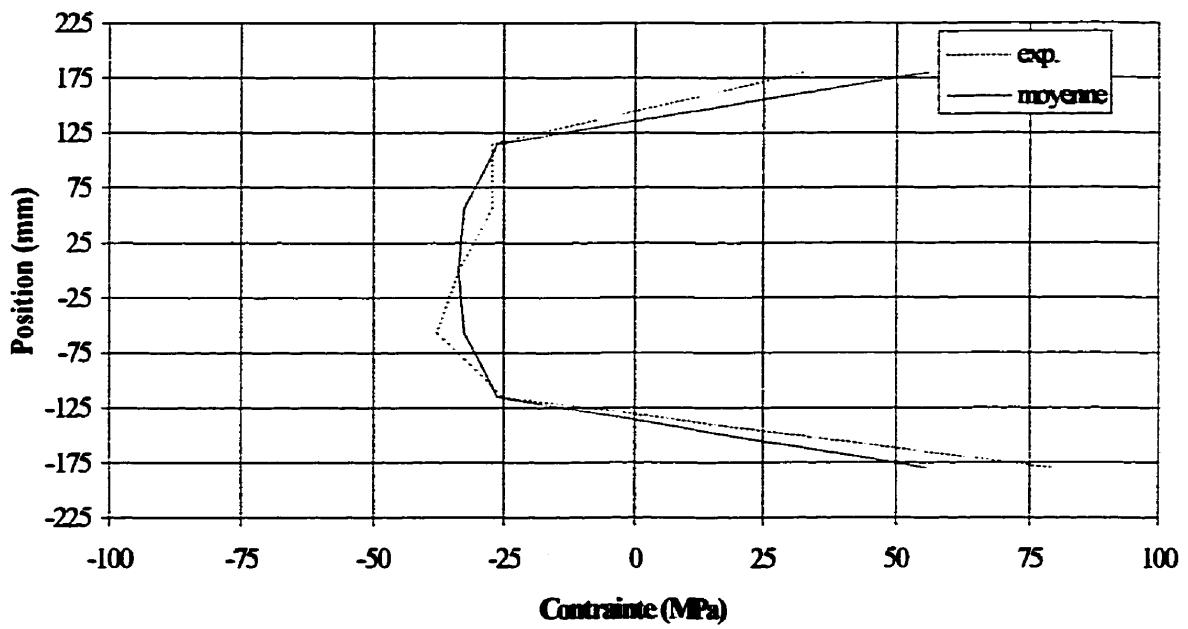


Figure 4.19 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-2

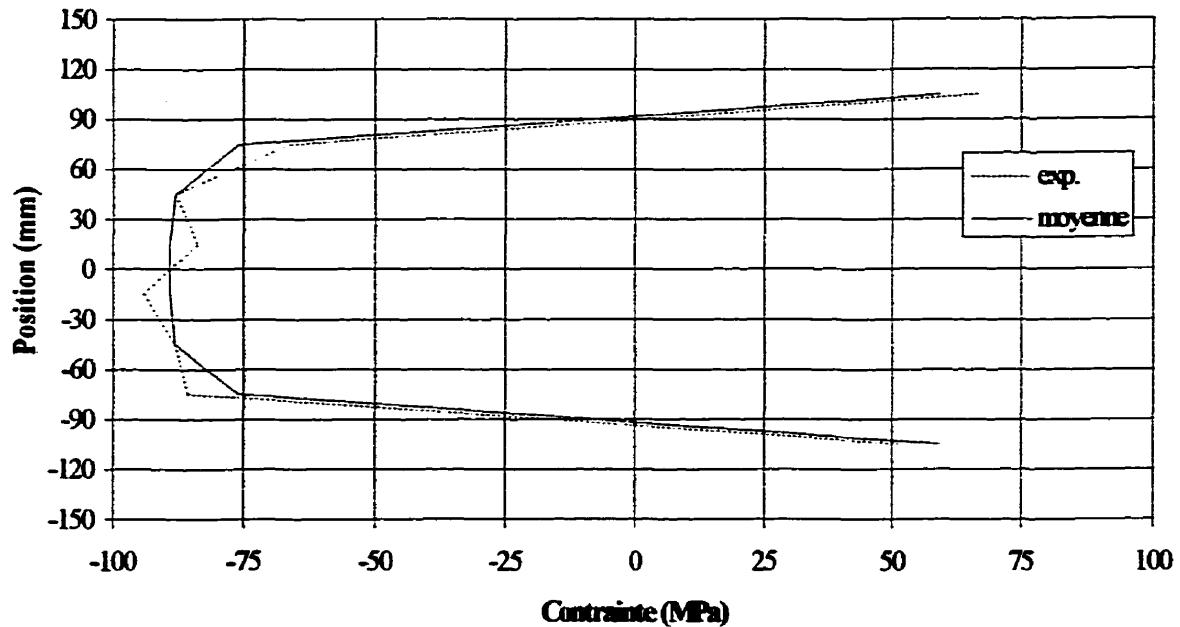


Figure 4.20 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-3

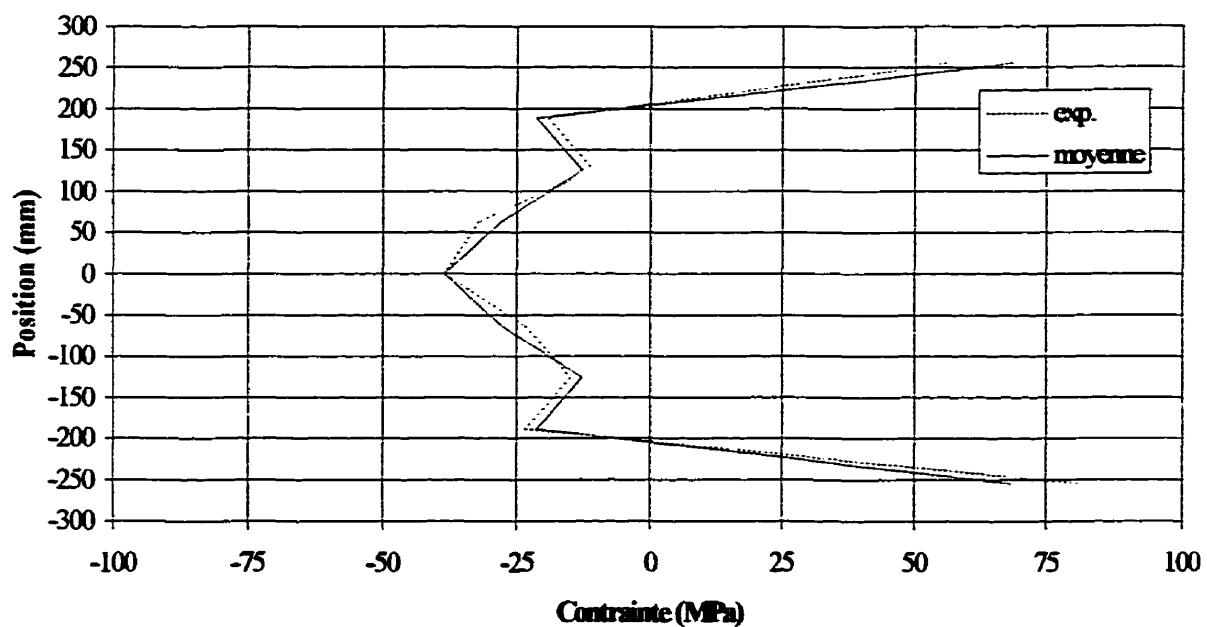


Figure 4.21 : Répartition des contraintes résiduelles dans l'âme - spécimen R-4

**Tableau 4.4 : Contraintes résiduelles moyennes corrigées dans l'âme**

R-1		R-2		R-3		R-4	
position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)	position (mm)	$\sigma_r$ (MPa)
0	-36.4	0	-33.8	0	-88.8	0	-38.5
60	-34.2	57	-32.8	15	-88.8	63	-27.8
120	-46.0	115	-26.4	45	-87.7	126	-12.8
185	33.2	180	56.0	75	-76.0	189	-21.4
				105	58.9	255	68.5

## CHAPITRE 5

### COMPARAISONS ENTRE LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET LES ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Trois types d'essais ont été réalisés au cours de l'été 1997: des essais sur des spécimens d'acier seul, des essais sur des spécimens mixtes et des essais sur des spécimens de confinement. Les deux premiers types de spécimens représentent un poteau à des phases de construction différentes, soit avant et après la coulée du béton. Le dernier type de spécimen a été effectué pour isoler le phénomène du confinement du béton par la section d'acier afin de mieux l'évaluer.

La hauteur de tous les spécimens correspond à 5 fois la profondeur de la section, ce qui est conforme aux limites de l'essai de type poteau court. La description plus spécifique de tous ces essais est présentée par Filion (1998). Les discussions sur ces comparaisons sont présentées au chapitre 6.

#### 5.1 Spécimens d'acier

Neufs spécimens d'acier, numérotés S-2 à S-10, ont été testés au cours de l'été 1998. Les données recueillies au cours des essais pour ces spécimens sont: les déplacements axiaux aux extrémités des ailes, les déplacements axiaux sur l'aile vis-à-vis l'âme et le niveau de chargement. Des observations qualitatives ont aussi été prises sur le mode de voilement des spécimens suite à l'essai. Pour chacun de ces spécimens, des mesures de défauts de rectitudes à l'extrémité des ailes ont été prises avant les essais.

### 5.1.1 Description des spécimens d'acier

Les caractéristiques des spécimens d'acier sont présentées à la figure 5.1 ainsi qu'au tableau 5.1. Les caractéristiques suivantes variaient selon les spécimens: la profondeur de la section ( $d$ ), l'épaisseur des plaques ( $t$ ), le type d'étrier, l'espacement des étriers ( $S_v$ ). Les spécimens ont une hauteur de 5 fois leur profondeur. Une plaque de bout est soudée à chacune des extrémités du poteau. Un surplus d'étriers est présent sur 1/5 de la hauteur du poteau à chacune des extrémités pour éviter que le voilement ne se produise près du point d'application de la charge. Cet endroit peut en effet être critique pour le voilement car le chargement peut ne pas y être parfaitement uniforme. Le voilement est donc escompté dans le 3/5 central du poteau.

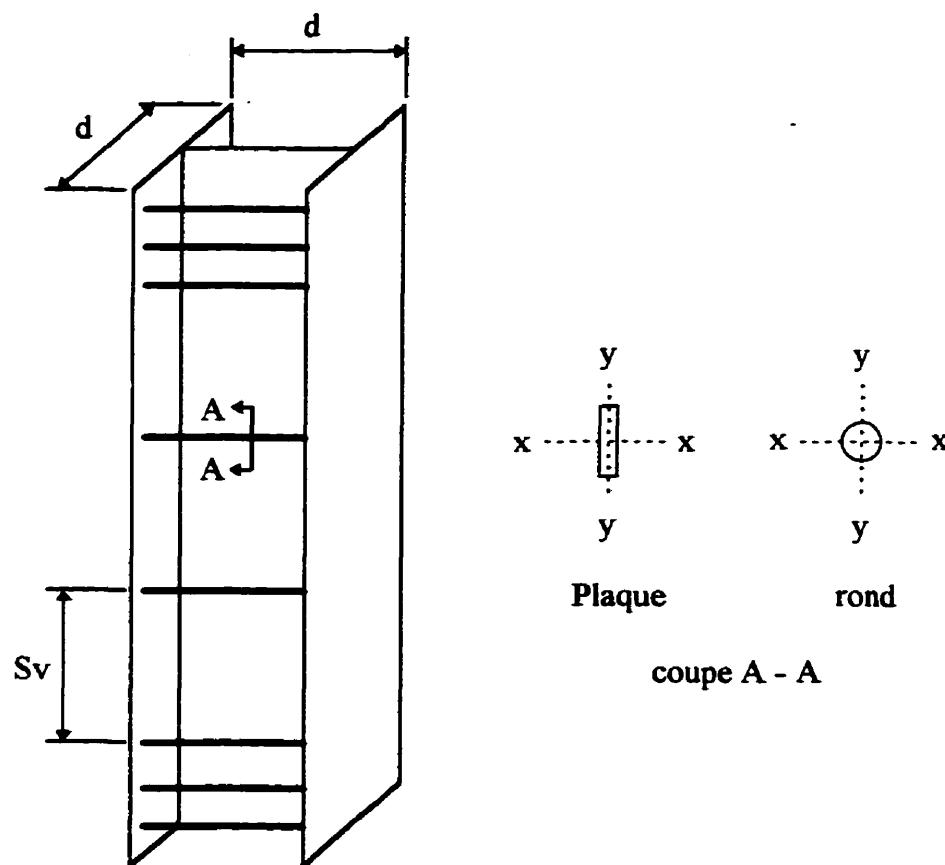


Figure 5.1 : Spécimen en acier

**Tableau 5.1 : Tableau descriptif des spécimens d'acier**

No.	d (mm)	t (mm)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	Étriers				
				Type et dimensions (mm)	S <sub>v</sub> (mm)	A <sub>sv</sub> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>x-x</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>y-y</sub> (mm <sup>4</sup> )
S-2	450	9.7	12907	12.7φ	225	127	1277	1277
S-3	450	9.7	12907	22.2φ	225	387	11900	11900
S-4	450	9.7	12907	PL 6.35 x 61	225	387	120000	1300
S-5	450	9.7	12907	PL 15.9 x 45	225	716	121000	15100
S-6	450	9.7	12907	22.2φ	450	387	11900	11900
S-7	450	6.4	8492	12.7φ	225	127	1277	1277
S-8	300	6.4	5634	12.7φ	150	127	1277	1277
S-9	600	9.6	17096	12.7φ	300	127	1277	1277
S-10	600	9.6	17096	12.7φ	600	127	1277	1277

### 5.1.2 Modélisation par éléments finis

Une première étape de validation de l'élément de plaque a été effectuée afin de déterminer approximativement le raffinement nécessaire pour que celui-ci donne de bons résultats. Par la suite, une étude de convergence sur les résultats de l'analyse non linéaire a été effectuée sur le modèle simulant le 3/5 central du poteau. Un modèle représentant le poteau complet a aussi été analysé pour évaluer l'influence de la présence d'un surplus d'étriers aux extrémités.

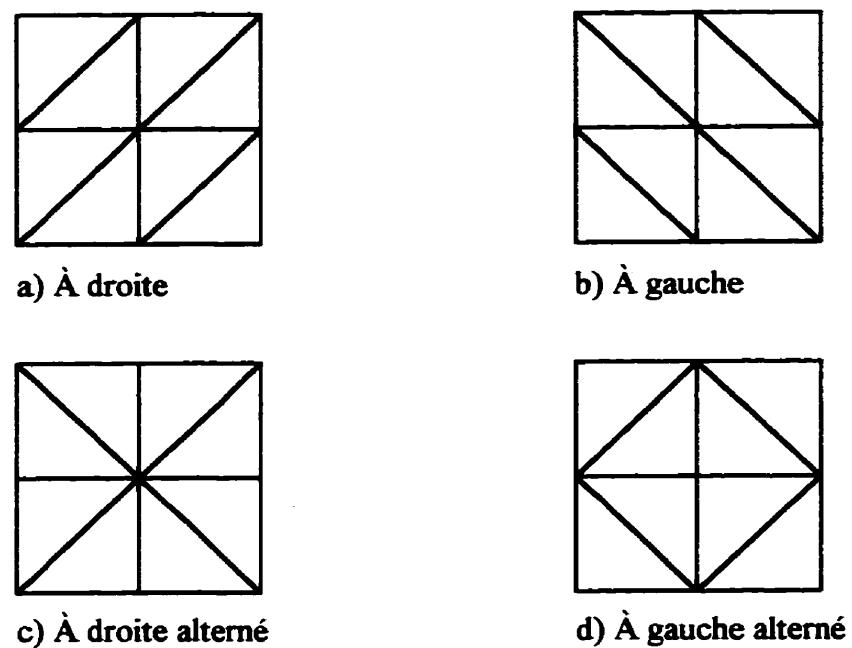
### 5.1.2.1 Validation de l'élément de plaque

Afin de s'assurer d'avoir de bons résultats pour les analyses des sections d'acier, des analyses préliminaires ont été réalisées sur des modèles simples pour vérifier le bon comportement de l'élément de plaque. La méthode utilisée consiste à comparer les contraintes de voilement obtenues à l'aide du logiciel MEF aux contraintes de voilement théoriques pour différents maillages et différentes conditions frontières d'une plaque rectangulaire représentant l'aile d'un spécimen d'acier. L'aile est choisie pour ces comparaisons puisqu'elle est l'endroit critique de voilement des spécimens d'acier. Les différents maillages seront effectués pour une section carrée d'aile de 225 par 225 mm ayant une épaisseur de 9.53 mm.

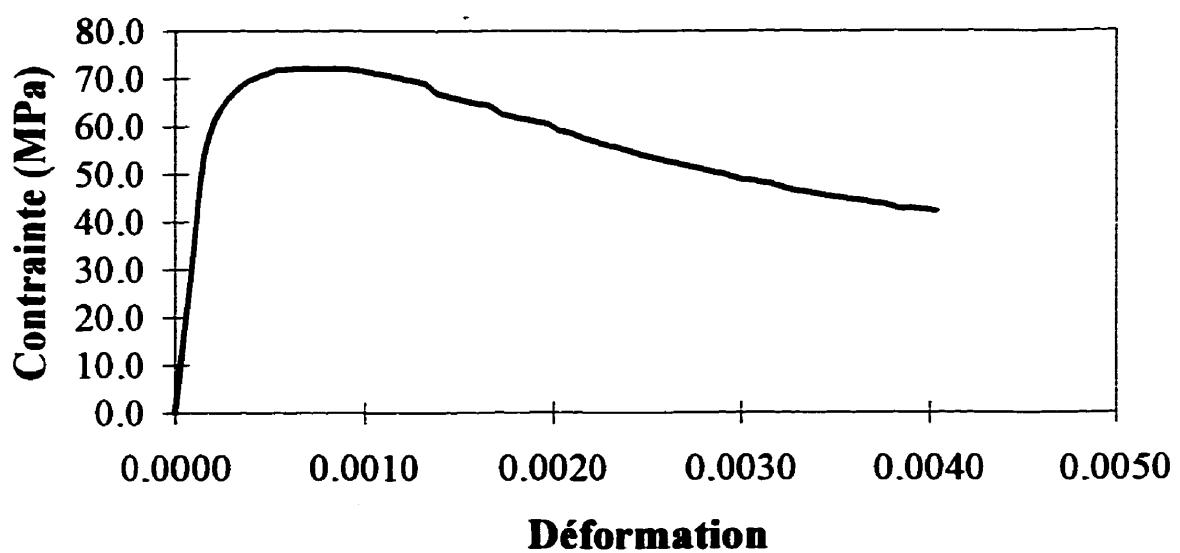
Le programme MEF détermine les valeurs propres qui sont comparées aux valeurs de contraintes de voilement théoriques obtenues de la théorie des plaques. Les contraintes de voilement théoriques sont obtenues de l'équation [2.4]

La présence d'éléments triangulaires permet quatre types de maillage différents qui sont représentés sur la figure 5.2. Le tableau 5.2 présente une comparaison entre les contraintes de voilement obtenues avec le logiciel MEF et les valeurs théoriques pour les quatre différents types de maillage. Un maillage simple à 32 éléments a été utilisé pour ces analyses. Les conditions limites de ces maillages sont celles d'une aile: un bord libre et un bord encastré alors que les extrémités d'application de la charge sont rotulées. Pour ces conditions, le coefficient  $k$  de l'équation [2.4] est égal à 1.7 (TIMOSHENKO, 1961).

Finalement la figure 5.3 montre la validation de l'élément de plaque en phase plastique. Elle présente la courbe contrainte-déformation d'une plaque chargé axialement dont la géométrie est perturbée par la première forme propre. Cette plaque a 450 mm de largeur par 450 mm de hauteur par 9.53 mm d'épaisseur et est simplement appuyée aux extrémités d'application de la charge. Cette courbe montre bien que l'élément peut aller assez loin dans le post-pic pour un modèle simple.



**Figure 5.2 : Types de maillage avec l'élément triangulaire**



**Figure 5.3 : Post-pic d'une plaque simplement appuyée**

**Tableau 5.2 : Contraintes de voilement selon le type de maillage**

Type de maillage	$\sigma_v$ théorique (MPa)	$\sigma_v$ obtenue de MEF (MPa)	Erreur (%)
à gauche	551	542	-1.6
à gauche alterné	551	540	-2.0
à droite	551	545	-1.1
à droite alterné	551	540	-2.0

Les résultats du tableau 5.2 démontrent qu'il n'y qu'une légère différence de résultats selon le type de maillage utilisé. Ces résultats sont à moins de 2% de la valeur théorique de contrainte de voilement. Le type de maillage ne sera donc pas considéré pour la suite des analyses.

Le tableau 5.3 présente la comparaison entre les résultats des contraintes de voilement obtenues de MEF et les valeurs théoriques pour des maillages plus ou moins raffinés de l'aile et de l'âme soumises à une charge uniforme et ayant les extrémités rotulées. Une plaque carrée de 450 mm ayant une épaisseur de 10 mm est utilisée pour ces comparaisons. La contrainte de voilement élastique est obtenue de l'équation [2.4] avec les coefficients k provenant de (TIMOSHENKO, 1961).

