UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

# ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES POUTRES MIXTES DE PONTS UNISYMÉTRIQUES, ÉLANCÉES ET NON ÉTAYÉES

STÉPHANE AUBÉ
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)
OCTOBRE 1997

© Stéphane Aubé, 1997.

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.

0-612-33106-7

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

# ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES POUTRES MIXTES DE PONTS UNISYMÉTRIQUES, ÉLANCÉES ET NON ÉTAYÉES

présenté par: AUBÉ Stéphane

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

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

M. *FILIATRAULT* André, Ph.D., président

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

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

M. *PICARD* André, Ph.D., membre

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mes deux directeurs de recherche pour leur précieuse collaboration qu'ils m'ont apportée tout au cours de mon projet.

Je tiens à souligner le travail exceptionnel effectué par M.Gérard Degrange, chef du laboratoire de structures, Messieurs Denis Fortier et Patrice Bélanger dans la phase expérimentale du projet. De plus, je tiens à remercier tous les étudiants gradués, les auxiliaires de recherche et toutes les autres personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ces travaux.

Je remercie également le Fonds pour la formation de chercheurs et l'aide à la recherche (FCAR), le Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) ainsi que le ministère des Transports du Québec pour leur support financier. Je veux aussi souligner la contribution du Groupe Canam-Manac, Algoma Steel Inc. et Dywidag qui ont fourni une partie du matériel nécessaire aux essais.

# RÉSUMÉ

Les poutres mixtes à âme élancée sont fréquemment utilisées en pratique pour la construction des ponts. Une nouvelle norme de calcul unifiée pour les ponts, la norme CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code), sera bientôt en vigueur avec une nouvelle méthode de calcul pour ce type de construction. Toutefois, très peu d'essais ont été effectués afin de valider les nouvelles prescriptions. Le but de ce projet de recherche est donc d'étudier le comportement en moment positif d'une poutre mixte à âme élancée et par le fait même, vérifier les prescriptions de la nouvelle norme canadienne. Un accent particulier est mis sur la capacité ultime en flexion, la ductilité, la rigidité de la poutre mixte ainsi que la distribution des contraintes longitudinales à la rupture. De plus, l'influence du voilement de l'âme et de la présence des contraintes résiduelles sur la capacité flexionnelle ultime sont étudiées.

Deux essais ont été réalisés sur des poutres mixtes à âme élancée au Laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Le dimensionnement des spécimens a été effectué de manière à obtenir deux positions d'axe neutre plastique différentes. Afin de représenter le plus possible les conditions réelles d'utilisation, un moment initial fut appliqué à la section d'acier seule afin de simuler un comportement non-étayé. Par la suite, la dalle de béton fut coulée tout en maintenant la charge initiale sur la poutre d'acier. Enfin, une fois le béton durci, l'essai fut poursuivi sur la section mixte jusqu'à la rupture.

Les résultats expérimentaux ont démontré que l'utilisation des prescriptions de la future norme CHBDC pour évaluer la capacité ultime sous moment positif d'une poutre mixte à âme élancée est adéquate. Toutefois, les spécimens ont démontré une faible ductilité en rotation et ainsi, il est suggéré d'effectuer d'autres recherches afin d'établir des critères de conception garantissant une ductilité minimale.

# ABSTRACT

Composite beams with slender webs are frequently used for highway bridges. A new design code, known as CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code), will be implemented soon along with a new design procedure . However, only a few tests have been carried out so far to validate the future provisions of the code. The main goal of this research was to study the behaviour of composite beams with a slender webs under positive flexure and verify the new Canadian design requirements. Emphasis was put on the ultimate flexural capacity, the ductility, the bending stiffeness of the composite section and, finally, on the distribution of longitudinal strains at failure. The influence of web buckling and the presence of residual stresses on the flexure ultimate capacity were also examined.

Two tests have been performed on full scale composite beams with slender webs in the Structures Laboratory of École Polytechnique of Montréal. The specimens were designed to obtain two different positions for the neutral axis. In order to reproduce actual conditions, an initial moment was applied to the steel section alone to simulate unshored condition. After pouring the concrete slab, the load on the composite beams was increased up to failure.

The experimental results indicate that the future design CHBDC specifications are adequate for predicting the ultimate capacity of composite beams with slender webs under positive flexure. The test girders, however, exhibited limited rotational ductility and it is suggested that further study be carried out in order to produce design guidelines aiming at achieving a minimum ductility level.