**Tableau 5.3 : Tableau comparatif des contraintes de voilement**

Cas	Coefficient k	$\sigma_v$ -théo.	Nombre d'éléments					
			8		32		72	
Âme	7.69	686.6	$\sigma_v$ -MEF (MPa)	574.0	Erreur	$\sigma_v$ -MEF (MPa)	720.9	Erreur
Aile	1.65	147.5		-16%			706.4	3%
			142.8	-3%	148.2	0%	147.8	0%

Le tableau 5.3 démontre qu'un maillage de 32 éléments donne des résultats très convenables de contrainte de voilement et que le fait d'augmenter le nombre d'éléments à 72 n'est pas nécessaire puisque l'erreur entre la contrainte de voilement théorique et celle obtenue de MEF est en deçà de 5% pour un maillage de 32 éléments. Un raffinement de l'ordre de 32 éléments sera donc utilisé pour les analyses futures.

### 5.1.2.2 Étude de convergence

Une étude de convergence sur les valeurs de contraintes ultimes obtenues à l'aide de l'analyse non linéaire est effectuée pour déterminer si le raffinement du maillage du 3/5 central du spécimen d'acier est suffisant pour obtenir de bons résultats. Cette étude est effectuée pour le spécimen S-3 et les résultats sont présentés au tableau 5.4.

**Tableau 5.4 : Résultats de l'étude de convergence**

Nombre d'éléments de plaques du modèle	$\sigma_{\max}$ -MEF (MPa)
288	345
792	336
1248	335
1560	335

Les résultats présentés au tableau 5.4 démontrent qu'un modèle comportant au moins 792 éléments de plaque est suffisamment raffiné pour les analyses.

### 5.1.2.3 Description du modèle par éléments finis

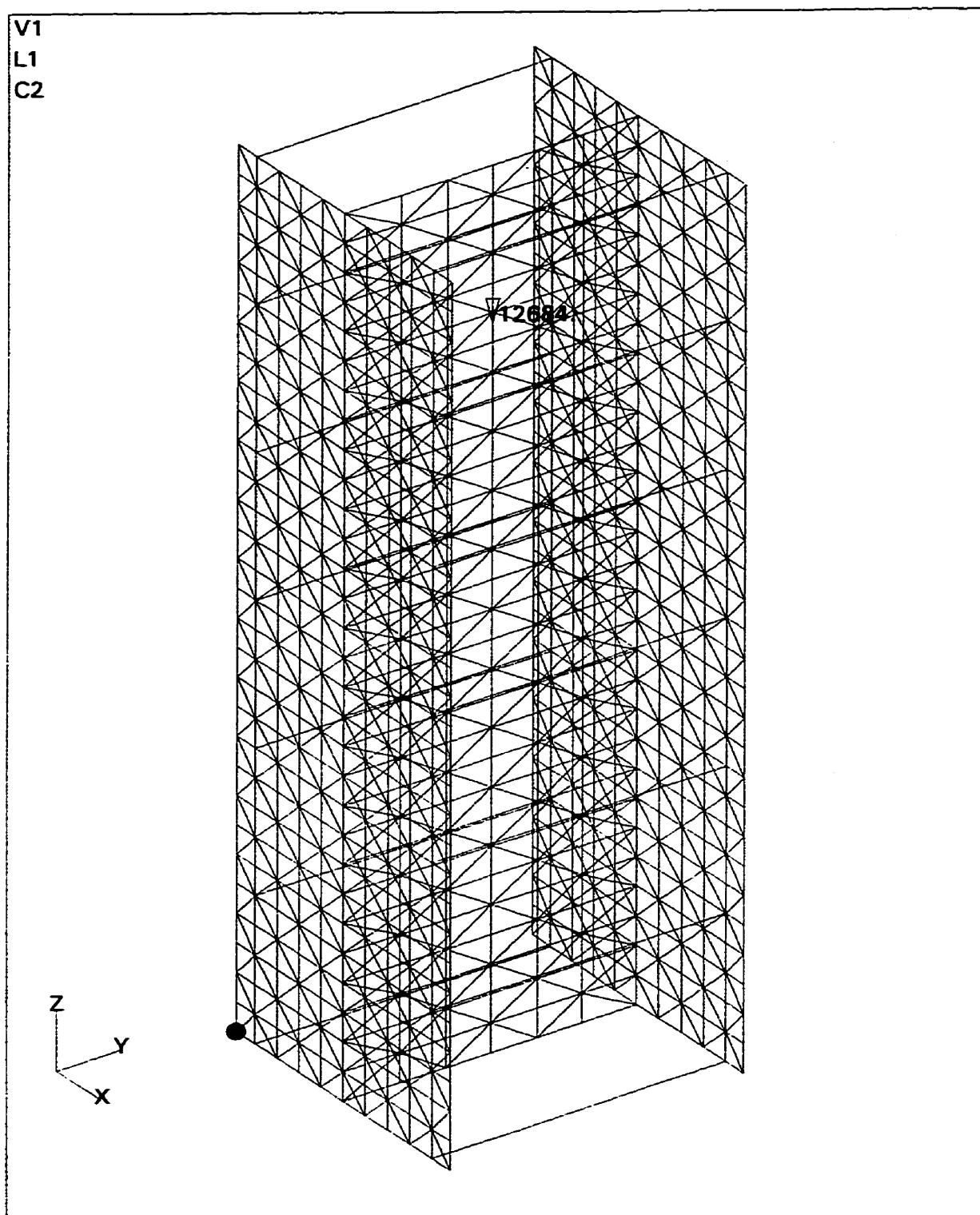
Le modèle servant aux analyses par éléments finis est composé de deux types d'éléments. L'élément de plaque DLTP sert à modéliser les plaques composant la section en I du poteau alors qu'un élément de poutre sert à modéliser les étriers. Le modèle est donc composé de 1560 éléments de plaque et de 56 ou 32 éléments de poutre pour des espacements d'étriers respectifs de  $d$  et  $d/2$ . Le modèle pour un espacement d'étriers de  $d/2$  est présenté à la figure 5.4.

Les conditions limites sont appliquées seulement au haut et au bas du poteau et sont cohérentes avec le système d'axe présenté à la figure 5.4. La même condition de retenue est appliquée à tous les noeuds à l'extrémité supérieure du poteau alors qu'une autre condition limite est appliquée à tous les noeuds à l'extrémité inférieure du poteau. Ces deux conditions limites sont les suivantes (0=libre, 1=retenue):

$$\text{haut: } \Delta_x=1 \ \Delta_y=1 \ \Delta_z=0 \ \theta_x=0 \ \theta_y=0 \ \theta_z=1$$

$$\text{bas: } \Delta_x=1 \ \Delta_y=1 \ \Delta_z=1 \ \theta_x=0 \ \theta_y=0 \ \theta_z=1$$

L'imposition du même déplacement en  $z$  à tous les noeuds d'application du chargement est effectuée par couplage de tous les noeuds du haut du poteau où le déplacement en  $z$  est le même. Ceci simule les conditions d'application de la charge lors des essais expérimentaux où la charge est transmise au spécimen par le plateau de la presse qui est bloqué en rotation.



**Figure 5.4 : Modèle d'analyse par éléments finis**

Tous les spécimens ayant un espacement d'étriers équivalent sont modélisés à partir du même modèle auquel on applique des facteurs d'échelle selon les directions pour obtenir les dimensions désirées.

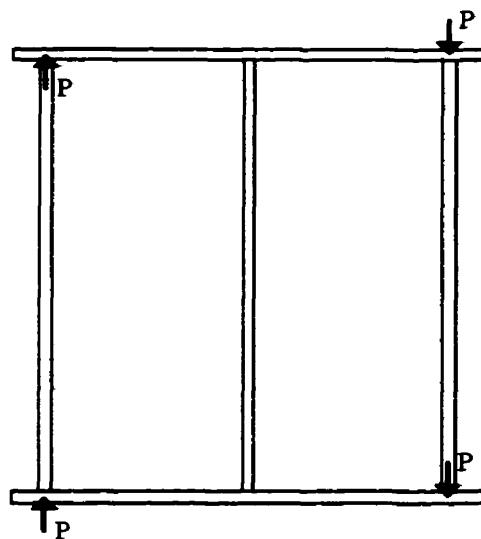
Le modèle prend en compte des contrainte résiduelles de la façon suivante. Une propriété élémentaire est associée à chacune des rangées longitudinales d'éléments. Ceci permet d'associer une courbe contrainte-déformation de l'acier différente à chacune des rangées d'éléments. L'origine de la courbe contrainte-déformation associée à une rangée d'éléments est modifiée en fonction de l'amplitude des contraintes résiduelles en compression mesurées expérimentalement pour cette rangée.

La perturbation de la géométrie lors de l'analyse est effectuée à l'aide de trois méthodes. La première méthode consiste à imposer à la structure une déformée initiale selon une forme propre normalisée au premier vecteur propre. Cette forme propre correspond au premier vecteur propre qui est amplifié pour que le déplacement maximal corresponde à une certaine amplitude ( $A_0$ ). L'amplitude est choisie afin de correspondre au défaut de rectitude maximal présent sur une distance correspondant à la longueur de voilement du spécimen. Cette méthode exige le calcul des n premières valeurs et vecteurs propres avant d'effectuer le premier pas de chargement de la structure.

La seconde méthode consiste à appliquer des charges déstabilisatrices tendant à déformer la structure dans le mode observé expérimentalement. La figure 5.5 présente l'endroit d'application de ces charges pour un mode de voilement correspondant à un espacement d'étriers de  $d/2$ . Ces charges sont calibrées afin de causer une déformée initiale correspondant à la même amplitude  $A_0$  qui est choisie pour les analyses avec déformée selon la forme propre.

La troisième méthode est très semblable à la deuxième à la différence près que les charges déstabilisatrices sont décroissantes. Celles-ci sont calibrées de façon à devenir presque nulles lorsque le niveau de chargement atteint la charge ultime.

Ces trois méthodes ont été utilisées dans le but de vérifier si le type de perturbation de la géométrie utilisé a une influence sur les résultats de contraintes ultimes.



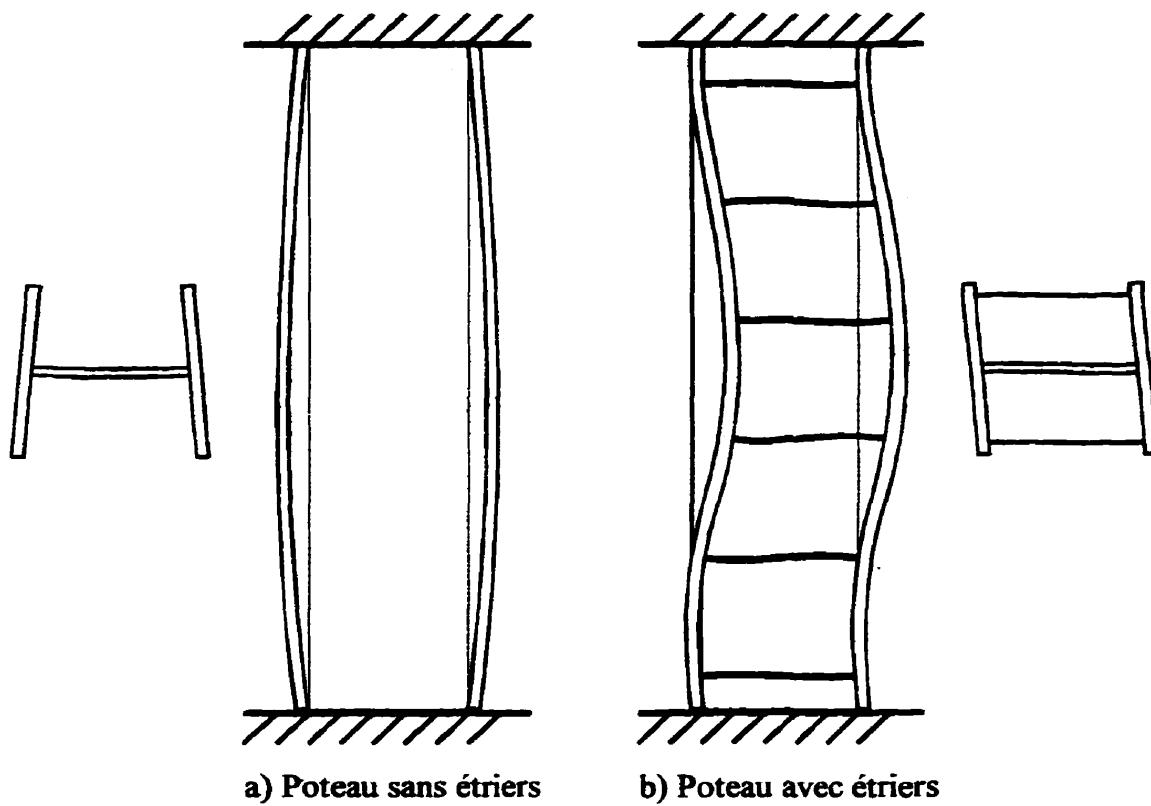
**Figure 5.5 : Endroits d'application des charges déstabilisatrices**

### 5.1.3 Modes de voilement

Deux modes de voilement peuvent être rencontrés pour ce type de poteau:

- Un premier mode où la présence d'étriers n'est pas suffisante pour forcer les ailes à voiler dans la même direction. L'âme y est déformée en courbure simple, comme pour un poteau élancé sans étrier (Figure 5.6a).
- Le second mode est celui où la présence d'étriers est suffisante pour forcer les ailes à voiler dans la même direction. L'âme y est déformée en courbure double (Figure 5.6b).

Ces deux modes peuvent être facilement différenciés par l'état de courbure de l'âme, soit simple pour le premier mode ou double pour le second mode.



**Figure 5.6 : Modes de voilement des spécimens d'acier**

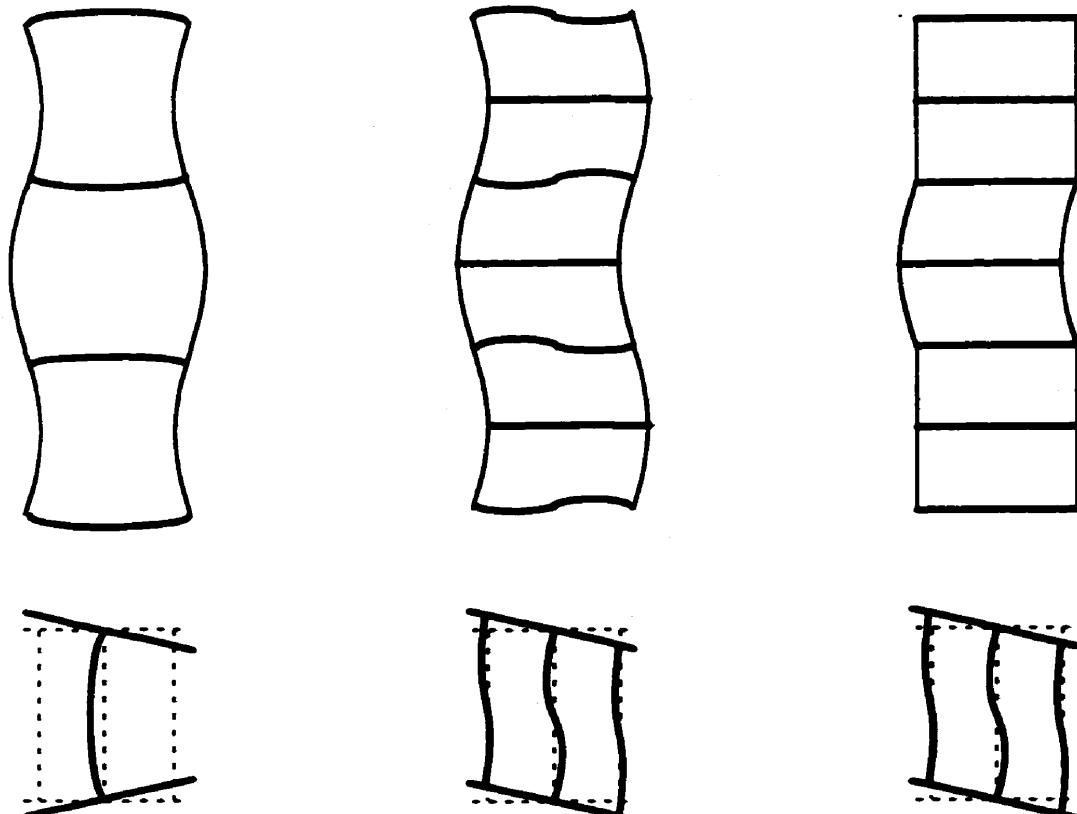
#### 5.1.3.1 Comparaison des modes de voilement expérimentaux de ceux obtenus avec MEF

Les caractéristiques utilisées pour représenter les modes sont: l'état de courbure de l'âme (C.S.= courbure simple, C.D.= courbure double), le nombre de vagues de voilement et la longueur de voilement d'une vague. Les résultats expérimentaux ainsi que les valeurs obtenues du premier mode avec le logiciel MEF sont présentés au tableau 5.4.

**Tableau 5.5 : Modes de voilement expérimentaux et analytiques**

No.	Expérimental			Analytique (MEF)		
	Nb. vagues	L vagues	Âme	Nb. vagues	L vagues	Âme
S-2	1	450	C.D.	2	675	C.D.
S-3	1	450	C.D.	3	450	C.D.
S-4	1	450	C.D.	3	450	C.D.
S-5	1	450	C.D.	3	450	C.D.
S-6	3	450	C.S.	3	450	C.S.
S-7	3	450	C.D.	3	450	C.D.
S-8	1	300	C.D.	3	300	C.D.
S-9	3	600	C.D.	2	900	C.D.
S-10	3	600	C.S.	3	600	C.S.

On peut remarquer que seuls les spécimens S-2 et S-9 n'ont pas la même longueur de vague de voilement expérimental et analytique. La courbure expérimentale de l'âme et du premier mode de MEF est la même pour tous les spécimens. La figure 5.7 présente les trois modes de voilement obtenus expérimentalement. Les figures 5.8 et 5.9 présentent respectivement les modes en courbure simple et en courbure double obtenus de MEF.

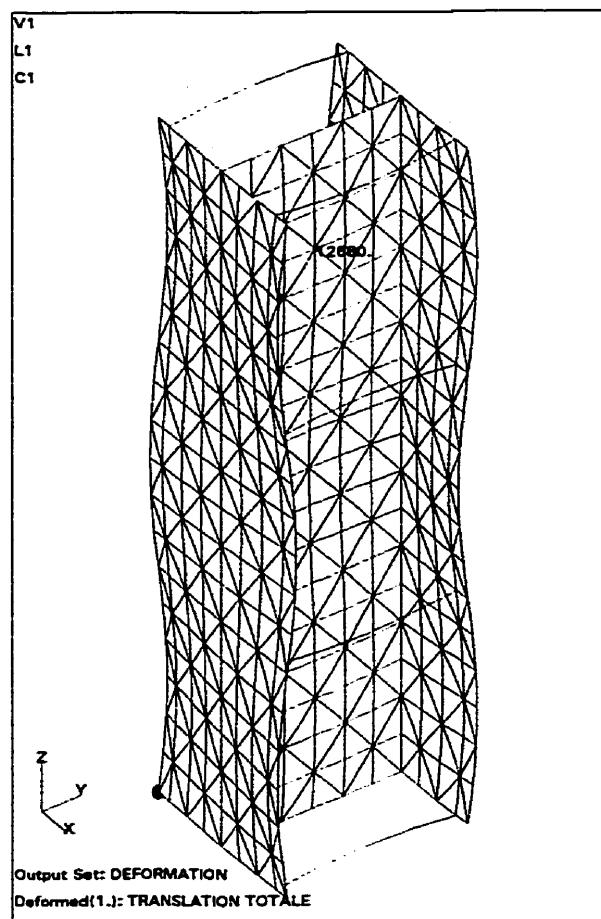


a) Âme en courbure simple,  
trois vagues

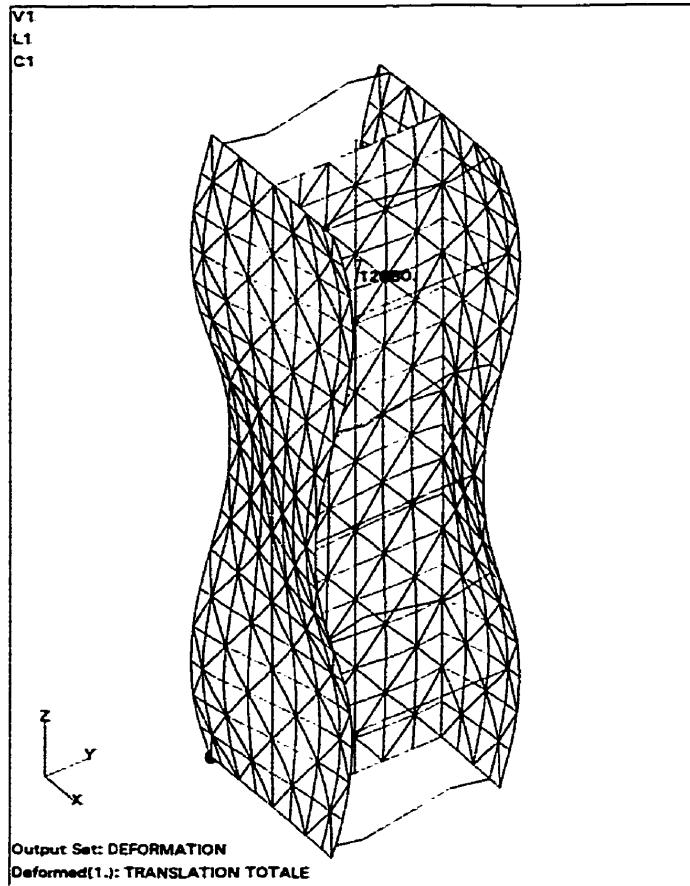
b) Âme en courbure double,  
trois vagues

c) Âme en courbure double,  
une seul vague

**Figure 5.7 : Modes de voilement expérimentaux**



**Figure 5.8 : Mode en courbure simple obtenu de MEF**



**Figure 5.9 : Mode en courbure double obtenu de MEF**

#### **5.1.4 Contrainte ultime**

Toutes les analyses de contraintes ultimes sont effectuées à l'aide de la méthode de la longueur d'arc décrite au chapitre 2.

##### **5.1.4.1 Contrainte ultime avec déformée initiale selon le premier vecteur propre**

Une première série d'analyses a été effectuée en imposant une déformée initiale selon le premier vecteur propre normalisé à une amplitude  $A_0$ . La valeur de  $A_0$  a été

déterminée en fonction des valeurs des défauts de rectitude mesurées sur les spécimens. Le tableau 5.5 présente la comparaison entre les résultats des charges ultimes obtenues avec MEF et les résultats expérimentaux pour chacun des spécimens. Ce tableau présente aussi la contrainte associée à la première valeur propre obtenue de MEF.

**Tableau 5.6 : Contraintes ultimes expérimentale et analytique**

No.	1ère Valeur propre (MPa)	A <sub>0</sub> (mm)	σ <sub>max-MEF</sub> (MPa)	σ-exp (MPa)	Rapport Essai/Analyse
S-2	258	1.0	302	310	1.03
S-3	374	1.2	316	312	0.99
S-4	361	1.0	313	331	1.06
S-5	432	1.0	314	329	1.05
S-6	270	2.5	260	243 *	0.94
S-7	135	1.0	197	152	0.77
S-8	327	1.0	285	222	0.78
S-9	138	1.3	231	223	0.97
S-10	123	3.0	213	206	0.97

\* Ce spécimen a été chargé à 2225 kN puis a été déchargé avant le début de l'essai.

À l'exception des spécimens S-7 et S-8 les valeurs analytiques de contraintes ultimes sont très près des valeurs expérimentales. Il est à noter que ces deux spécimens sont les seuls à avoir une épaisseur de 6.4 mm.

#### 5.1.4.2 Contrainte ultime avec charges déstabilisatrices

Des analyses supplémentaires ont été effectuées sur les spécimens S-2 et S-9. Pour ces deux spécimens la longueur de vague du premier mode de MEF ne correspondait pas à la longueur de la déformée obtenue expérimentalement. Le mode de voilement expérimental a donc été imposé à l'aide de charges déstabilisatrices imposant un déplacement initial ( $\Delta Y_0$ ) équivalent à  $A_0$ . Les analyses ont été effectuées pour des charges déstabilisatrices décroissantes et constantes. Le tableau 5.6 présente les résultats de ces analyses.

**Tableau 5.7 : Contraintes ultimes en utilisant des charges déstabilisatrices**

No.	Charge	$\Delta Y_0$ (mm)	$\sigma_{\max}$ -MEF (MPa)	$\sigma$ -exp (MPa)	Rapport Essai/Analyse
S-2	constante	1.0	297	310	1.04
S-2	décroissante	1.0	316	310	0.98
S-9	constante	1.3	231	223	0.97
S-9	décroissante	1.3	234	223	0.95

Les résultats du tableau 5.7 démontrent que, peu importe la méthode de perturbation de la géométrie, les résultats de contraintes ultimes ne varient que très peu.

### 5.1.5 Modèle du spécimen complet

Des analyses sur des modèles représentant le poteau complet des spécimens S-3 et S-7 ont été effectuées afin de s'assurer que la modélisation du 3/5 central du spécimen est bien adéquate pour les analyses. Le tableau 5.8 présente la comparaison entre la contrainte ultime pour le modèle complet et le modèle du 3/5 central.

**Tableau 5.8 : Contraintes ultimes modèle complet et 3/5 central**

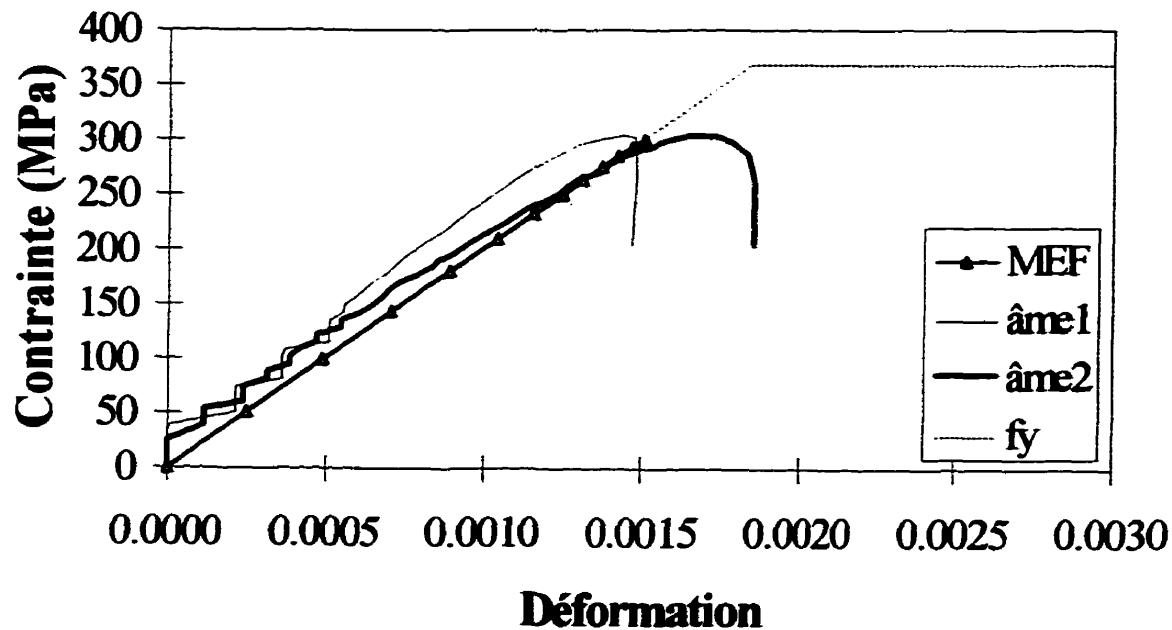
Spécimen	$\sigma_{\max}$ -MEF (MPa)	
	3/5 central	Complet
S-3	316	309
S-7	197	194

Le tableau 5.8 permet de constater qu'il y a très peu de différence de contrainte ultime entre la modélisation du 3/5 central et le modèle complet. De plus les modes de voilement obtenus sont les mêmes pour les deux modèles. L'utilisation du 3/5 central comme modèle d'analyses pour les spécimens d'acier est donc adéquat.

### 5.1.6 Courbes contraintes-déformations

Cette section présente les courbes contraintes-déformations axiales expérimentales et obtenues des analyses par éléments finis avec une déformée initiale selon le premier vecteur propre normalisé. Les déformations axiales expérimentales proviennent des lectures des capteurs de déplacement placés sur chacune des ailes vis à

vis l'âme au milieu du spécimen. Elles sont identifiées âme 1 et âme 2. Ces courbes apparaissent aux figures 5.10 à 5.18 pour les spécimens S-2 à S-10. On peut aussi y voir la courbe représentant la plastification de l'acier nommée  $f_y$ .