# TABLE DES MATIÈRES

**REMERCIEMENTS** ..... iv

**RÉSUMÉ** ..... v

**ABSTRACT** ..... vi

**TABLE DES MATIÈRES** ..... vii

**LISTE DES TABLEAUX** ..... xiii

**LISTE DES FIGURES** ..... xv

**LISTE DES SYMBOLES** ..... xx

**LISTE DES ANNEXES** ..... xxvi

**CHAPITRE 1 - INTRODUCTION** ..... 1

1.1 Généralités ..... 1

1.2 Problématique ..... 5

1.3 Objectifs du projet de recherche ..... 7

1.4 Méthodologie ..... 8

1.5 Organisation du mémoire ..... 9

**CHAPITRE 2 - THÉORIE ET REVUE DE LA LITTÉRATURE** ..... 11

2.1 Voilement des plaques minces ..... 11

2.1.1 Voilement élastique de l'âme ..... 12

2.1.2 Voilement inélastique de l'âme ..... 15

2.2 Revue des études antérieures ..... 18

2.2.1 Résistance flexionnelle ultime ..... 18

2.2.2 Ductilité ..... 25

2.2.3 Glissement acier - béton ..... 28

2.2.4 Contraintes résiduelles ..... 35
2.3 Normes ..... 38
2.3.1 CAN/CSA-S6-M88 ..... 38
2.3.2 OHBDC-91 ..... 40
2.3.3 AASHTO-94 ..... 41
2.3.4 CHBDC-97 ..... 43
2.3.5 Autre méthode de calcul ..... 45
2.3.6 Sommaire ..... 45
2.4 Programme d'analyse par section plane ..... 46
2.4.1 Hypothèses ..... 46
2.4.2 Critères de rupture ..... 47
2.4.3 Lois constitutives ..... 48
2.4.4 Intégration numérique des contraintes ..... 51
2.4.4.1 Version originale de PASCAB ..... 51
2.4.4.2 Version PASCAB2 ..... 51
2.4.5 Contraintes résiduelles ..... 53
2.4.5.1 Version originale de PASCAB ..... 53
2.4.5.2 Version PASCAB2 ..... 54
2.4.6 Traitement du voilement de l'âme ..... 55
2.4.6.1 Version originale de PASCAB ..... 55
2.4.6.2 Version PASCAB2 ..... 59

**CHAPITRE 3 - PROGRAMME EXPÉRIMENTAL** ..... 61
3.1 Conception des spécimens ..... 61
3.1.1 Choix des poutres mixtes ..... 62
3.1.2 Analyses préliminaires ..... 64
3.1.3 Mode de chargement ..... 69
3.1.4 Interaction flexion-cisaillement ..... 71
3.1.5 Dimensionnement final des spécimens ..... 74

3.1.6 Propriétés du béton ..... 74
3.2 Méthodes de mesure des déformations résiduelles ..... 76
3.3 Montage expérimental ..... 85
3.3.1 Système de précontrainte ..... 85
3.3.2 Système de chargement ..... 87
3.3.3 Système d'appui et de contreventement ..... 90
3.4 Instrumentation ..... 93
3.4.1 Jauges électriques ..... 93
3.4.2 Potentiomètre à corde ..... 95
3.4.3 Capteurs de déplacement ..... 96
3.4.4 Micromètres ..... 97
3.5 Protocole expérimental ..... 100

**CHAPITRE 4 - RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL** ..... 102
4.1 Propriétés mécaniques des matériaux ..... 102
4.1.1 Acier ..... 102
4.1.2 Béton ..... 105
4.1.3 Propriétés des spécimens ..... 106
4.2 Distribution des contraintes résiduelles ..... 107
4.3 Mise en charge des spécimens ..... 110
4.3.1 Correction de la charge ..... 110
4.3.2 Précontrainte ..... 111
4.3.3 Préchargement de la section d'acier ..... 111
4.3.4 Coulée de la dalle de béton ..... 112
4.3.5 Chargement final ..... 112
4.4 Comportement global des spécimens ..... 112
4.4.1 Spécimen A1 ..... 112

4.4.2 Spécimen A2 ..... 115
4.5 Relation moment-courbure ..... 118
4.5.1 Spécimen A1 ..... 118
4.5.2 Spécimen A2 ..... 120
4.6 Ductilité ..... 122
4.7 Flèche ..... 123
4.7.1 Spécimen A1 ..... 123
4.7.2 Spécimen A2 ..... 125
4.8 Déformations longitudinales ..... 127
4.8.1 Spécimen A1 ..... 127
4.8.2 Spécimen A2 ..... 131
4.9 Position de l'axe neutre ..... 137
4.9.1 Spécimen A1 ..... 137
4.9.2 Spécimen A2 ..... 139
4.10 Glissement dalle de béton - acier ..... 141
4.11 Déformations latérales de l'âme ..... 147
4.11.1 Spécimen A1 ..... 147
4.11.2 Spécimen A2 ..... 150
4.12 Variation de la précontrainte ..... 152
4.13 Discussion des résultats ..... 154
4.13.1 Résistance ultime ..... 154
4.13.2 Ductilité ..... 156
4.13.3 Rigidité de la section mixte ..... 160
4.13.4 Sommaire ..... 161

**CHAPITRE 5 - ANALYSES NUMÉRIQUES** ..... 162
5.1 Généralités ..... 162
5.2 Présentation du logiciel MEF ..... 163

5.2.1 Introduction ..... 163
5.2.2 Élément de coque triangulaire ..... 164
5.2.3 Élément de goujon ..... 165
5.2.4 Caractéristiques des éléments ..... 167
5.2.5 Méthode de chargement ..... 168
5.2.6 Méthode de pilotage ..... 169
5.2.7 Méthode de résolution et critère de convergence ..... 173
5.2.8 Validation de l'élément de coque triangulaire ..... 174
5.3 Modélisation des spécimens ..... 176
5.3.1 Maillage ..... 176
5.3.2 Conditions frontières ..... 179
5.3.3 Étapes de chargement ..... 180
5.3.4 Caractéristiques des éléments ..... 182
5.4 Analyse des résultats ..... 184
5.4.1 Contraintes résiduelles ..... 184
5.4.2 Relation moment-courbure ..... 186
5.4.3 Distribution des contraintes longitudinales ..... 194
5.5 Discussion ..... 196

**CHAPITRE 6 - CONCLUSION** ..... 200
6.1 Rétrospective ..... 200
6.1.1 Volet expérimental ..... 200
6.1.2 Volet analytique ..... 202
6.2 Recommandations ..... 204
6.2.1 Capacité flexionnelle ultime ..... 204

6.2.2 Ductilité ..... 205
6.2.3 Rigidité de la section mixte ..... 205
6.2.4 Études futures ..... 206
6.3 Conclusion ..... 206

**BIBLIOGRAPHIE** ..... 207
**ANNEXES** ..... 216

# LISTE DES TABLEAUX


| | | |
|---|---|---|
| Tableau 2.1 | Coefficients de voilement des plaques pour différent cas de chargement | 14 |
| Tableau 2.2 | Classes selon la norme S6-M88 | 39 |
| Tableau 2.3 | Classes selon la norme OHBDC-91 | 40 |
| Tableau 3.1 | Propriétés nominales des spécimens | 63 |
| Tableau 3:2 | Mélange de béton | 75 |
| Tableau 3.3 | Caractéristiques du béton frais | 76 |
| Tableau 3.4 | Caractéristiques des appuis de néoprène | 88 |
| Tableau 4.1 | Valeur moyenne des propriétés mécaniques des plaques d'acier | 104 |
| Tableau 4.2 | Propriétés des spécimens avec les limites élastiques réelles des plaques | 106 |
| Tableau 4.3 | Rigidités du spécimen A1 | 125 |
| Tableau 4.4 | Rigidités du spécimen A2 | 126 |
| Tableau 4.5 | Capacité ultime des spécimens | 154 |
| Tableau 4.6 | Contrainte moyenne dans la dalle de béton à la rupture | 157 |
| Tableau 4.7 | Valeurs de ductilité | 160 |
| Tableau 4.8 | Rigidités des sections mixtes | 161 |
| Tableau B1 | Données contrainte-allongement, aile tendue spécimen A1 | 254 |
| Tableau B2 | Données contrainte-allongement, aile comprimée spécimen A1 | 255 |
| Tableau B3 | Données contrainte-allongement, âme spécimen A1 | 256 |
| Tableau B4 | Données contrainte-allongement, aile tendue spécimen A2 | 257 |
| Tableau B5 | Données contrainte-allongement, aile comprimée spécimen A2 | 258 |
| Tableau B6 | Données contrainte-allongement, âme spécimen A2 | 259 |
| Tableau B7 | Données contrainte-allongement, béton spécimen A2 | 260 |

Tableau C1 Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A1 ..... 262
Tableau C2 Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1 ..... 263-266
Tableau C3 Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A2 ..... 267
Tableau C4 Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2 ..... 268-271
Tableau D1 Déformations latérales du spécimen A1 ..... 274-279
Tableau D2 Déformations latérales du spécimen A2 ..... 280-284

# LISTE DES FIGURES


Figure 1.1 Distribution des contraintes à l'ultime dans les sections mixtes (tiré de Fournier et al., 1994) ..... 3

Figure 2.1 Coefficients de voilement des plaques ..... 13

Figure 2.2 Chargement quelconque sur une section en I ..... 16

Figure 2.3 Comparaison de distribution des contraintes longitudinales à la rupture (adapté de Vasseghi et Frank, 1989) ..... 19

Figure 2.4 État de contrainte du spécimen 5P (adapté de Maltais et al., 1996) ..... 24

Figure 2.5 État de contrainte du spécimen 11P (adapté de Maltais et al., 1996) ..... 25

Figure 2.6a Analogie des murs de refends couplés (tiré de Stafford Smith et Coull, 1991) ..... 28