**Figure 5.10 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-2**

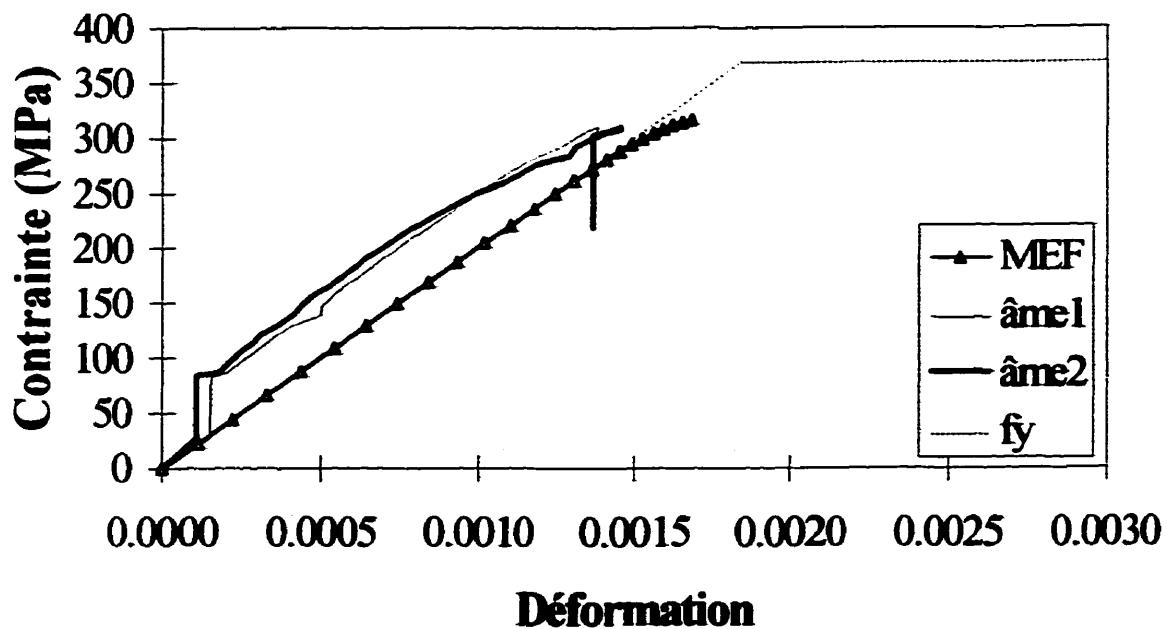


Figure 5.11 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-3

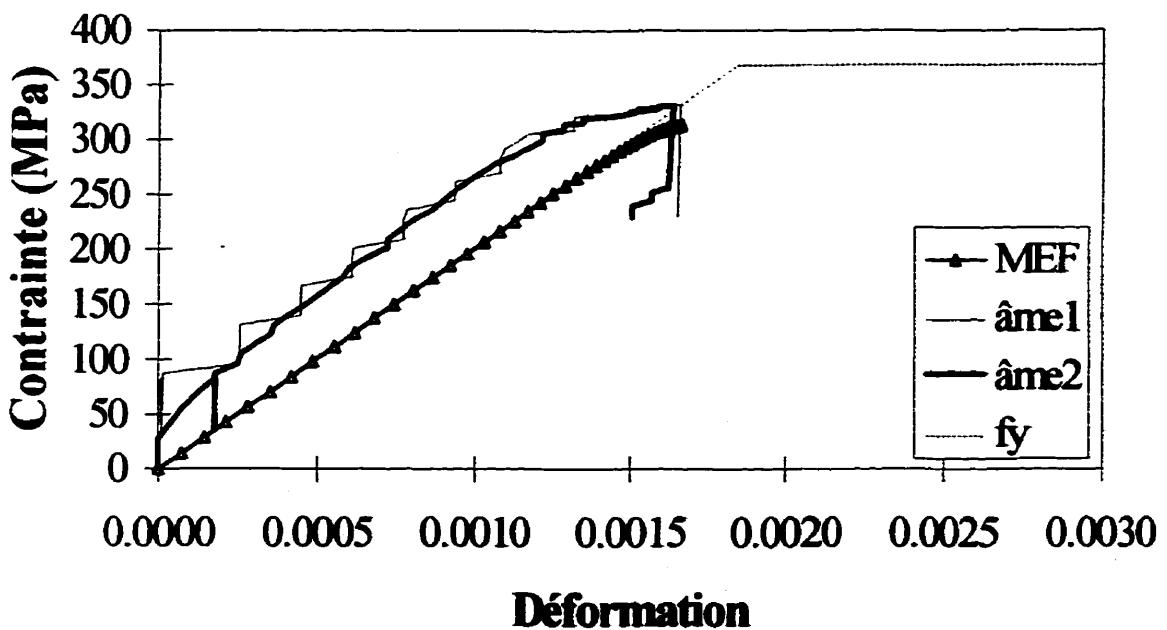


Figure 5.12 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-4

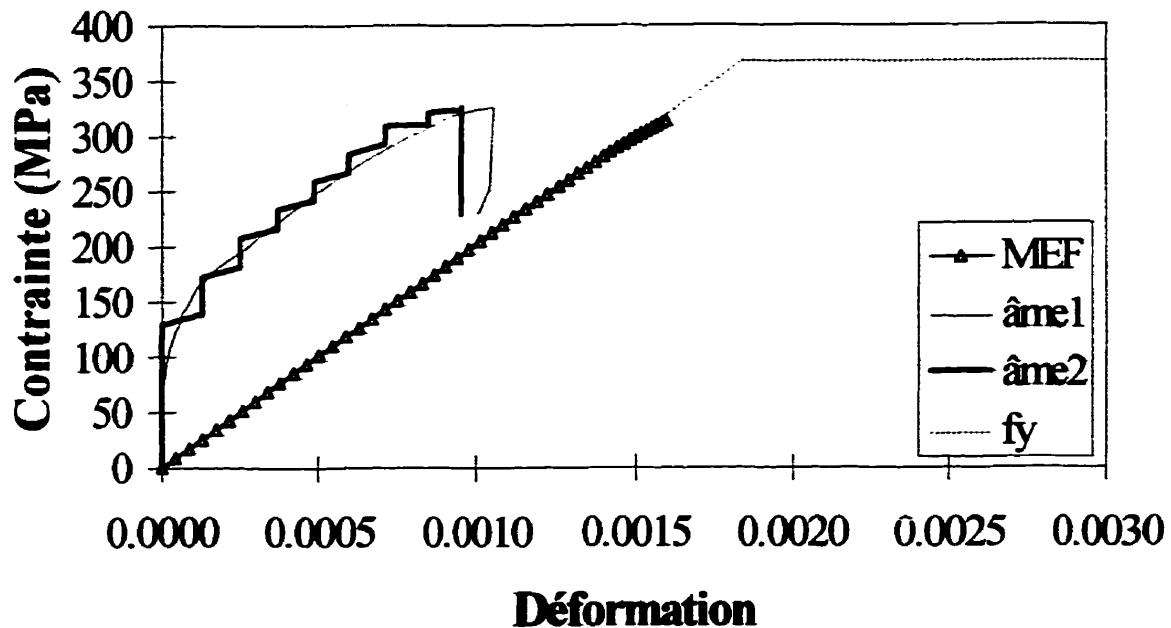


Figure 5.13 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-5

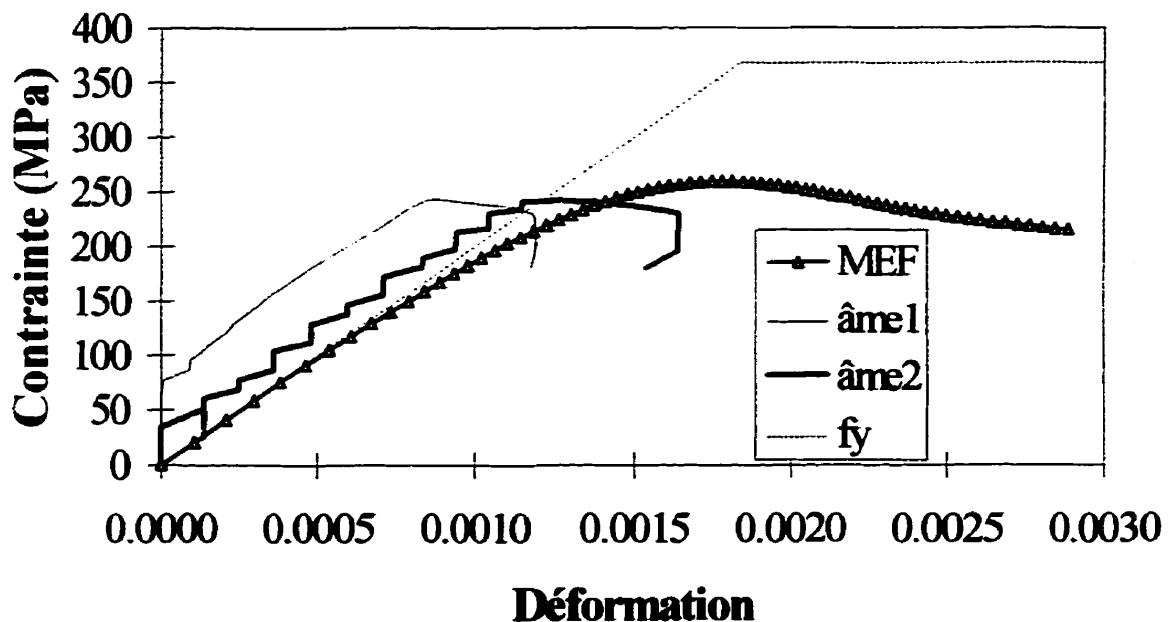


Figure 5.14 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-6

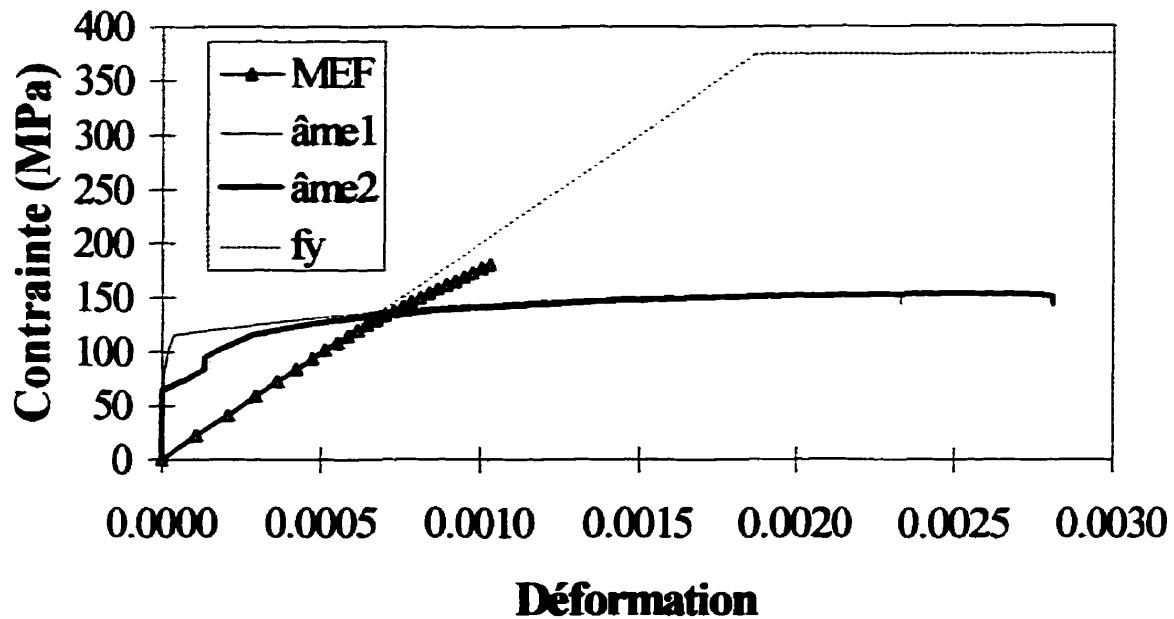


Figure 5.15 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-7

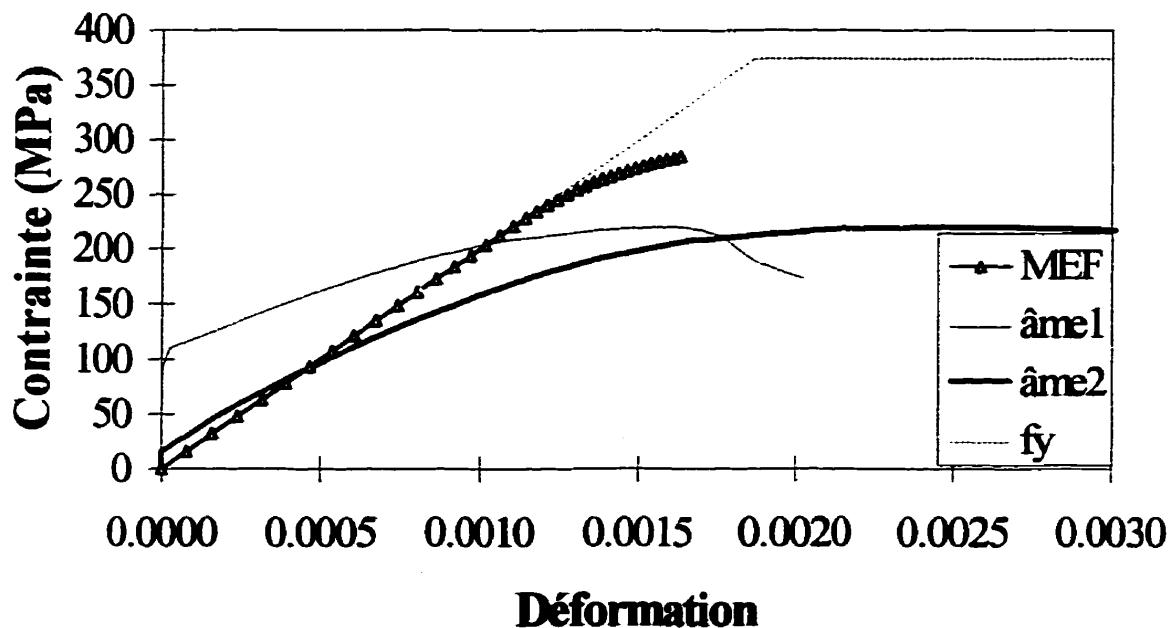


Figure 5.16 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-8

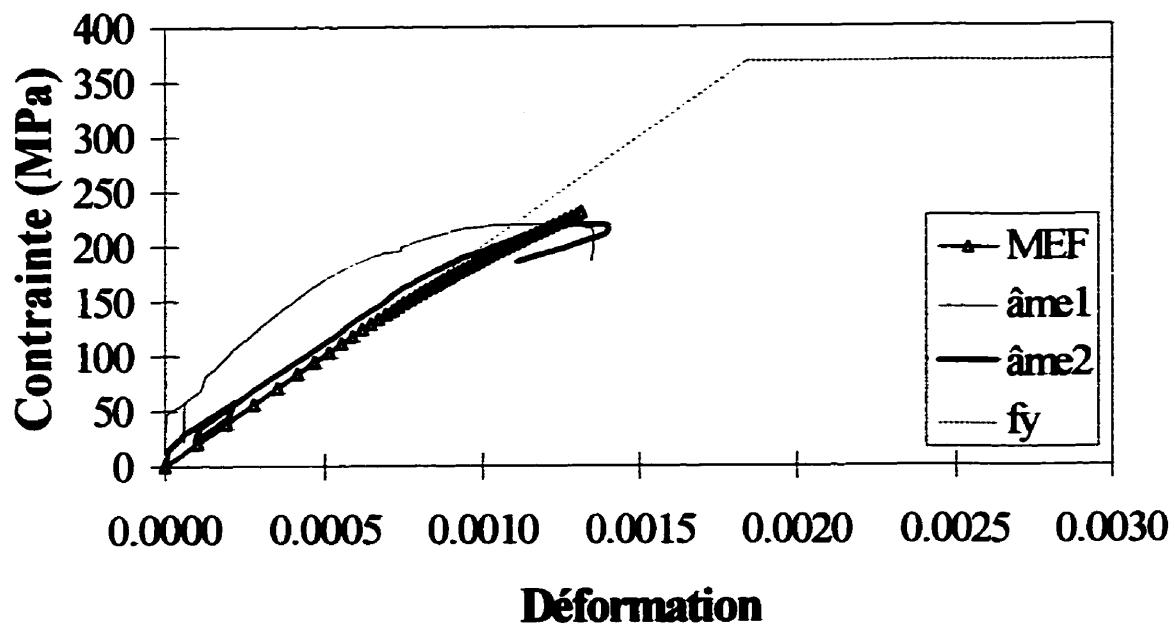


Figure 5.17 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-9

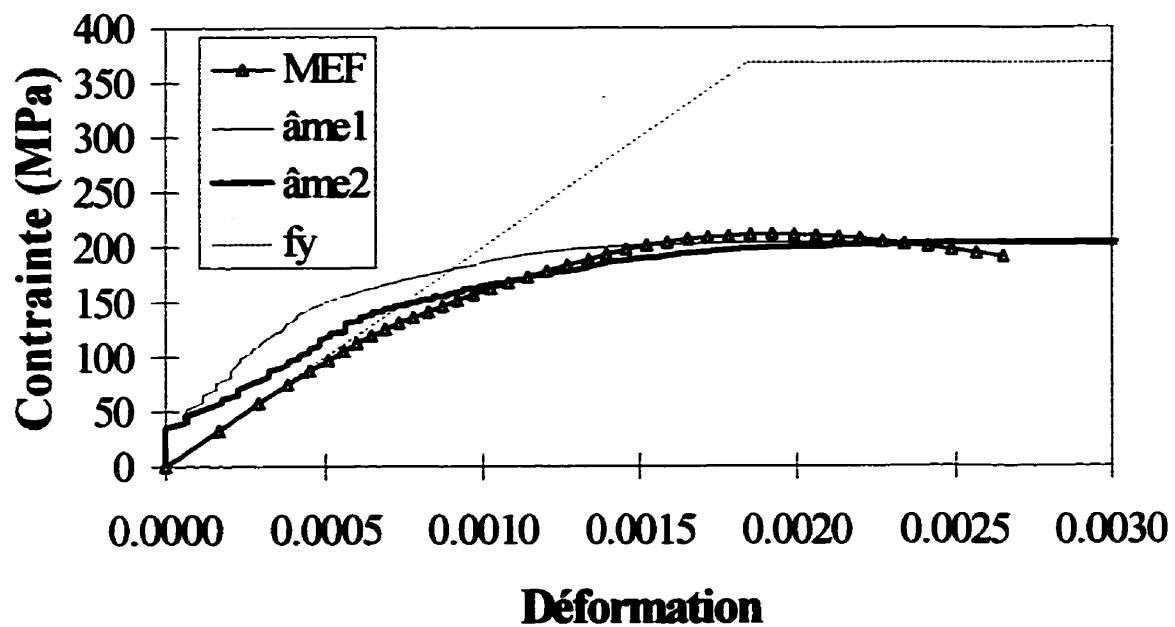


Figure 5.18 : Courbes contrainte-déformation du spécimen S-10

## 5.2 Spécimens mixtes

Six spécimens mixtes, numérotés C-2 à C-7, ont été testés au cours de l'été 1998. Les données recueillies au cours des essais pour ces spécimens sont: les déplacements axiaux aux extrémités des ailes, les déplacements axiaux sur l'aile vis-à-vis l'âme, les déplacements axiaux sur le couvert du béton, les déformations longitudinales dans l'aile et dans l'âme, les déformations transversales dans l'aile et l'âme, les déformations transversales dans le béton, les déformations axiales de l'étrier et le niveau de chargement. Pour chacun de ces spécimens, des mesures de défauts de rectitude à l'extrémité des ailes ont été prises avant les essais (Filion, 1998).

### 5.2.1 Caractéristiques des spécimens mixtes

Les caractéristiques des spécimens mixtes sont présentées au tableau 5.9. Les caractéristiques suivantes variaient selon les spécimens: la profondeur de la section ( $d$ ), l'épaisseur des plaques ( $t$ ), le diamètre de l'étrier, l'espacement des étriers ( $S_v$ ). Les spécimens ont une hauteur égal à 5 fois leur profondeur. Une plaque de bout est soudée à chacune des extrémités du poteau. Un surplus d'étriers ainsi qu'un béton plus résistant sont présents sur 1/5 de la hauteur du poteau à chacune des extrémités pour éviter que la rupture ne se produise près du point d'application de la charge. Cet endroit peut en effet être critique car le chargement peut ne pas y être parfaitement uniforme. La rupture est donc escomptée dans le 3/5 central du poteau. Le facteur de 0.9 appliqué à la contrainte ultime en compression du béton tient compte de l'effet d'échelle entre les cylindres utilisés pour caractériser cette valeur et la contrainte ultime en compression effective dans la colonne d'essai. Le béton des spécimens est toujours plus faible que le béton des

cylindres à cause de la plus forte probabilité d'avoir un plus gros défaut dans un volume de béton plus important.

**Tableau 5.9 : Propriétés des spécimens mixtes**

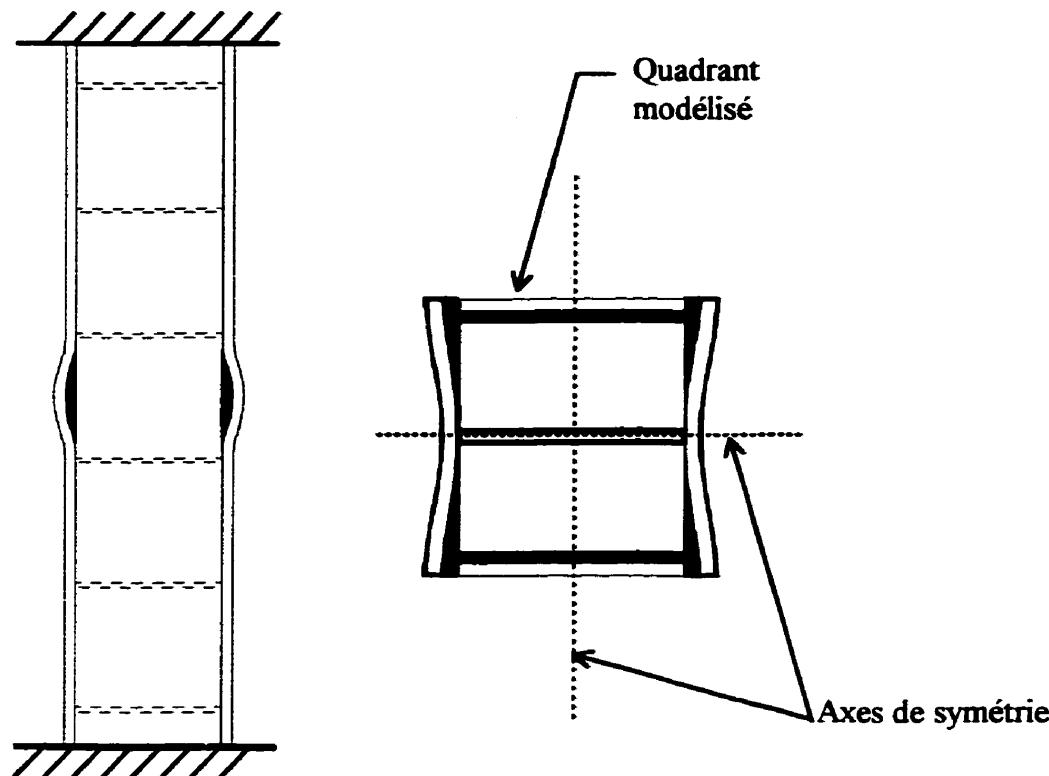
No.	d (mm)	t (mm)	Étriers		L (mm)	0.9f'c
			type	Sv (mm)		
C-2	450	9.53	12.7φ	225	2250	29.4
C-3	450	9.53	12.7φ	337.5	2250	29.2
C-4	450	9.53	12.7φ	450	2250	28.8
C-5	450	9.53	22.2φ	225	2250	31.2
C-6	450	6.35	12.7φ	337.5	2250	29.5
C-7	300	6.35	12.7φ	300	1500	28.7

### 5.2.2 Description du modèle par éléments finis

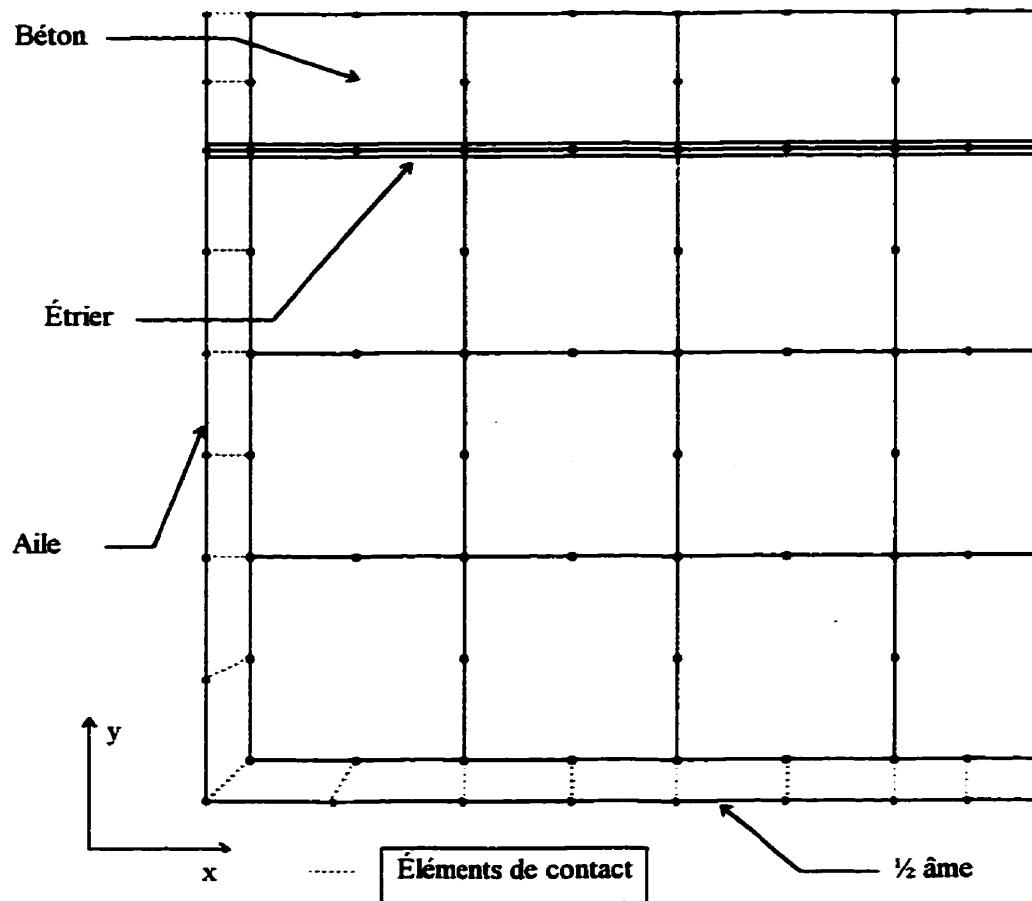
Le modèle des spécimens mixtes est composé de quatre types d'éléments. Comme pour le modèle des spécimens d'acier, l'élément de plaque DLTP sert à modéliser les plaques composant la section en I du poteau alors que l'élément de poutre sert à modéliser les étriers. Le béton est modélisé à l'aide de l'élément volumique associé à la loi hypoélastique et le lien entre le béton et l'acier est représenté à l'aide d'un élément de contact.

Le mode de rupture des spécimens mixtes est présenté à la figure 5.19. Ce mode de rupture se produit verticalement sur un espace d'étrier et est doublement symétrique transversalement. Le quart de la section sera donc modélisé sur un

espacement d'étrier. Une vue en plan du modèle est présentée à la figure 5.20. Les descriptions suivantes sont pour un spécimen ayant une profondeur de 450 mm et un espacement d'étrier de  $d/2$  mais le même principe s'applique pour les autres spécimens.



**Figure 5.19 : Mode de rupture des spécimens mixtes**



**Figure 5.20 : Vue en plan du modèle mixte**

L'imposition du même déplacement en  $z$  à tous les noeuds d'application du chargement est effectuée par couplage de tous les noeuds du haut du modèle ( $z = 450$ ). Les noeuds des éléments de poutre et des éléments de béton coïncidant sont couplés selon l'axe  $y$  pour ainsi créer le lien entre le béton et l'étrier. Tout le chargement est appliqué à  $z=450$ , l'appui se situe à  $z=0$  et l'étrier est au niveau  $z=225$ .

Quatorze conditions limites sont nécessaires pour représenter les conditions de retenue et de symétrie du modèle. Ces conditions limites sont les suivantes (0=libre, 1=retenue) et sont associées au figures 5.21 et 5.22.

- |    |   |                  |
|----|---|------------------|
| A: | $\Delta_x=0 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $0 < z \leq 450$ |
| B: | $\Delta_x=1 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $0 < z \leq 450$ |
| C: | $\Delta_x=0 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $z = 0$          |
| D: | $\Delta_x=1 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $z = 0$          |
| E: | $\Delta_x=1 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $z = 0$          |
| F: | $\Delta_x=1 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$ | $0 < z \leq 450$ |
| G: | $\Delta_x=0 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=1$ | $0 < z \leq 450$ |

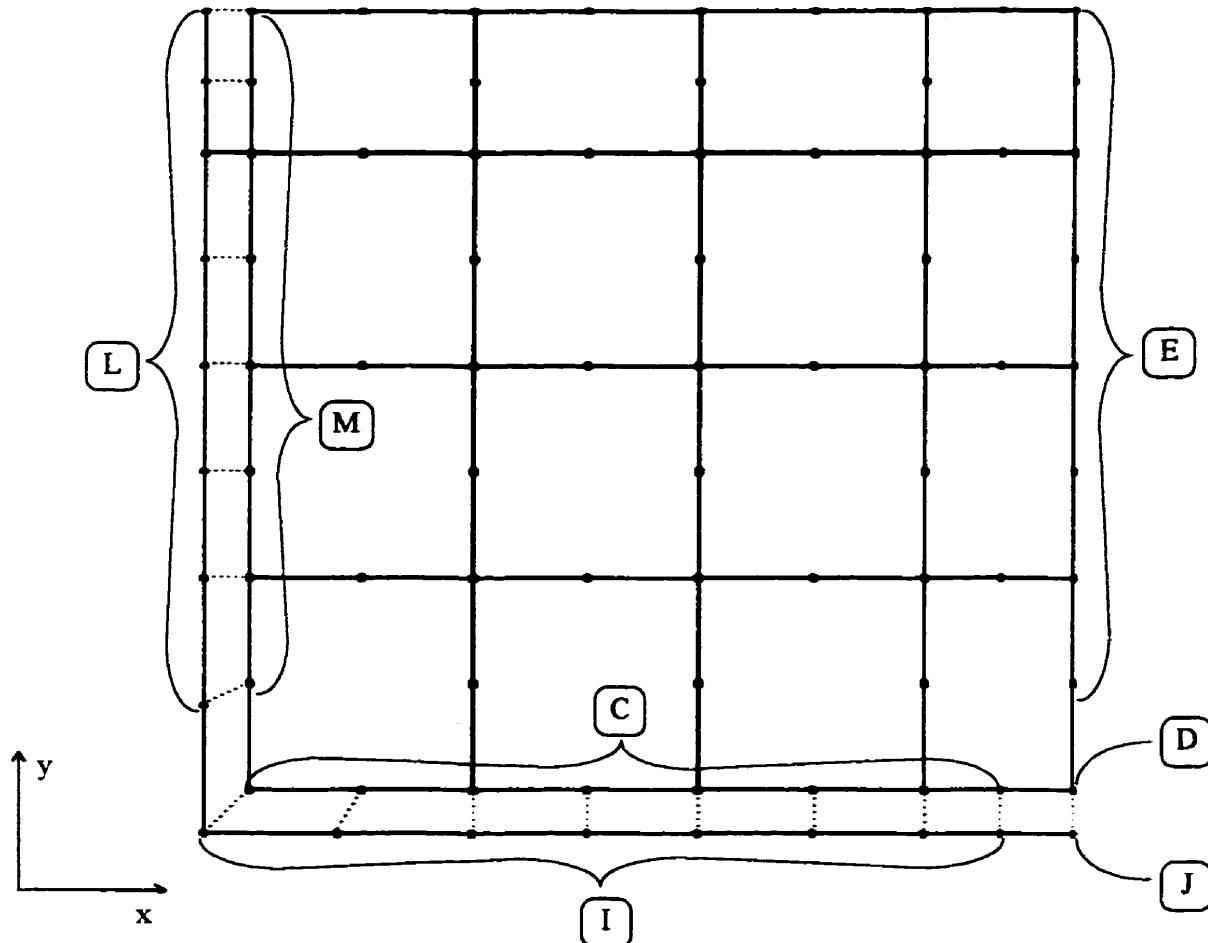
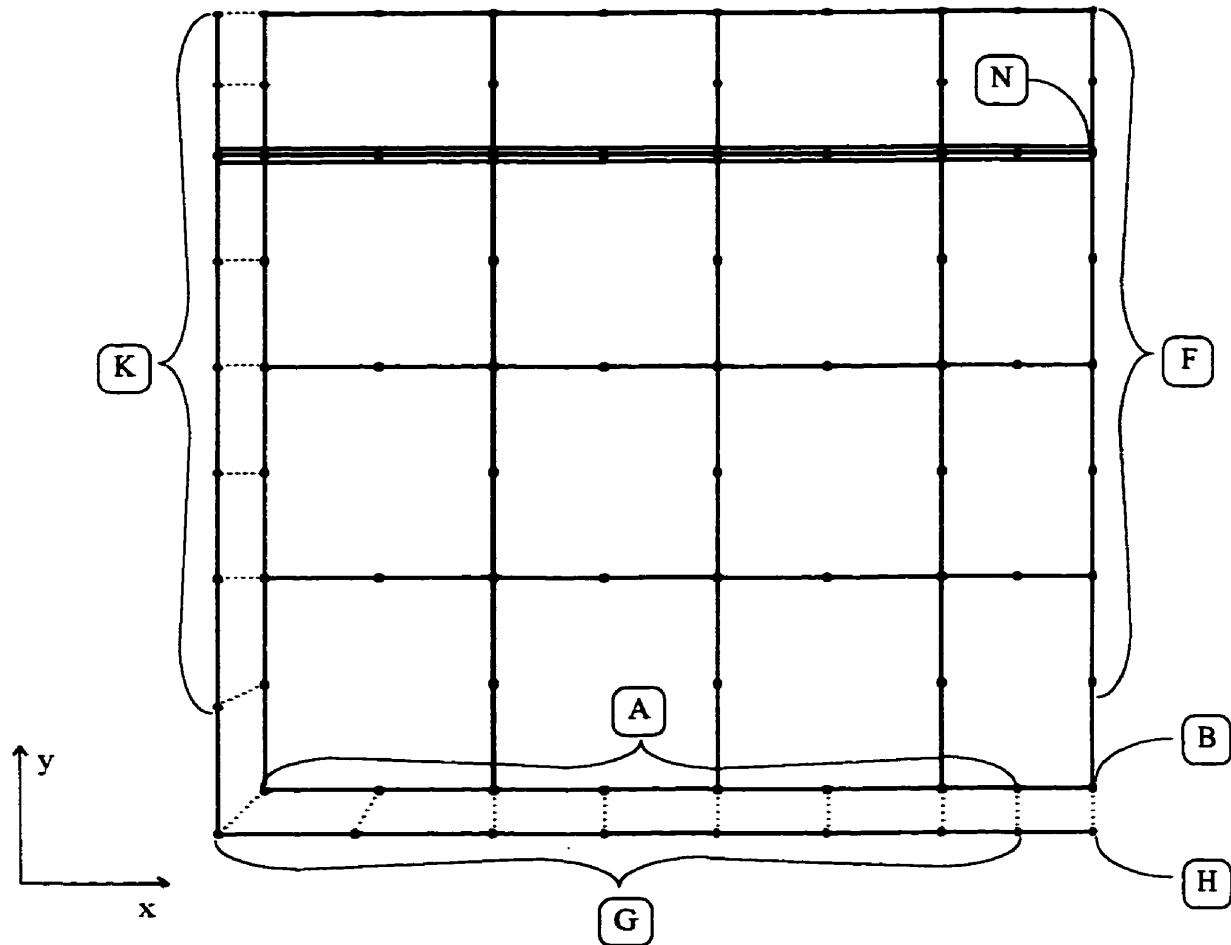


Figure 5.21 : Conditions limites à l'appui ( $z=0$ )

H:	$\Delta_x=1 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=1$	$0 < z \leq 450$
I:	$\Delta_x=0 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=1$	$z = 0$
J:	$\Delta_x=1 \quad \Delta_y=1 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=1$	$z = 0$
K:	$\Delta_x=0 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=0$	$z = 450$
L:	$\Delta_x=0 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=0$	$z = 0$
M:	$\Delta_x=0 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=1 \quad \theta_x=0 \quad \theta_y=0 \quad \theta_z=0$	$z = 0$
N:	$\Delta_x=1 \quad \Delta_y=0 \quad \Delta_z=0 \quad \theta_x=1 \quad \theta_y=1 \quad \theta_z=1$	$z = 225$



**Figure 5.22 : Conditions limites hors de la zone d'appui ( $z>0$ )**

### 5.2.3 Comparaisons MEF et les résultats expérimentaux des spécimens mixtes

Les comparaisons entre les analyses par éléments finis et les résultats expérimentaux des spécimens mixtes sont effectuées pour la charge ultime, le mode de rupture, les déformations longitudinales et transversales dans le spécimen ainsi que pour la courbe contrainte-déformation. Les valeurs de résistance uniaxiale du béton en compression utilisées pour les analyses des spécimens mixtes sont celles inscrites au tableau 5.9, c'est à dire  $0.9 f_c$ .

#### 5.2.3.1 Charges ultimes

Le tableau 5.10 présente la comparaison entre la charge ultime des spécimens mixtes obtenue de MEF et des essais expérimentaux.

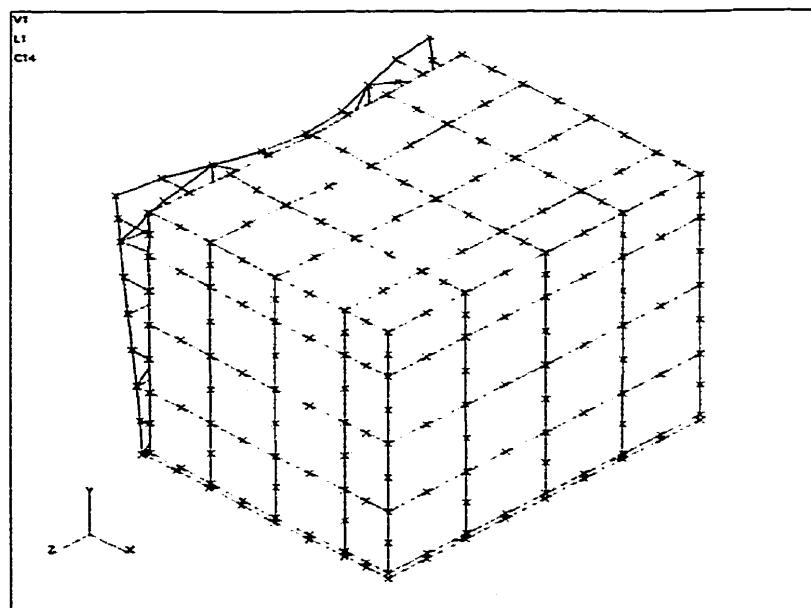
**Tableau 5.10 : Charge ultime de MEF et expérimentale des spécimens mixtes**

Spécimen	Expérimentale (kN)	MEF (kN)	Expérimentale/MEF
C-2	10111	10565	0.96
C-3	9690	10160	0.95
C-4	9389	10040	0.94
C-5	10040	11050	0.91
C-6	7652	8300	0.92
C-7	4275	4300	0.99
	moyenne	945	
	écart type	0.029	

Le tableau 5.10 montre une excellente corrélation entre les charges ultimes expérimentales et celles obtenues des analyses par éléments finis. Les rapports charge ultime expérimentale sur charge ultime obtenue de MEF se situent entre 0.91 et 0.99 avec une moyenne de 0.945 et un écart type de 0.029. Les charges ultimes obtenues de MEF sont supérieures à celles obtenues expérimentalement pour tous les spécimens.

### 5.2.3.2 Mode de rupture

Le mode de rupture expérimental des spécimens mixtes est présenté à la figure 5.19. La déformée du modèle par éléments finis obtenue à la charge ultime est présentée à la figure 5.23. Cette figure présente, pour une meilleure visualisation, un état de déformation amplifié. Cette déformée est représentative des analyses de tous les spécimens mixtes et correspond très bien au mode de rupture obtenu expérimentalement.



**Figure 5.23 : Déformée des sections mixtes**

### 5.2.3.3 Déformations transversales

La comparaison entre les déformations transversales expérimentales et celles obtenues des analyses par éléments finis est présentée au tableau 5.11. Cette comparaison est effectuée à un niveau de chargement approximatif de 85% de la charge ultime expérimentale. Ce niveau de chargement est choisi pour avoir des valeurs expérimentales réalistes car les mesures peuvent être faussées lorsque l'on s'approche de la charge ultime. La déformation transversale dans le béton est observée au centre de deux espacements d'étriers, à mi-distance entre le couvert de béton et l'âme. Les déformations sur l'étrier sont celles à mi-largeur alors que celles de l'âme sont au niveau de l'étrier. Le modèle d'analyse utilise un coefficient de Poisson constant de 0.3. Cette valeur est obtenue en intégrant l'équation du cinquième degré décrivant la variation de ce coefficient en utilisant une valeur initiale de 0.15.

**Tableau 5.11 : Comparaison des déformations transversales**

Spécimen	P (kN)	Déformations transversales ( $\mu\epsilon$ )					
		Âme		Béton		Étrier	
		MEF	Exp.	MEF	Exp.	MEF	Exp.
C-2	8625	420	330	410	560	300	490+
C-3	8197	390	-	380	830	295	-
C-4	8006	380	460	380	1000	290	630
C-5	8505	390	430	370	485	200	230
C-6	6510	340	330	330	370	270	210*
C-7	3639	400	385	400	545	240	400*

\* Valeur d'une seule des deux jauge sur l'étrier

+ Jauge des cotés intérieur et extérieur de l'étrier

Pour faciliter la comparaison, le tableau 5.12 présente le rapport entre la déformation transversale expérimentale et la déformation transversale obtenue de MEF pour les spécimens mixtes.

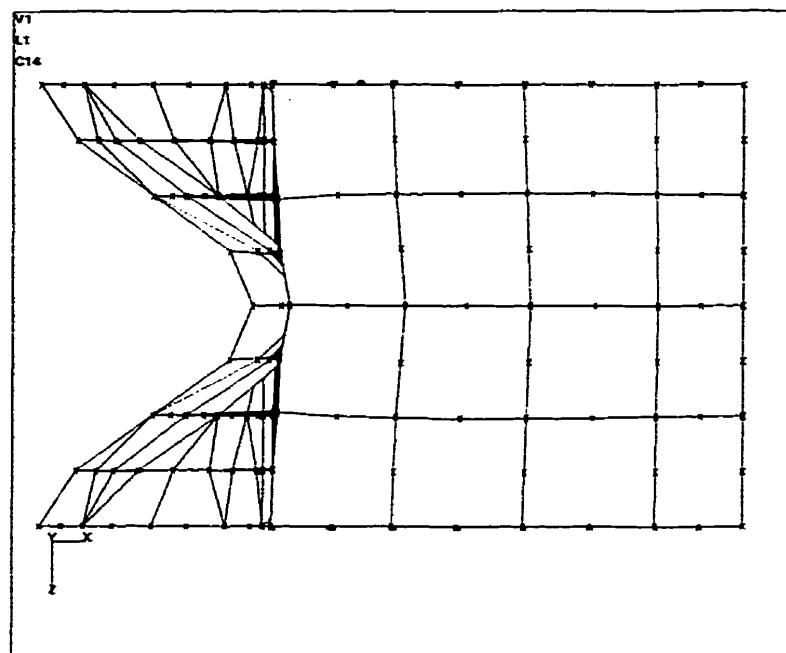
**Tableau 5.12 : Rapport des déformations transversales expérimentales/MEF**

Spécimen	Déformation transversale expérimentale/ MEF		
	Âme	Béton	Étrier
C-2	0.79	1.37	1.63
C-3	-	2.18	-
C-4	1.21	2.63	2.17
C-5	1.10	1.31	1.15
C-6	0.97	1.12	0.78
C-7	0.96	1.36	1.67
Moyenne	1.006	1.662	1.480
Écart type	0.159	0.600	0.532

On observe au tableau 5.12 d'assez grandes différences entre les résultats de déformations transversales expérimentales et celles obtenues de MEF. Pour ce qui est des déformations transversales dans l'âme, les résultats sont assez semblables puisque les rapports varient de 0.79 à 1.21 avec une moyenne de 1.006. Pour les déformations transversales dans le béton, les résultats sont quelque peu supérieurs pour les spécimens C-2, C-5, C-6, C-7 ayant des rapports de 1.12 à 1.37. Par contre, pour les spécimens C-3 et C-4, des rapports de 2.18 et 2.63 dénotent une différence marquée. Les résultats des déformations transversales expérimentales dans le béton sont tous supérieurs aux résultats obtenus de MEF. Quant aux déformations dans l'étrier, les spécimens C-5 et C-6 ont des valeurs semblables de déformations expérimentales et obtenues de MEF (

rapports respectifs de 1.15 et 0.78) alors que pour les spécimens C-2, C-3, C-4, C-7 on observe des déformations de 1.63 à 2.17 fois supérieures expérimentalement.

D'un point de vue plus global, on peut observer à la figure 5.24 que les déplacements transversaux sont moins importants vis-à-vis l'étrier au niveau de la charge ultime. Cette figure présente une vue de face du béton avec un niveau de déplacement amplifié pour observer les tendances.

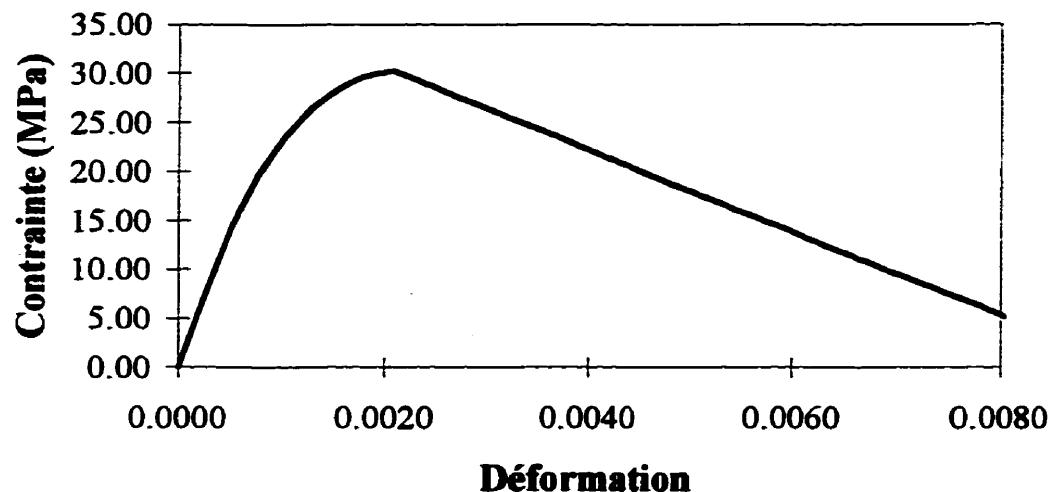


**Figure 5.24 : Déplacements transversaux des spécimens mixtes**

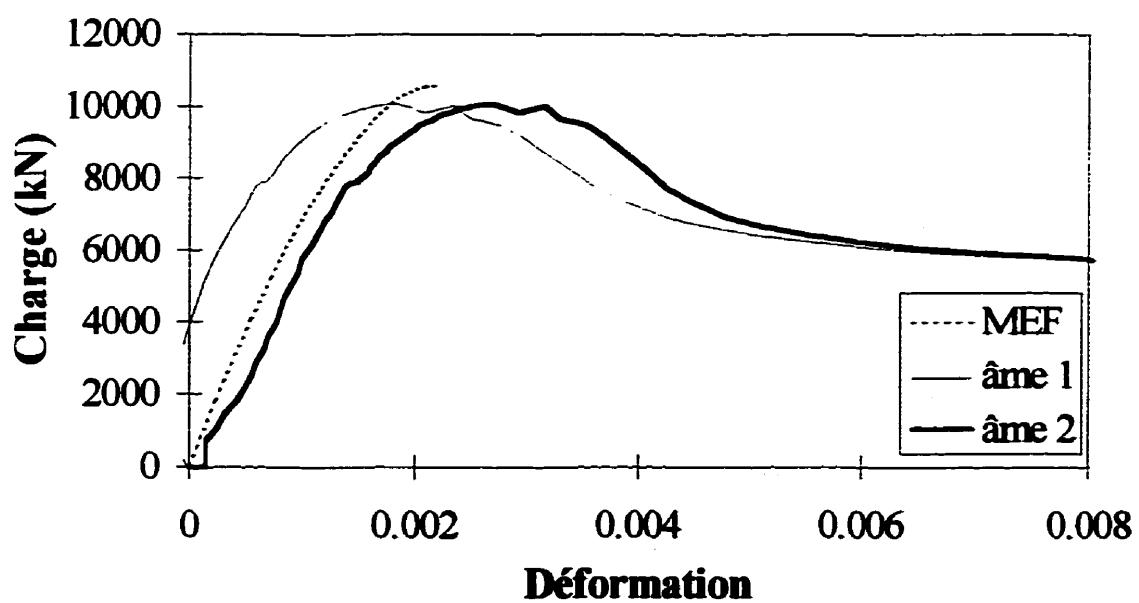
#### 5.2.3.4 Courbes contrainte-déformation

Cette section présente les courbes contrainte-déformation expérimentales et obtenues des analyses par éléments finis pour les spécimens mixtes. La déformée expérimentale provient des lectures sur l'aile vis à vis l'âme. Ces courbes apparaissent aux figures 5.26 à 5.31 pour les spécimens C-2 à C-7. Pour montrer que le post-pic peut

être atteint à l'aide de la loi hypoélastique; la figure 5.25 présente la courbe contrainte-déformation d'un cube de béton en compression pure ayant une contrainte ultime en compression de 30 MPa.



**Figure 5.25 : Post-pic d'un élément de béton en compression pure**



**Figure 5.26 : Courbes charge-déformation du spécimen C-2**

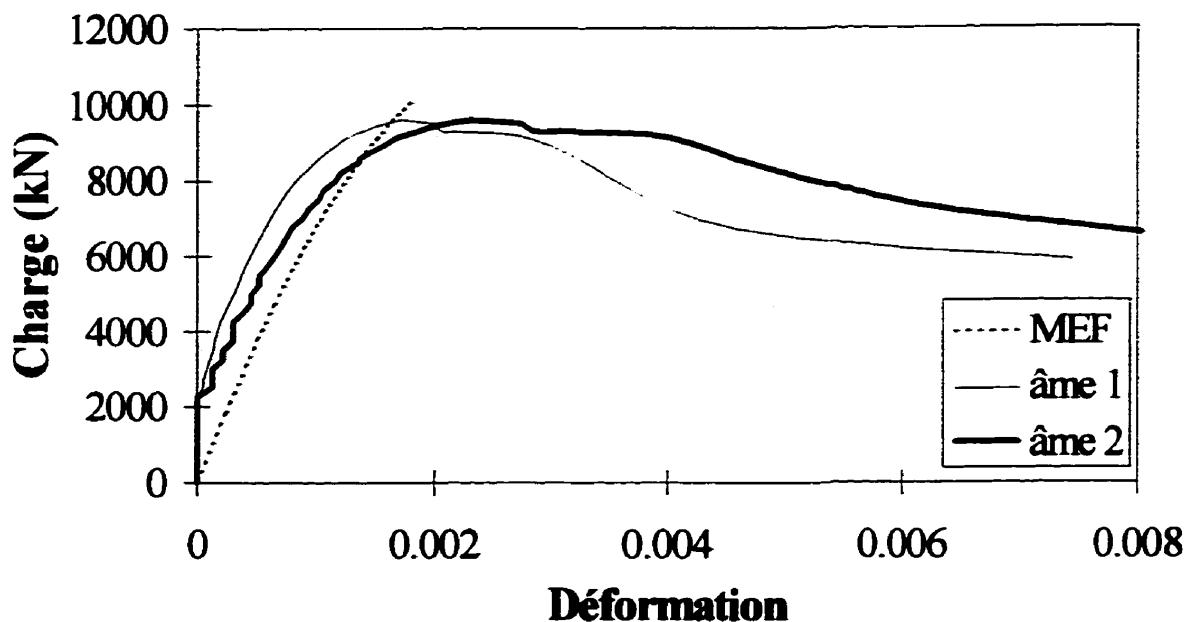


Figure 5.27 : Courbes charge-déformation du spécimen C-3

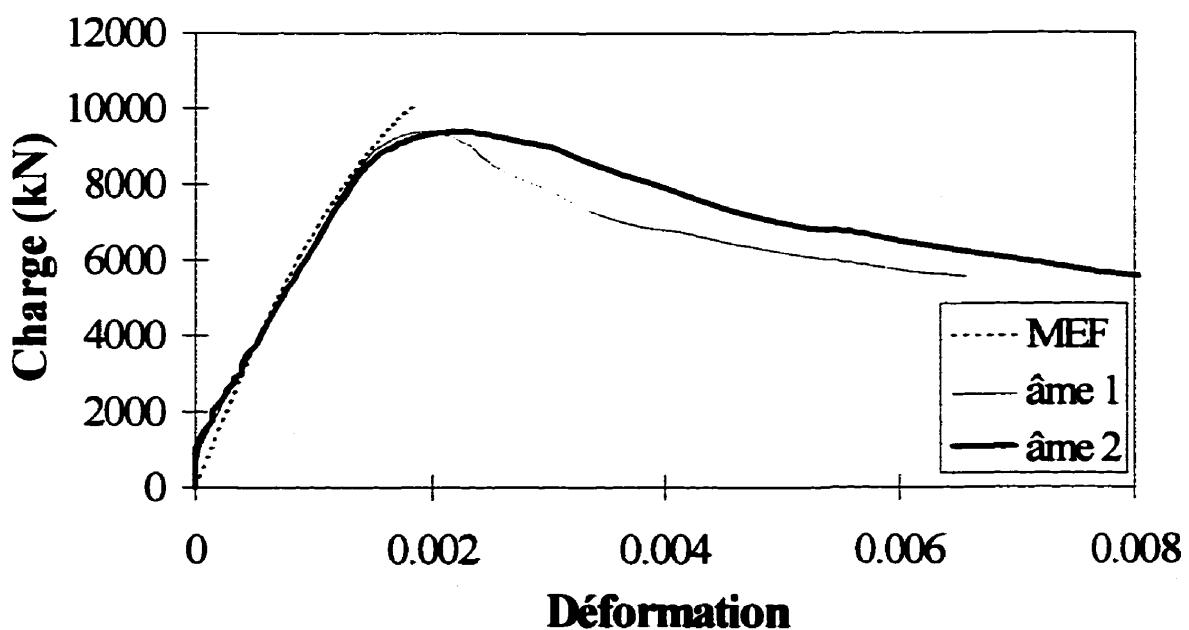


Figure 5.28 : Courbes charge-déformation du spécimen C-4

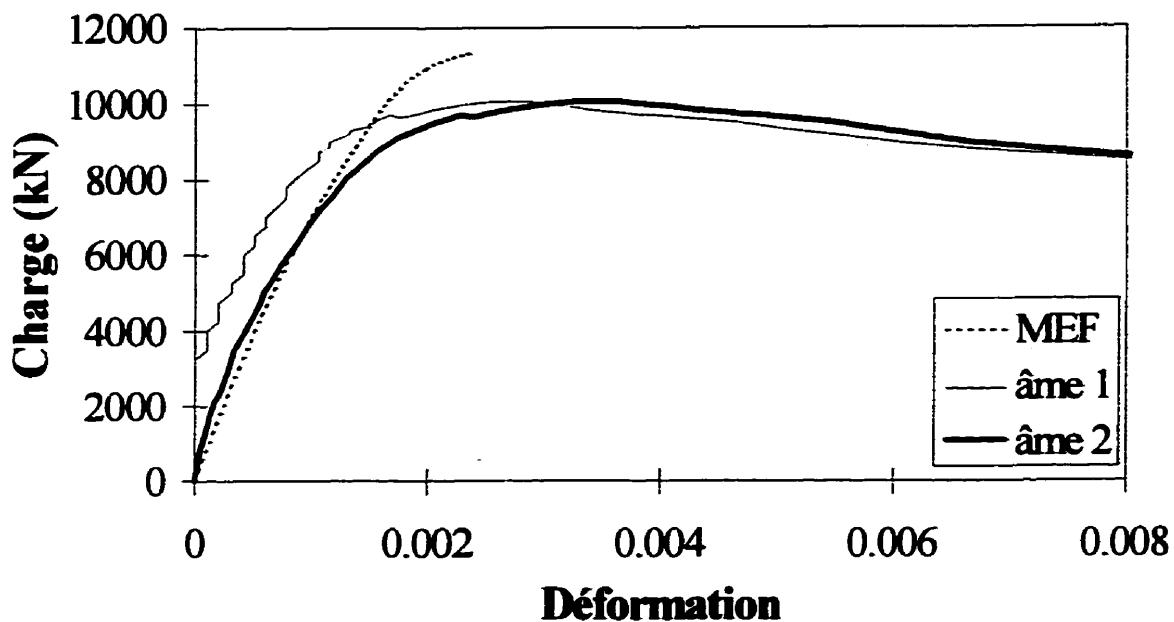


Figure 5.29 : Courbes charge-déformation du spécimen C-5

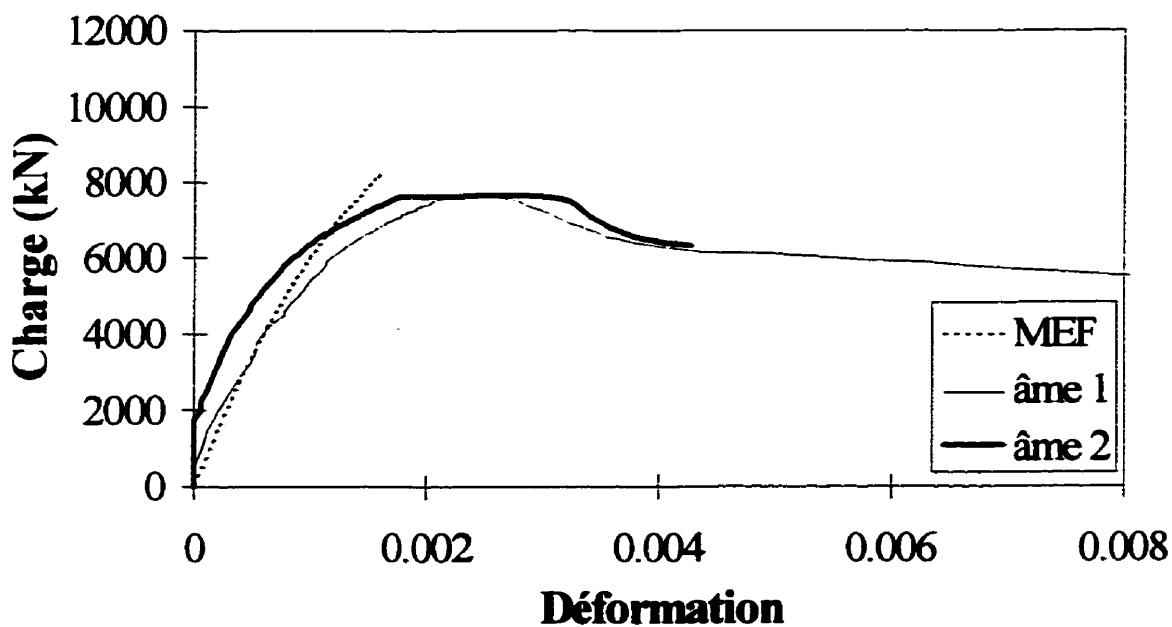
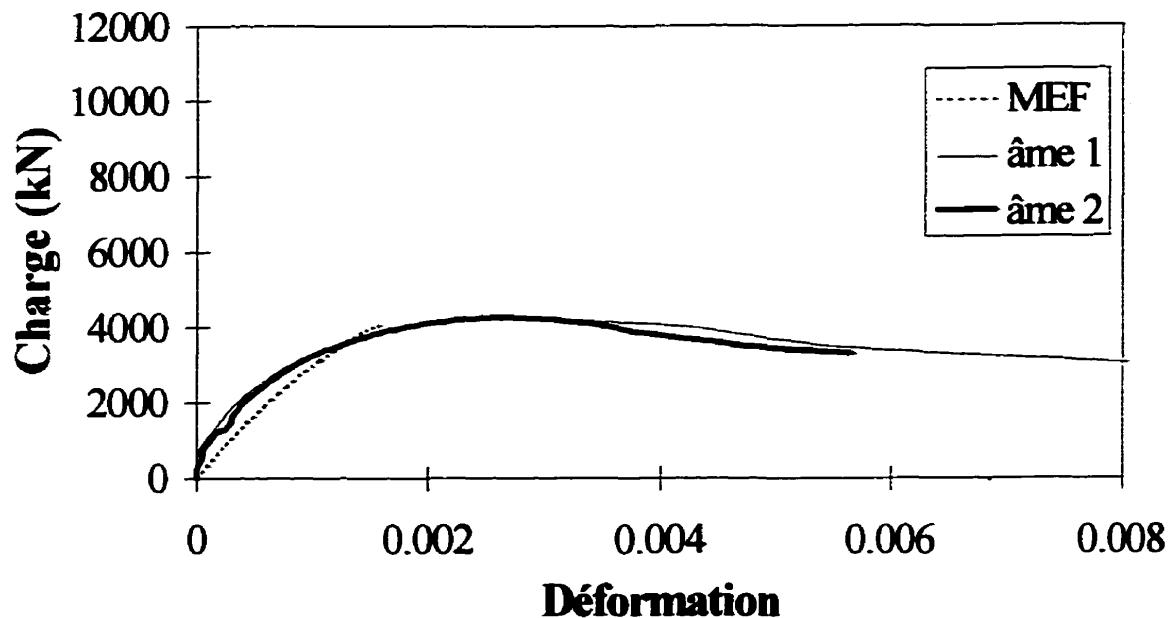


Figure 5.30 : Courbes charge-déformation du spécimen C-6



**Figure 5.31 : Courbes charge-déformation du spécimen C-7**

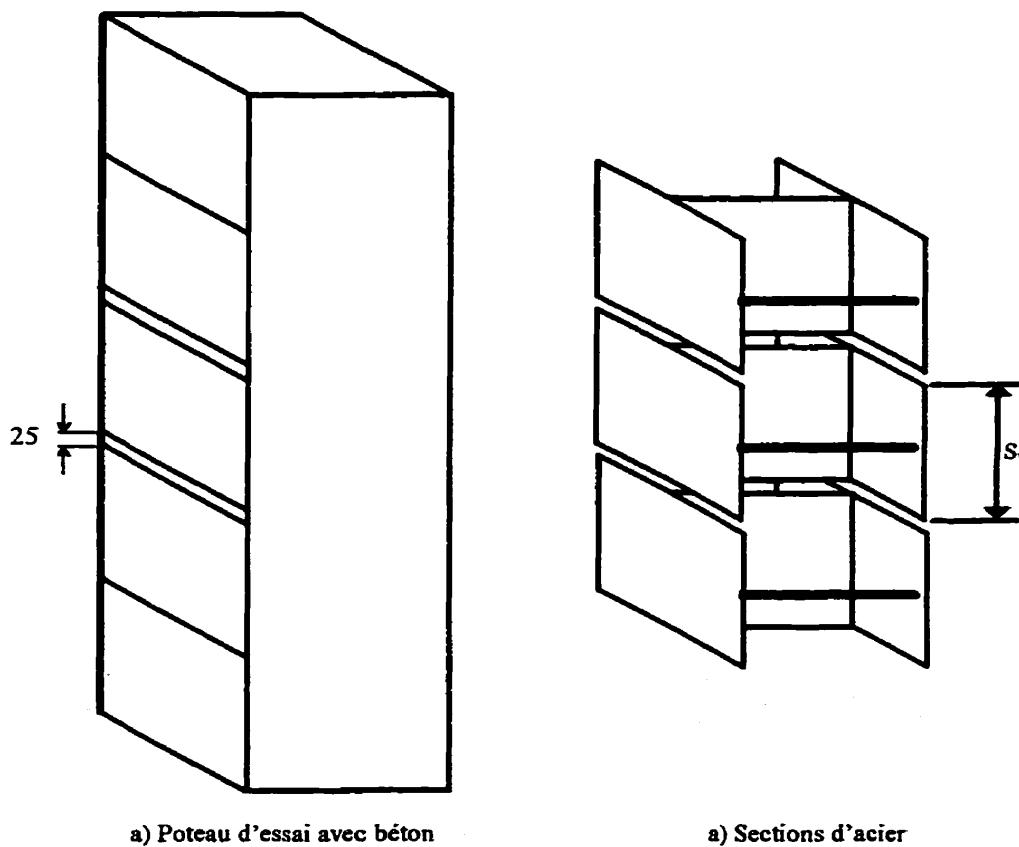
### 5.3 Spécimens de confinement

Quatre spécimens de confinement, numérotés CO-1 à CO-4, ont été testés au cours de l'été 1997. Les données recueillies au cours des essais pour ces spécimens sont: le déplacement axial sur le couvert du béton, les déformations transversales dans l'aile et l'âme, les déformations transversales dans le béton, la déformation axiale de l'étrier et le niveau de chargement.

### 5.3.1 Description des spécimens de confinement

Les spécimens de confinement servent à isoler le phénomène de confinement du béton par la section d'acier et les contraintes transversales qu'il engendre dans l'acier. Ces spécimens sont constitués de trois sections d'acier distinctes espacées de 25 mm, de telle façon que la section d'acier n'est pas chargée axialement. La figure 5.32 présente le poteau d'essai avec béton et les sections d'acier qui font partie de ce poteau.

Le poteau d'essai a une hauteur de  $5 S_v$ ; les extrémités sont confinées sur  $S_v$  à l'aide d'étriers pour y éviter la rupture. Le tableau 5.13 présente les principales caractéristiques des spécimens de confinement.



**Figure 5.32 : Spécimens de confinement**

**Tableau 5.13 : Propriétés des spécimens de confinement**

No.	d (mm)	t (mm)	Étriers		0.9f'c (MPa)
			Type et dimensions (mm)	Sv (mm)	
CO-1	450	9.53	12.7φ	225	21.7
CO-2	450	9.53	22.2φ	225	20.1
CO-3	450	9.53	PL 61x6.35	225	21.0
CO-4	450	9.53	12.7φ	450	18.8

### 5.3.2 Description du modèle de confinement

Le modèle des spécimens de confinement est sensiblement le même que celui des spécimens mixtes. Seul le couplage des noeuds est modifié entre les deux modèles. Pour le modèle de confinement, les noeuds des éléments de plaque représentant la section d'acier ne sont pas couplés en z à l'endroit d'application du chargement. Le chargement est donc appliqué seulement sur la surface de béton, ce qui est représentatif des essais expérimentaux.

### 5.3.3 Comparaisons entre MEF et les résultats expérimentaux des spécimens de confinement

Les comparaisons entre les analyses par éléments finis et les résultats expérimentaux des spécimens de confinement seront effectuées pour la charge ultime et les déformations transversales dans le spécimen.

### 5.3.3.1 Charges ultimes

Le tableau 5.14 présente la comparaison entre la charge ultime des spécimens de confinement obtenue de MEF et des essais expérimentaux.

**Tableau 5.14 : Charges ultimes de MEF et expérimentales des spécimens de confinement**

Spécimen	Expérimental (kN)	MEF (kN)	Expérimental/MEF
CO-1	4437	4449	1.00
CO-2	4328	4116	1.05
CO-3	4284	4250	1.01
CO-4	3741*	3753	1.00
	Moyenne		1.013
	Écart type		0.026

\* Rupture s'est produite aux extrémités du spécimen

On peut observer au tableau 5.14 que les valeurs de charges ultimes expérimentales et obtenues de MEF sont très semblables pour les spécimens de confinement puisque les rapports entre ces charges varient de 1.00 à 1.05 avec une moyenne de 1.013.

### 5.3.3.2 Déformations transversales

La comparaison entre les déformations transversales expérimentales et celles obtenues des analyses par éléments finis est présentée au tableau 5.15. Pour la même raison qu'explicitée pour les spécimens mixtes, la comparaison entre les déformations transversales expérimentales et celles obtenues des analyses par éléments finis se fait à un niveau de chargement approximatif de 85% de la charge ultime expérimentale. La déformation transversale dans le béton est observée au centre de deux espacements d'étriers et au milieu entre le couvert de béton et l'âme. Les déformations sur l'étrier sont celles à mi-largeur alors que celles de l'âme sont au niveau de l'étrier.

**Tableau 5.15 : Comparaisons des déformations transversales**

Spécimen	P (kN)	Déformations transversales ( $\mu\epsilon$ )					
		Âme		Béton		Étrier	
		MEF	Exp.	MEF	Exp.	MEF	Exp.
CO-1	3778	190	112	340	375	275	380
CO-2	3673	190	125	340	340	210	340*
CO-3	3676	180	70 <sup>+</sup>	300	320*	210	294*
CO-4	3128	160	-	300	210	200	180*

\* Valeur d'une seule jauge sur deux

+ Valeur d'une seule jauge sur trois

Pour faciliter la comparaison, le tableau 5.16 présente le rapport entre les déformations transversales expérimentales et les déformations transversales obtenues de MEF pour les spécimens de confinement.

Ce tableau montre une très bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus de MEF pour les déformations transversales dans le béton, les rapports variant de 0.70 à 1.10. Les déformations expérimentales dans l'étrier et obtenues de MEF ont pour leur part le même ordre de grandeur avec des rapports de 0.90 à 1.62. Quant aux déformations transversales dans l'âme, si l'on ne tient pas compte du spécimen CO-3 où une seule jauge sur trois a fonctionné, les résultats expérimentaux sont inférieurs aux résultats obtenus de MEF avec des rapports respectifs de 0.59 et 0.66.

**Tableau 5.16 : Rapport des déformations transversales expérimentales/MEF**

Spécimen	Déformation transversale expérimentale/ MEF		
	Âme	Béton	Étrier
CO-1	0.59	1.10	1.38
CO-2	0.66	1.00	1.62
CO-3	0.39	1.07	1.40
CO-4	-	0.70	0.90
Moyenne	0.547	0.968	1.325
Écart type	0.140	0.183	0.303

Ces résultats montrent que l'approximation du coefficient de Poisson constant semble bonne puisque les rapports de déformations transversales des spécimens CO-1 à CO-3 sont très près de l'unité.

La figure 5.33 présente un aperçu de l'allure des déformations transversales, au niveau de la charge ultime, dans les modèles de confinement. Cette figure présente une vue exagérée des déplacements transversaux et démontre qu'ils sont moins importants au niveau de l'étrier.

## **NOTE TO USERS**

**Page(s) not included in the original manuscript  
are unavailable from the author or university. The  
manuscript was microfilmed as received.**

**101**

**This reproduction is the best copy available.**

**UMI**

## CHAPITRE 6

### DISCUSSIONS

Les discussions porteront sur les trois types de spécimens: les spécimens d'acier, les spécimens mixtes et les spécimens de confinement. Pour ces trois types de spécimens, un premier niveau de discussion portera sur la comparaison des spécimens expérimentaux entre eux. Par la suite, un second niveau de discussion enchaînera sur la comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux des analyses par éléments finis présentées au chapitre 5.

#### 6.1 Comparaisons entre les spécimens d'acier expérimentaux

Les comparaisons entre les spécimens expérimentaux sont basées sur les résultats présentés aux tableaux 5.1, 5.5 et 5.6.

##### S-2 à S-5 :

Ces quatre spécimens ont les mêmes propriétés:  $d=450$  mm,  $t=9.7$  mm,  $S_v=d/2$ , avec des étriers différents. Le type d'étrier ne semble pas avoir beaucoup d'influence sur la contrainte ultime puisqu'il n'y a qu'un écart de 7% entre ces spécimens. L'augmentation de la contrainte ultime des spécimens S-4 et S-5 par rapport aux spécimens S-2 et S-3 n'est probablement pas due aux différences d'inertie entre les étriers mais plutôt au fait que les étriers de S-4 et S-5 soient rectangulaires. En effet, les étriers rectangulaires ont une dimension verticale plus grande que les étriers ronds des spécimens

S-2 et S-3; ils limitent donc les déformations de l'aile sur une plus longue distance. Ceci expliquerait donc la légère augmentation de contrainte ultime entre ces spécimens.

#### S-6 et S-3 :

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés:  $d=450$  mm,  $t=9.7$  mm, étrier rond de 22.2 mm de diamètre, avec des espacements d'étriers différents. Le spécimen S-6 a un espacement d'étrier égal à  $d$ , ce qui est le double de l'espacement du spécimen S-3. Cette différence entre l'espacement de l'étrier a pour effet de diminuer de 22% la contrainte ultime. L'espacement a donc un effet plus marqué que le type d'étrier. Si l'on observe les coefficients de voilement ( $k$ ) des plaques de l'équation [2.4] pour ces deux cas, on obtient:

$$k(S-3)= 1.698$$

$$k(S-6)= 1.386$$

Il y a donc une diminution de 23% entre les contraintes de voilement élastique théorique entre ces deux cas puisque les autres variables de l'équation [2.4] sont les mêmes pour les deux colonnes. Il y a donc une similarité entre les coefficients de voilement et la contrainte ultime pour ces deux spécimens.

#### S-7 et S-2 :

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés:  $d=450$  mm,  $S_v=225$  mm, étrier rond de 12.7 mm de diamètre, avec des épaisseurs de plaques différentes. Le spécimen S-7 a une épaisseur de plaque de 6.4 mm alors que le spécimen S-2 en a une de 9.7 mm. La diminution de l'épaisseur de la plaque a un effet très marqué sur la contrainte ultime. On observe en effet une diminution de 51% entre les contraintes ultimes de S-2 et S-7. Si l'on poursuit la comparaison avec l'équation [2.4], il faut dans ce cas comparer l'inverse

des rapports d'élancement au carré puisque les autres variables de l'équation [2.4] sont les mêmes dans les deux cas.

$$S-2 \quad l/(b_0/t)^2 = 1/(225/9.7)^2 = 1/538$$

$$S-7 \quad l/(b_0/t)^2 = 1/(225/6.4)^2 = 1/1236$$

Cette comparaison donne une diminution de 57% entre les deux spécimens. Il y a encore une fois une similarité entre la contrainte ultime et les rapports d'élancement de l'équation [2.4].

#### S-8 et S-2 :

Le spécimen S-8 est un modèle identique à S-2 sauf que les dimensions sont multipliées par un facteur de 2/3. Comme les propriétés sont sensiblement les mêmes en proportion, on aurait dû obtenir un niveau de contrainte ultime semblable pour les deux spécimens. Ceci n'a pas été le cas; le niveau de contrainte ultime étant de 29% inférieur pour le spécimen S-8 par rapport au spécimen S-2. La présence de contrainte résiduelles beaucoup plus importantes dans le spécimen S-8 ne permet pas d'expliquer cette différence puisque la contrainte ultime se situe en deçà de la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Toutefois, les défauts de rectitude présents dans le spécimen S-8 sont de même envergure que ceux présents dans le spécimen S-2. En proportion, ils ont donc une plus grande influence puisque l'espacement entre les étriers est plus petit. Ceci n'explique quand même pas entièrement la diminution de contrainte ultime entre ces deux spécimens. Étant donné les plus petites dimensions du spécimen S-8, celui-ci a peut être subi un chargement moins uniforme lors de l'essai, causant ainsi une rupture prématuée du spécimen.

### S-9 et S-10:

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés:  $d=600$  mm,  $t=9.7$  mm, étrier rond de 12.7 mm de diamètre, avec des espacements respectifs  $S_v=d/2$  et  $S_v=d$ . On observe une diminution de 8% entre les contraintes ultime de S-9 et S-10. Si l'on compare les contraintes de voilement théorique de ces deux spécimens à l'aide de l'équation [2.4], on obtient la même différence qu'entre les spécimens S-3 et S-6, soit une diminution de 23% puisque à l'exception du coefficient de voilement, les variables de l'équation [2.4] sont les mêmes. La similarité entre le coefficient de voilement et la contrainte ultime est donc beaucoup moins évidente dans ce cas ci.

### S-2 et S-9:

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés:  $t=9.7$  mm  $S_v=d/2$ , étrier rond de 12.7 mm de diamètre, avec des dimensions extérieures différentes. Le spécimen S-2 a une dimension extérieure  $d=450$  mm alors que le spécimen S-9 en a une de 600 mm. Les contraintes ultimes de ces deux spécimens sont respectivement de 310 et 223 MPa. On observe donc une diminution de 28% entre les contraintes ultimes de S-2 et S-9. Si l'on compare la différence entre les contraintes ultime avec l'équation [2.4], il faut dans ce cas comparer l'inverse des rapports d'élancement au carré puisque les autres variables de l'équation [2.4] sont les mêmes dans les deux cas:

$$S-2 \quad 1/(b_0/t)^2 = 1/(225/9.7)^2 = 1/538$$

$$S-7 \quad 1/(b_0/t)^2 = 1/(300/9.7)^2 = 1/957$$

Cette comparaison donne une diminution de 44% entre les deux spécimens alors que la diminution expérimentale n'est que de 28%. La similarité entre la contrainte ultime et les rapports d'élancement de l'équation [2.4] est plus ou moins concluante pour cette comparaison.

Il est donc simpliste de considérer seulement les paramètres de l'équation de voilement théorique [2.4] pour prédire la contrainte ultime de voilement des spécimens d'acier. D'autres paramètres telles que la rigidité de l'âme, la rigidité de l'étrier, la présence de contraintes résiduelles peuvent affecter la contrainte ultime et doivent par le fait même être considérés.

## 6.2 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens d'acier

Les comparaisons présentées dans cette section font références aux tableaux 5.5 à 5.8 ainsi qu'aux figures 5.6 à 5.17.

Le modèle par élément finis a reproduit les mêmes mécanismes de rupture qu'obtenus expérimentalement, soit l'âme en courbure double ou l'âme en courbure simple, pour tous les spécimens. Seule la longueur de la vague de voilement a été différente pour les spécimens S-2 et S-9. Pour ces deux spécimens, la longueur de la vague obtenue de MEF est de trois espacements d'étriers alors qu'elle est de deux espacements d'étriers expérimentalement. Cette différence peut être expliquée par la présence des défauts de rectitude dans les spécimens expérimentaux qui peuvent favoriser un mode de rupture. Ceci n'affecte pas trop la charge ultime puisqu'en utilisant une perturbation de la géométrie forçant le même mode qu'obtenu expérimentalement, on obtient des valeurs très semblables de charges ultimes pour les deux spécimens.

Pour ce qui est de la charge ultime, la corrélation entre les résultats expérimentaux et MEF est excellente sauf pour les spécimens S-7 et S-8. Pour ces deux spécimens, les analyses par éléments finis prédisent une charge ultime d'environ 22% supérieure aux résultats expérimentaux alors que la différence est inférieure à 6% pour les autres spécimens. Les spécimens S-7 et S-8 sont les seuls spécimens ayant une épaisseur de plaque de 6.4 mm. Ils sont donc les spécimens comportant une plus grande amplitude

des contraintes résiduelles. Ceci ne peut toutefois pas expliquer la différence entre les résultats expérimentaux et MEF puisque les contraintes ultimes expérimentales pour ces deux spécimens se situent en deçà de la valeur de la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Le fait que l'élément de poutre servant à modéliser les étriers demeure toujours dans le domaine élastique a aussi été évalué mais les rotations observées au niveau de la contrainte ultime sont en deçà de la valeur de plastification de l'étrier. Cette moins bonne corrélation entre les spécimens ayant une épaisseur de plaque de 6.4 mm ne donne quand même pas des résultats erronés puisqu'ils se situent à environ 22% d'erreur. Ceci demeure acceptable pour une comparaison entre un résultat expérimental et une analyse par éléments finis même si celle-ci demeure une méthode approximative de résolution. Cependant, l'erreur peut provenir de l'essai lui-même. Il faudrait le répéter pour comprendre la raison de cet écart.

Les courbes contraintes déformations présentées aux figures 5.9 à 5.17 montrent des pentes très semblables entre les mesures expérimentales, les analyses par éléments finis et la pente théorique de l'acier. Les courbes expérimentales ne se superposent toutefois pas aux deux autres. En effet les capteurs de déplacement placés au milieu du spécimen ne perçoivent aucun déplacement au début de l'essai dû aux effets de bout. Ceci donne donc des valeurs de déplacements expérimentaux moins élevées que celles obtenues de MEF. Il est donc plus réaliste d'observer la corrélation entre la pente de la courbe que les déformations correspondantes au chargement comme mesure de comparaison. On observe une très bonne corrélation entre ces pentes sauf pour les spécimens S-7 et S-8 qui sont les spécimens pour lesquels on obtient la moins bonne corrélation de la charge ultime.

Le post-pic n'est atteint pour ces analyses que pour les spécimens S-6 et S-10 qui sont les deux seuls ayant un espacement d'étriers de  $d$  et un mode de rupture où l'âme est en courbure simple. Ceci semble logique puisque ce mode est moins complexe que le mode en courbure double de l'âme qui est plus rigide. La convergence est plus facile à atteindre pour ce type de spécimen, moins rigide, car le taux de déformation y augmente

graduellement alors que pour un spécimen plus rigide, il est constant jusque près du pic où il augmente très rapidement, ce qui ne permet pas à la méthode de pilotage de converger. Comme la méthode de pilotage est difficile à manier avec le logiciel MEF, il n'a pas été possible la modifier en cours de résolution des analyses pour tenter d'obtenir la convergence.

### 6.3 Comparaisons entre les spécimens mixtes expérimentaux

Les comparaisons entre les spécimens mixtes expérimentaux se basent sur les tableaux 5.9, 5.10 et 6.1; ce dernier présente une comparaison entre la charge ultime expérimentale et la charge ultime théorique. Celle-ci est fixée comme étant la somme de la capacité ultime des deux matériaux composant le poteau mixte et est représentée par l'équation [6.1].

$$P_{u-\text{théorique}} = 0.9A_c f'_c + A_s f_y \quad [6.1]$$

**Tableau 6.1 : Comparaisons des charges ultimes expérimentales et théoriques**

Spécimen	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$P_{u-\text{théo.}}$ (kN)	$P_{u-\text{exp.}}$ (kN)	$P_{u-\text{exp.}} / P_{u-\text{théo.}}$
C-2	189593	12907	32.7	368	10330	10111	0.98
C-3	189593	12907	32.4	368	10278	9690	0.94
C-4	189593	12907	31.9	368	10193	9389	0.92
C-5	189593	12907	34.3	368	10603	10040	0.95
C-6	193942	8558	32.7	374	8908	7652	0.86
C-7	84322	5678	31.9	374	4544	4275	0.94

### C-2, C-3 et C-4:

Ces trois spécimens ont les mêmes propriétés à l'exception de l'espacement des étriers qui est respectivement de  $d/2$ , 0.75d et d. L'augmentation de l'espacement des étriers semble avoir une légère influence sur la charge ultime. Les rapports des charges ultimes expérimentales sur théoriques sont égal à 0.98, 0.94 et 0.92, diminuant à mesure que l'espacement augmente.

### C-2 et C-5:

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés à l'exception des diamètres des étriers qui sont respectivement de 12.7 et 22.2 mm. L'augmentation du diamètre de l'étrier ne semble pas avoir une influence positive sur la charge ultime puisqu'on observe une diminution du rapport des charges ultimes expérimentales sur théoriques, égal à 0.98 et 0.95 respectivement. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'un étrier plus gros introduit automatiquement un plus gros défaut dans le massif de béton, ce qui cause une diminution de la contrainte ultime dans le béton.

### C-3 et C-6:

Ces deux spécimens ont les mêmes propriétés à l'exception de l'épaisseur des plaques qui est de 9.7 et 6.4 mm respectivement. La diminution de l'épaisseur de la plaque a une influence sur la charge ultime puisqu'on observe une diminution du rapport des charges ultimes expérimentales sur théoriques de 0.94 à 0.86 respectivement. Cette diminution concorde avec le fait que la plaque plus mince voile prématurément diminuant ainsi la charge ultime.

### C-5 et C-7:

Le spécimen C-7 est un modèle réduit du spécimen C-5 pour évaluer l'effet d'échelle sur les spécimens mixtes. Ces deux spécimens ont des rapports des charges ultimes expérimentales sur théoriques à peu près équivalents. Il semble donc que l'effet d'échelle n'ait pas d'influence sur les spécimens mixtes pour des dimensions de 300 et 450 mm.

### **6.4 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens mixtes**

Les comparaisons présentées dans cette section font référence aux tableaux 5.10 à 5.12 ainsi qu'aux figures 5.22 à 5.29.

Les résultats de charges ultimes obtenus des analyses par éléments finis sont tous quelque peu supérieurs aux résultats expérimentaux avec un écart maximal de 9% et un écart moyen de 5%. Le modèle donne donc de très bons résultats en ce qui concerne la charge ultime. Cet écart peut provenir de la précision du maillage et de la contrainte ultime du béton en compression qui peut être légèrement surévaluée.

Pour ce qui est du mode de rupture obtenu des analyses par éléments finis, la figure 5.23 démontre bien qu'il y a un décollement de la plaque de l'aile entre deux étriers. Celle-ci est donc libre de voiler de la même manière qu'expérimentalement même si on ne lui applique pas de déformée initiale. La dilatation transversale des éléments de béton lors du chargement vient créer la déformée nécessaire pour perturber la géométrie. Le mode de rupture est le même que celui anticipé et obtenu expérimentalement.

Dans le cas des déformations transversales, les comparaisons donnent des résultats moins concluants pour ce qui est du béton et de l'étrier alors qu'elles sont bonnes pour ce qui est de l'âme. La présence de flexion dans la jauge transversale

mesurant la déformation dans le béton a peut-être augmenté les valeurs expérimentales. Toutefois, l'observation des résultats expérimentaux des spécimens C-2, C-3 et C-4 semble démontrer une tendance vers des déformations transversales plus grandes pour un espace de l'étrier plus grand. Cette tendance n'est pas confirmée par les analyses par éléments finis mais est plutôt inverse. Il est à noter que le même modèle d'analyse est utilisé pour tous les spécimens et que des facteurs d'échelles sont utilisés pour en modifier les dimensions. Ainsi, les modèles d'analyse des spécimens C-2 et C-4 comportent le même nombre d'éléments de béton mais ils sont deux fois plus longs pour le spécimen C-4 où l'espace de l'étrier est égal à  $d$ . Ceci est un élément pouvant expliquer la légère diminution des déformations transversales entre les spécimens C-2 et C-4. De plus, le modèle utilise un coefficient de Poisson moyen constant au lieu d'un coefficient de Poisson non symétrique et variable telle qu'utilise la loi hypoélastique développée par Bouzaiene (1995). Cette modification a été rendue nécessaire pour l'assemblage des matrices de rigidités. En effet, l'utilisation d'un coefficient de Poisson non symétrique nécessite une matrice de rigidité non symétrique qui n'est pas compatible avec la matrice de rigidité symétrique de l'élément de plaque. Ceci affecte le comportement du béton puisqu'il se déforme transversalement de façon linéaire en fonction de la déformation alors que cette relation est plutôt du troisième degré. Il semble donc que le modèle ne caractérise pas très bien les déformations transversales des spécimens mixtes.

En ce qui a trait aux courbes contraintes-déformations, les résultats des analyses par éléments finis sont très comparables aux résultats expérimentaux. Toutefois le post-pic n'a toujours pas été atteint pour ces analyses. Le caractère complexe du modèle combinant les éléments de plaques aux éléments volumiques de béton ne permet pas d'obtenir de convergence suite à la charge ultime. Toutefois, en relâchant le critère de convergence, on obtient une convergence mathématique qui donne une diminution linéaire du déplacement et de la déformation comme si l'on déchargeait la colonne.

## 6.5 Comparaison entre les spécimens de confinement expérimentaux

Le tableau 6.2 présente la comparaison entre les charges ultimes expérimentales et théoriques des spécimens de confinement. La charge ultime théorique est calculée de la même manière que pour les spécimens mixtes, en additionnant les capacités ultimes des deux matériaux composant les spécimens. Dans ce cas, l'aire d'acier représente les quatre barres d'armature 10M retenant les étriers à l'extrémité des spécimens et se prolongeant sur toute la hauteur du spécimen.

**Tableau 6.2 : Charge ultime expérimentale vs. charge ultime théorique**

Spécimen	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$0.9f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$P_{u-théo.}$ (kN)	$P_{u-exp.}$ (kN)	$P_{u-exp.}/P_{u-théo.}$
CO-1	189200	400	21.7	350	4246	4477	1.05
CO-2	189200	400	20.1	350	3943	3970	1.01
CO-3	189200	400	21.0	350	4113	4278	1.04
CO-4	189200	400	18.8	350	3697	3754	1.02

Les rapports du tableau 6.2 semblent montrer une augmentation de la contrainte ultime dans le béton par rapport à la charge ultime théorique. Il faut toutefois relativiser ces rapports car la charge ultime théorique est calculée à l'aide d'une contrainte ultime de 90% de la charge ultime des cylindres d'essais. Dans le cas où cette diminution de la contrainte ultime s'avérerait trop conservatrice, les rapports charges ultimes expérimentales sur théoriques diminueraient pour se rapprocher de l'unité. Ainsi, on ne peut pas confirmer avec certitude que la présence de l'acier apporte un certain niveau de confinement au béton. La comparaison des trois premiers spécimens avec le spécimen CO-4 ne peut être effectuée à cause de la rupture qui est survenue à l'extrémité de ce dernier, ce qui rend le résultat expérimental douteux.

Il est très important de spécifier que ce type d'essai a été assez audacieux et qu'il faut en considérer les résultats avec un certain recul. On peut donc analyser globalement l'allure de ces résultats sans toutefois les considérer avec précision puisque les paramètres caractérisant ces essais n'ont pas tous été contrôlés. Ainsi, la déformée axiale dans la section d'acier n'a pas été contrôlée. Si la section d'acier a repris une partie de la charge axiale sans qu'on puisse le vérifier, la charge-théorique que l'on utilise est sous évaluée et les rapports présentés au tableau 6.2 sont faux.

## **6.6 Comparaison des résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis des spécimens de confinement**

Les comparaisons présentées dans cette section font référence aux tableaux 5.13 à 5.16 ainsi qu'aux figures 5.32 et 5.33.

Au niveau de la charge ultime, les résultats expérimentaux et des analyses par éléments finis sont très comparables.

Pour ce qui est des déformations transversales, les analyses par élément finis donnent en général des résultats très semblables pour le béton alors qu'elles surestiment les déformations dans l'âme et sous-estiment celles dans l'étrier. La comparaison la plus intéressante à tirer de ces analyses est celle entre la charge ultime théorique et celle obtenue des analyses tel que présentée au tableau 6.3. Dans ce cas, la charge ultime théorique est légèrement différente de la valeur du tableau 6.2 puisque l'on a retranché la contribution des aciers pour comparer avec le modèle MEF de confinement qui ne comportait pas d'acier d'armature longitudinal.

**Tableau 6.3 : Charges ultimes de MEF et théoriques**

Spécimen	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$0.9f'_c$ (MPa)	$P_{u\text{-théo.}}$ (kN)	$P_{u\text{-MEF}}$ (kN)	$P_{u\text{-MEF}} / P_{u\text{-théo.}}$
CO-1	189700	21.7	4106	4449	1.08
CO-2	189700	20.1	3803	4116	1.08
CO-3	189700	21.0	3973	4250	1.07
CO-4	189700	18.8	3557	3753	1.06

Le tableau 6.3 démontre donc qu'il y a un effet de confinement au niveau des analyses par éléments finis puisqu'on observe des rapports supérieurs à l'unité variant de 1.06 à 1.08. La figure 5.33 donne un excellent aperçu de ce phénomène de confinement où les déformations transversales sont moindres près de l'étrier et s'accentuent graduellement en s'éloignant de l'étrier.

## CHAPITRE 7

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les spécimens expérimentaux d'acier sont surtout influencés par deux paramètres: l'épaisseur de la plaque d'acier et l'espacement de l'étrier. L'épaisseur des plaques est évidemment un paramètre important influençant la charge ultime puisqu'elle est directement reliée à l'élancement. L'espacement de l'étrier contrôle la longueur de voilement de l'aile. On a donc remarqué une différence très claire entre le mode de voilement pour un espacement d'étrier de  $d/2$  où l'âme est en courbure double avec le mode de voilement en courbure simple pour un espacement de l'étrier de  $d$ . Le type d'étrier quant à lui n'a que très peu d'influence sur la charge ultime.

Les analyses par éléments finis ont très bien représentés les résultats expérimentaux des spécimens d'acier. Elles ont donné le même mode de voilement qu'expérimentalement pour tous les spécimens. Pour ce qui est de la contrainte ultime, à l'exception des spécimens ayant une épaisseur de plaque de 6.4 mm, les résultats sont excellents. Le modèle représente donc très bien le comportement des spécimens expérimentaux ayant une épaisseur de plaque de 9.7mm. Le modèle d'analyse semble donc valable pour représenter le comportement des spécimens d'acier. Pour ce qui est des spécimens S-7 et S-8, ayant une épaisseur de plaque de 6.4 mm, il serait intéressant de répéter les essais expérimentaux afin de vérifier si le modèle par éléments finis est dans l'erreur ou bien si celle-ci provient de facteurs expérimentaux. Il aurait aussi été intéressant de tester un spécimen sans étrier afin d'avoir une référence pour comparer avec les spécimens ayant des étriers.

Les spécimens mixtes expérimentaux sont peu influencés par l'espacement de l'étrier pour ce qui est de la charge ultime. Par contre l'espacement de l'étrier affecte passablement les déformations transversales expérimentales. Le mode de rupture expérimental est toujours le même, tel que présenté à la figure 5.18. Le mécanisme de rupture n'a toutefois pas pu être clairement identifié. Il est en effet très difficile de percevoir si c'est la section d'acier qui voile en premier ou bien si c'est le béton qui atteint sa capacité ultime en premier. L'un ou l'autre de ces phénomènes est suivi rapidement d'un transfert des efforts vers l'autre matériau qui atteint sa capacité ultime à son tour. Comme on ne peut savoir avant l'essai l'endroit où surviendra la rupture, l'instrumentation présente ne peut pas indiquer la séquence du mécanisme de rupture puisqu'elle ne se situe pas précisément à cet endroit.

Le modèle par éléments finis a donné d'excellents résultats en ce qui concerne la charge ultime des spécimens mixtes. Les résultats de déformations transversales sont loin d'être aussi concluants. Il y a en effet de grands écarts entre les valeurs expérimentales et les analyses par éléments finis. Le modèle ne caractérise donc pas bien le comportement transversal des spécimens mixtes. Le fait d'utiliser un coefficient de Poisson moyen devrait être investigué pour en évaluer l'influence sur les déformations transversales. Le post-pic n'a pas été atteint pour ces analyses. Le problème de convergence en comportement non linéaire vient probablement de l'élément de plaque puisqu'il ne permet pas d'obtenir le post-pic pour un modèle simple sans béton dont le mode de rupture est semblable à celui des spécimens mixtes.

Les spécimens expérimentaux de confinement n'ont pas démontré clairement la présence d'un confinement significatif du béton par la section d'acier. La répétition de tels essais devrait comporter une meilleure instrumentation afin de s'assurer que la section d'acier ne reprend pas de charge.

Les analyses par éléments finis des spécimens de confinement montrent la présence de confinement du béton. L'augmentation de la contrainte ultime en compression du béton est d'environ 7% pour ces analyses. On peut donc s'attendre à ce

que le niveau de confinement expérimental ne dépasse pas cette valeur puisque en général les modèles par éléments finis donnent des résultats supérieurs à la réalité.

Une attention particulière devrait être mise, lors d'essais futurs, sur la valeur de contrainte ultime en compression du béton. Ceci est en effet une donnée fondamentale pour évaluer le rendement et le confinement de ce type de colonne. Il serait donc intéressant de tester des spécimens de béton grandeur nature pour les relier aux cylindres usuels servant à caractériser la contrainte ultime en compression du béton. Ceci servirait à déterminer le facteur adéquat pour relier les cylindres au béton des spécimens d'essais.

## BIBLIOGRAPHIE

- ALBITAR, A., BEGUIN, P., GRIMAUT, J. P., (1996). *Application de l'eurocode 4 dimensionnement des poteaux mixtes, première partie: poteaux sollicités en compression axiale.* Revue Construction Métallique, no 1-1996, référence ELE-EC4 1-96
- AUBÉ, S. (1997). *Étude expérimentale du comportement des poutres mixtes de ponts unisymétriques, élancées et non étayées.* Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- ASTM (1986). *ASTM C-39 Standard Test Methods for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimen.* ASTM American Society for Testing Material, Philadelphia, vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1992.
- ASTM (1995). *ASTM E 8M-95a Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials.* ASTM American Society for Testing Material, Philadelphia, vol. 14.02, 1995.
- BATOZ, J. L., DHATT, G., *Modélisation des structures par éléments finis.* Les presses de l'Université Laval.
- BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., BIRON, A., MCINTYRE, G., LABERGE, C. (1987). *Résistance des Matériaux.* Deuxième édition, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal.

BOUZAIENE, A. H., MASSICOTTE, B. (1995). *Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales.* Rapport EPM/GCS-1995-13, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Québec.

BOUZAIENE, A. H., MASSICOTTE, B. (1997). *Analyses structural non linéaire par la méthode des éléments finis, Programme MEF - Manuel d'utilisation.* Rapport EPM/CS-1997-2, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Québec.

CRCJ. *Handbook of Structural Stability.* Column Research Committee of Japan, Corona Publishing Company, Ltd. Tokyo

COOK, R. D., *Concepts and Applications of Finite Element Analysis.* John Wiley & Sons, Second Edition, New York.

CSA. (1994a). CAN/CSA-S16.1-94. *Limit State Design of Steel Structures.* Canadian Standard Association (CSA), Rexdale, Ontario.

CSA. (1994b). CAN/CSA-A23.3-94. *Limit State Design of Concrete Structures.* Canadian Standard Association (CSA), Rexdale, Ontario.

CSA. (1994c). CAN/CSA-S136-94. *Cold Formed Steel Structural Members.* Canadian Standard Association (CSA), Rexdale, Ontario.

CUSSON, D., PAULTRE, P. (1995). *Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete.* Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 3

DHATT, G., TOUZOT, (1981). *Une présentation de la méthode des éléments finis.* Maloine S.A. Éditeur, Paris.

DORLOT, J-M, BAILLON, J-P, MASOUNAVE, J. (1986). *Des Matériaux.* Deuxième édition, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal.

FAFARD, M., DHATT, G., BEAULIEU, D. (1987). *Calcul automatique des configurations pré et post-flambement en calcul non linéaire des structures.* Rapport GCT-87-06, Département de génie civil, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Sainte-Foy, Québec.

FILION, I. (1998). *Étude expérimentale des poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4.* Rapport No EPM/GCS-1998-06, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Québec.

GAYLORD, E. H., GAYLORD, C. N., STALLMEYER, J. E. *Structural Engineering Handbook.* Fourth Edition.

HESHAM, S. E., KENNEDY, L. (1993). *Distorsional Buckling of Steel Beams.* Departement of Civil Engineering, University of Alberta, Emonton.

LAMBERT, J. F. (1991). *Analyse des structures par éléments finis.* Cépaduès-Éditions, Troisième éditions, Toulouse.

LU, Y. Q., KENNEDY, L. (1992). *Correction of residual strain for coupons that curves on sectionning.* Departement of Civil Engineering, University of Alberta, Emonton.

- MALTAIS, L., BEAULIEU, D., FAFARD, M., (1996). *Étude par éléments finis du comportement des poutres mixtes élancées.* Rapport GCS-96-09, Département de génie civil, Faculté des sciences et de génie, Université Laval, Sainte-Foy, Québec.
- MASSICOTTE, B., ELWI, A. E., MACGREGOR, J. G. (1988). *Analysis of Reinforced Concrete Panels Loaded Axially and Transversaly.* Structural Engineering Report 161, Departement of Civil Engineering, University of Alberta
- NEVILLE, A. M., BROOKS, J. J. (1987). *Concrete Technology.* Longman Scientific & Technical, England.
- PICARD, A., BEAULIEU, D. (1991). *Calcul des charpentes d'acier.* ICCA, Ontario.
- RICHART, F. E., BRANDTZAEG, A., BROWN, R. L. (1928). *A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses.* University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin no. 185.
- SALMON, C. G., JOHNSON, J. E., (1990). *Steel Structures: Design and Behavior.* Harper & Row, Publishers, New York.
- SHEIK, S. A., UZUMERI, S. M. (1980). *Strength and Ductility of Tied Concrete Column.* Journal of Structural Divison, ASCE, Vol. 106, No. ST5
- SSRC Task Group (1981). *Technical Memorandum No. 6 Determination of Residual Stresses. Exp. Techniques, vol. 5, no. 3*
- TEBEDGE, N., ALPSTEN, G. and TALL, L. (1973). *Residual-Stresses Measurement by Sectionning Method. Exp. Mechanics,* 88-96

TIMOSHENKO, S., GERE, J.M. (1961). *Theory of elastic stability*. McGraw-Hill Book Company, New York.

TREMBLAY, R. (1993). *Stabilité des structures*. Notes du cours de stabilité des structures CIV-6503, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

ZIENKIEWICK, O.C., TAYLOR, R.L., *The Finit Element Method*. McGraw-Hill Book Company, Fourth Edition, New York.

**ANNEXES**

### Annexe A : Fichier d'entrée des spécimens d'acier

COMT

SPÉCIMENS S-2

d=450 t=9.70

Espacement d'étrier à d/2

Diamètre de la barre = 12.7 mm

Présence de contraintes résiduelles

COOR -1 7

MDLN -1 8

1 42 3 2 4 6 0

COND -1

110001

3217	3218	3219	3220	3221	3222	3223	3224	3225	3226	3227	3228	3229	3230	3231	3232
3233	3234	3235	3236	3237	3238	3239	3240	3241	3242	3243	3244	3245	3246	3247	3248
3249	3250	3251	3252	3253	3254	3255	3256	3257	3258	3259	3260	3261	3262	3263	3264
3265	3266	3267	3271	3272	0										

111001

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
49	50	51	52	56	0										

CONS

3217	3218	3	3
3218	3219	3	3
3219	3220	3	3
3220	3221	3	3
3221	3222	3	3
3222	3223	3	3
3223	3224	3	3
3224	3225	3	3
3225	3226	3	3
3226	3227	3	3
3227	3228	3	3
3228	3229	3	3
3229	3230	3	3
3230	3231	3	3
3231	3232	3	3
3232	3233	3	3
3233	3234	3	3
3234	3235	3	3

3235	3236	3	3
3236	3237	3	3
3237	3238	3	3
3238	3239	3	3
3239	3240	3	3
3240	3241	3	3
3241	3242	3	3
3242	3243	3	3
3243	3244	3	3
3244	3245	3	3
3245	3246	3	3
3246	3247	3	3
3247	3248	3	3
3248	3249	3	3
3249	3250	3	3
3250	3251	3	3
3251	3252	3	3
3252	3253	3	3
3253	3254	3	3
3254	3255	3	3
3255	3256	3	3
3256	3257	3	3
3257	3258	3	3
3258	3259	3	3
3259	3260	3	3
3260	3261	3	3
3261	3262	3	3
3262	3263	3	3
3263	3264	3	3
3264	3265	3	3
3265	3266	3	3
3266	3267	3	3
3267	3271	3	3
3271	3272	3	3

PREL 1

9 28

1	.5000E+01	.0000E+00	.9700E+01	.1000E+01	.2000E+06	.3000E+00	.0000E+00
	.0000E+00						
	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+01	.5000E+01	.1100E+02	.1000E+01
	0.	0.	1.	1.	1.	0.	0.
2	.5000E+01	.0000E+00	.9700E+01	.1000E+01	.2000E+06	.3000E+00	.0000E+00
	.0000E+00						
	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+01	.5000E+01	.1100E+02	.2000E+01
	0.	0.	1.	1.	1.	0.	0.
3	.5000E+01	.0000E+00	.9700E+01	.1000E+01	.2000E+06	.3000E+00	.0000E+00

.0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .3000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 4 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .4000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 5 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .5000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 6 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .6000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 7 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .7000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 8 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .8000E+01  
 0. 0. 1. 1. 1. 0. 0.  
 9 .2000E+06 .1267E+03 .0000E+00 .0000E+00 .9000E+01 .1277E+04 .1277E+04  
 .2554E+04 .7700E+05 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
 0. 0. 0. 0. 0. 0. 0.  
  
 ELEM -1 8  
  
 SOLC -1  
 : .0 .0 -12907.0  
 3240 0  
  
 PLAS -1  
 9 1 0  
 1 2  
 1 328.00 .00 .00 .00  
 .00164 328.0 .00980 335.0 .01980 350.0 .03980 410.0  
 .07500 460.0 .15000 485.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 338.00 .00 .00 .00  
 .00169 338.0 .00985 345.0 .01985 360.0 .03985 420.0  
 .07500 470.0 .15000 495.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 338.00 .00 .00 .00

.00169	338.0	.00985	345.0	.01985	360.0	.03985	420.0			
.07500	470.0	.15000	495.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	338.00	.00	.00	.00						
.00169	338.0	.00985	345.0	.01985	360.0	.03985	420.0			
.07500	470.0	.15000	495.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	368.00	.00	.00	.00						
.00184	368.0	.01000	375.0	.02000	390.0	.04000	450.0			
.07500	500.0	.15000	525.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	368.00	.00	.00	.00						
.00184	368.0	.01000	375.0	.02000	390.0	.04000	450.0			
.07500	500.0	.15000	525.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	338.00	.00	.00	.00						
.00169	338.0	.00985	345.0	.01985	360.0	.03985	420.0			
.07500	470.0	.15000	495.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	328.00	.00	.00	.00						
.00164	328.0	.00980	335.0	.01980	350.0	.03980	410.0			
.07500	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0			
1	2									
1	380.00	.00	.00	.00						
.00190	380.0	.01000	390.0	.02000	405.0	.04000	475.0			
.07000	515.0	.11000	535.0	.18000	540.0	.00000	.0			
NLIN	-1	0	0	0	9	10	11	0	0	13
2	3									
3240	3									
4	2	0	1	0	0	.0				
1.000	40	15	1	.0050	.0000	0	1	0	3	101
0	4	1	0	0	1	0	0	0	0	
0	0	1.0	0	0	0.2					
3240	3									

STOP

## **Annexe B : Fichier d'entrée des spécimens mixtes**

COMTE

C-2

$d=450$   $t=9.70$

Espacement d'éteier à  $d/2$

Diamètre de la barre = 12.7 mm

### Présence de contraintes résiduelles

COOR -1 7

MDLN -1 8

1	42	3	2	4	6	0
2	50	3	1	2	3	4
14	15	16	17	18	19	20

COND - I

010000

94	116	117	123	125	131	132	143	160	164	178	202	207	240	241	243
249	250	257	267	282	298	322	324	370	371	372	376	377	384	385	396
409	448	452	453	459	463	465	495	501	502	510	511	526	537	541	555

1

110000

114 144 239 268 368 397 471 518 0

011000

1 6 7 17 33 36 74 78 0

111000

18

101000

19 22 23 25 51 53 55 58 9

100000

95	97	99	100	145	146	148	149	179	181	184	186	219	220	222	224
269	271	272	273	299	302	305	308	349	350	351	353	398	399	400	401
426	428	431	434	473	474	477	478	520	522	524	525	556	558	561	564

5

010111

102 103 104 105 106 115 118 124 189 190 191 192 193 194 195 203  
226 227 228 229 230 231 242 244 311 312 313 314 315 316 325 326  
354 355 356 357 358 359 360 361 436 437 438 439 441 454 455 456

80

8

10111

107

11111

111111

68 0

000110

575 576 577 578 579 580 581 582 0

001110

69 70 71 72 73 80 81 82 0

001000

2	3	4	5	8	9	10	11	12	13	14	15	16	20	21	24
26	27	28	29	30	31	32	34	35	37	38	39	40	41	42	43
44	45	46	47	48	49	50	52	54	56	57	59	60	75	76	77

0

100111

334 0

CONS

331	255	2	2
332	262	2	2
263	333	2	2
272	334	2	2
501	502	3	3
502	503	3	3
503	504	3	3
504	505	3	3
505	506	3	3
506	507	3	3
507	508	3	3
508	509	3	3
509	510	3	3
510	511	3	3
511	512	3	3
512	513	3	3
513	514	3	3
514	515	3	3
515	516	3	3
516	517	3	3
517	518	3	3
518	519	3	3
519	520	3	3
520	521	3	3
521	522	3	3
522	523	3	3
523	524	3	3
524	525	3	3
525	526	3	3
526	527	3	3
527	528	3	3

528	529	3	3
529	530	3	3
530	531	3	3
531	532	3	3
532	533	3	3
533	534	3	3
534	535	3	3
535	536	3	3
536	537	3	3
537	538	3	3
538	539	3	3
539	540	3	3
540	541	3	3
541	542	3	3
542	543	3	3
543	544	3	3
544	545	3	3
545	546	3	3
546	547	3	3
547	548	3	3
548	549	3	3
549	550	3	3
550	551	3	3
551	552	3	3
552	553	3	3
553	554	3	3
554	555	3	3
555	556	3	3
556	557	3	3
557	558	3	3
558	559	3	3
559	560	3	3
560	561	3	3
561	562	3	3
562	563	3	3
563	564	3	3
564	565	3	3
565	566	3	3
566	567	3	3
567	568	3	3
568	569	3	3
569	570	3	3
570	571	3	3
571	572	3	3
572	573	3	3
573	574	3	3

574	575	3	3
575	576	3	3
576	577	3	3
577	578	3	3
578	579	3	3
579	580	3	3
580	581	3	3
581	582	3	3

```

PREL    1
12    28
1 -2800E+05 .3000E+00 .2000E+06 .3000E+01 .3000E+01 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00-.2940E+02-.2250E-02 .1807E+01 .6488E-01 .1000E+01 .1160E+01
     .3950E+01 .3670E+01 .1500E+01 .1940E+01 .0000E+00 .1000E+01 .0000E+00
     0.       0.       0.       0.       0.       0.       0.
2 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .2000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
3 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .3000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
4 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .4000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
5 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .5000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
6 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .6000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
7 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .7000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
8 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .8000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.
9 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00
     .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .9000E+01
     0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.

```

.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+01	.5000E+01	.1100E+02	.9000E+01	
0.	0.	1.	1.	1.	0.	0.	
10	.1000E+09	.1000E+06	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+02	.0000E+00	.1000E-07
.1000E-04	.0000E+00						
.0000E+00							
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
11	.2000E+06	.1267E+03	.0000E+00	.0000E+00	.1000E+02	.1277E+04	.1277E+04
.2554E+04	.7700E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
.0000E+00							
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
12	.2000E+01	.1000E+01	.0000E+00	.1000E+01	.1000E+02	.0000E+00	.0000E+00
.0000E+00							
.0000E+00							
0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

ELEM -1 8

SOLC -1

I	.0	.0	-25000.0												
501	502	503	504	505	506	507	508	509	510	511	512	513	514	515	516
517	518	519	520	521	522	523	524	525	526	527	528	529	530	531	532
533	534	535	536	537	538	539	540	541	542	543	544	545	546	547	548
549	550	551	552	553	554	555	556	557	558	559	560	561	562	563	564
565	566	567	568	569	570	571	572	573	574	575	576	577	578	579	580
581	582	0													

PLAS -1

10 1 1

6

.3300	.1000	8.0000	1.0	.0
.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
.0000	.0000	.0000		

1 2

1 368.00 .00 .00 .00

.00184	368.0	.01000	375.0	.02000	390.0	.04000	450.0
.07500	500.0	.15000	525.0	.00000	.0	.00000	.0

1 2

1 368.00 .00 .00 .00

.00184	368.0	.01000	375.0	.02000	390.0	.04000	450.0
.07500	500.0	.15000	525.0	.00000	.0	.00000	.0

1 2

1 368.00 .00 .00 .00

.00184	368.0	.01000	375.0	.02000	390.0	.04000	450.0
.07500	500.0	.15000	525.0	.00000	.0	.00000	.0

1 2

1 468.00 .00 .00 .00

.00234	468.0	.01050	475.0	.02050	490.0	.04050	550.0
.07550	600.0	.15000	625.0	.00000	.0	.00000	.0
I	2						
I	468.00	.00	.00	.00			
.00234	468.0	.01050	475.0	.02050	490.0	.04050	550.0
.07550	600.0	.15000	625.0	.00000	.0	.00000	.0
I	2						
I	328.00	.00	.00	.00			
.00164	328.0	.00980	335.0	.01980	350.0	.03980	400.0
.07480	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0
I	2						
I	328.00	.00	.00	.00			
.00164	328.0	.00980	335.0	.01980	350.0	.03980	400.0
.07480	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0
I	2						
I	328.00	.00	.00	.00			
.00164	328.0	.00980	335.0	.01980	350.0	.03980	400.0
.07480	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0
I	2						
I	380.00	.00	.00	.00			
.00190	380.0	.01000	390.0	.02000	405.0	.04000	475.0
.07000	515.0	.11000	535.0	.18000	540.0	.00000	.0

NLIN	-I	0	0	0	9	10	11	0	0	13
0	0									
566	3									
6	2	0	1	0	0	.0				
.0250	100	15	1	.0025	.0000	0	1	0	3	101
0	4	1	0	0	1	0	0	0	0	

566 3

STOP



011111

61 62 63 64 65 66 67 79 0

111111

68 0

000110

575 576 577 578 579 580 581 582 0

001110

69 70 71 72 73 80 81 82 0

001000

2	3	4	5	8	9	10	11	12	13	14	15	16	20	21	24
26	27	28	29	30	31	32	34	35	37	38	39	40	41	42	43
44	45	46	47	48	49	50	52	54	56	57	59	60	75	76	77

0

100111

334 0

CONS

330	254	1	1
331	255	1	1
332	262	1	1
333	263	1	1
331	255	2	2
332	262	2	2
263	333	2	2
272	334	2	2
501	502	3	3
502	503	3	3
503	504	3	3
504	505	3	3
505	506	3	3
506	507	3	3
507	508	3	3
508	509	3	3
509	510	3	3
510	511	3	3
511	512	3	3
512	513	3	3
513	514	3	3
514	515	3	3
515	516	3	3
516	517	3	3
517	518	3	3
518	519	3	3
519	520	3	3
520	521	3	3
521	522	3	3

522	523	3	3
523	524	3	3
524	525	3	3
525	526	3	3
526	527	3	3
527	528	3	3
528	529	3	3
529	530	3	3
530	531	3	3
531	532	3	3
532	533	3	3
533	534	3	3
534	535	3	3
535	536	3	3
536	537	3	3
537	538	3	3
538	539	3	3
539	540	3	3
540	541	3	3
541	542	3	3
542	543	3	3
543	544	3	3
544	545	3	3
545	546	3	3
546	547	3	3
547	548	3	3
548	549	3	3
549	550	3	3
550	551	3	3
551	552	3	3
552	553	3	3
553	554	3	3
554	555	3	3
555	556	3	3
556	557	3	3
557	558	3	3
558	559	3	3
559	560	3	3
560	561	3	3
561	562	3	3
562	563	3	3
563	564	3	3
564	565	3	3

1 .3000E+05 .3000E+00 -.2000E+06 .3000E+01 .3000E+01 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00-.2170E+02-.2250E-02 .1807E+01 .6488E-01 .1000E+01 .1160E+01  
   .3950E+01 .3670E+01 .1500E+01 .1940E+01 .0000E+00 .1000E+01 .0000E+00  
   0.       0.       0.       0.       0.       0.       0.  
 2 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .2000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 3 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .3000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 4 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .4000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 5 .5000E+01 .0000E+00 .9700E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .5000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 6 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .6000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 7 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .7000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 8 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .8000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 9 .5000E+01 .0000E+00 .4850E+01 .1000E+01 .2000E+06 .3000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+01 .5000E+01 .1100E+02 .9000E+01  
   0.       0.       1.       1.       1.       0.       0.  
 10 .1000E+09 .1000E+06 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+02 .0000E+00 .1000E-07  
   .1000E-04 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   0.       0.       0.       0.       0.       0.       0.  
 11 .2000E+06 .1267E+03 .0000E+00 .0000E+00 .1000E+02 .1277E+04 .1277E+04  
   .2554E+04 .7700E+05 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00  
   0.       0.       0.       0.       0.       0.       0.  
 12 .2000E+01 .1000E+01 .0000E+00 .1000E+01 .1000E+02 .0000E+00 .0000E+00  
   .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00 .0000E+00

.00000E+00 .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00 .00000E+00  
 0. 0. 0. 0. 0. 0. 0.  
**ELEM -1 8**  
**SOLC -1**  
 1 .0 .0 -25000.0  
 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516  
 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532  
 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548  
 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564  
 565 0  
**PLAS -1**  
 10 1 1  
 6  
 .3300 .1000 8.0000 1.0 .0  
 .0000 .0000 .0000 .0000 .0000  
 .0000 .0000 .0000  
 1 2  
 1 368.00 .00 .00 .00  
 .00184 368.0 .01000 375.0 .02000 390.0 .04000 450.0  
 .07500 500.0 .15000 525.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 368.00 .00 .00 .00  
 .00184 368.0 .01000 375.0 .02000 390.0 .04000 450.0  
 .07500 500.0 .15000 525.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 368.00 .00 .00 .00  
 .00184 368.0 .01000 375.0 .02000 390.0 .04000 450.0  
 .07500 500.0 .15000 525.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 468.00 .00 .00 .00  
 .00234 468.0 .01050 475.0 .02050 490.0 .04050 550.0  
 .07550 600.0 .15000 625.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 468.00 .00 .00 .00  
 .00234 468.0 .01050 475.0 .02050 490.0 .04050 550.0  
 .07550 600.0 .15000 625.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 328.00 .00 .00 .00  
 .00164 328.0 .00980 335.0 .01980 350.0 .03980 400.0  
 .07480 460.0 .15000 485.0 .00000 .0 .00000 .0  
 1 2  
 1 328.00 .00 .00 .00  
 .00164 328.0 .00980 335.0 .01980 350.0 .03980 400.0

.07480	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0
1 2							
1 328.00	.00	.00	.00				
.00164	328.0	.00980	335.0	.01980	350.0	.03980	400.0
.07480	460.0	.15000	485.0	.00000	.0	.00000	.0
1 2							
1 380.00	.00	.00	.00				
.00190	380.0	.01000	390.0	.02000	405.0	.04000	475.0
.07000	515.0	.11000	535.0	.18000	540.0	.00000	.0
NLIN -1	0 0	0 9	10 11	0 0	0 13		
0 0							
513 3							
6 2	0 1	0 0	.0				
.0500	60 15	1 .0025	.0000	0 1	0 3	101	
0 4	1 0	0 1	0 0	0 0	0 0		
513 3							
STOP							