Figure 2.6b Déplacement vertical au centre du lien (tiré de Stafford Smith et Coull, 1991)..... 30

Figure 2.7 Analogie des murs de refends couplés pour une poutre mixte ..... 32

Figure 2.8 Graphique moment-courbure en considérant le glissement ..... 33

Figure 2.9 Relation moment-courbure ..... 36

Figure 2.10 Distribution caractéristique des contraintes résiduelles ..... 37

Figure 2.11 Distribution des contraintes selon la norme CHBDC-97 pour une section de classe 4 en moment positif ..... 44

Figure 2.12 Loi de comportement de l'acier ..... 49

Figure 2.13 Loi de comportement du béton ..... 50

Figure 2.14 État des déformations sur une plaque dans PASCAB ..... 54

Figure 2.15 Modifications apportées au modèle de Rockey et Jenkins (1957).. 58

Figure 2.16 Modèle du voilement de l'âme utilisé dans PASCAB2 ..... 59

Figure 3.1 Relation moment-courbure théorique des spécimens ..... 65

Figure 3.2 Variation des contraintes du spécimen A1 ..... 66
Figure 3.3 Variation des contraintes du spécimen A2 ..... 67
Figure 3.4 Position théorique de l'axe neutre ..... 68
Figure 3.5 Schéma de chargement simplifié ..... 70
Figure 3.6 Courbe d'interaction flexion-cisaillement ..... 71
Figure 3.7 Élargissement de l'aile tendue ..... 72
Figure 3.8 Disposition des raidisseurs et utilisation de barres de précontrainte ..... 72
Figure 3.9 Spécimen avec barres de précontrainte ..... 71
Figure 3.10 Localisation longitudinale de la mesure des contraintes résiduelles ..... 79
Figure 3.11 Points de mesure des contraintes résiduelles sur la section d'acier. 79
Figure 3.12 Emplacement des points de mesure des contraintes résiduelles .... 81
Figure 3.13 Section d'acier instrumentée pour mesure des contraintes résiduelles ..... 82
Figure 3.14 Corrections des mesures de points Demec ..... 83
Figure 3.15 Système de précontrainte ..... 86
Figure 3.16 Dessin du système de chargement ..... 90
Figure 3.17 Photographie du système de chargement ..... 90
Figure 3.18 Système de contreventement ..... 92
Figure 3.19 Système d'appui (côté Ouest) ..... 92
Figure 3.20 Position des jauges pour le spécimen A1 ..... 94
Figure 3.21 Position des jauges pour le spécimen A2 ..... 95
Figure 3.22 Mesure de la courbure ..... 96
Figure 3.23 Micromètre de bout ..... 97
Figure 3.24 Micromètre central ..... 98
Figure 3.25 Instrument de mesure des déformations latérales de l'âme ..... 99
Figure 3.26 Mesure des déformations latérales de l'âme ..... 99

Figure 4.1 Paramètres des propriétés mécaniques de l'acier ..... 103
Figure 4.2 Courbe contrainte-déformation typique de l'acier ..... 105
Figure 4.3 Courbe contrainte-déformation du béton (spécimen A2) ..... 105
Figure 4.4 Distribution des contraintes résiduelles du spécimen A1 ..... 107
Figure 4.5 Distribution des contraintes résiduelles du spécimen A2 ..... 109
Figure 4.6 Plastification de l'acier tendu du spécimen A1 ..... 114
Figure 4.7 Vue locale de la rupture du spécimen A1 (côté Nord) ..... 114
Figure 4.8 Vue locale de la rupture du spécimen A1 (côté Sud) ..... 115
Figure 4.9 Vue locale de la rupture du spécimen A2 (côté Nord) ..... 116
Figure 4.10 Vue locale de la rupture du spécimen A2 (côté Sud) ..... 117
Figure 4.11 Vue globale de la rupture du spécimen A2 ..... 117
Figure 4.12 Relation moment-courbure expérimentale du spécimen A1 ..... 121
Figure 4.13 Relation moment-courbure expérimentale du spécimen A2 ..... 118
Figure 4.14 Calcul de la ductilité ..... 123
Figure 4.15 Variation de la flèche au cours du chargement du spécimen A1 .. 124
Figure 4.16 Variation de la flèche au cours du chargement du spécimen A2 .. 126
Figure 4.17 Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A1 ..... 128
Figure 4.18 Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1 ..... 130
Figure 4.19 Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A2 ..... 131
Figure 4.20 Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2 ..... 132
Figure 4.21 Déformations longitudinales à la fibre extrême de la dalle de béton du spécimen A2 ..... 133
Figure 4.22 Déformations longitudinales à la fibre inférieures de la dalle de béton du spécimen A2 ..... 134

| | | |
|---|---|---|
| Figure 4.23 | Déformations longitudinales du côté Nord de la dalle de béton du spécimen A2 | 134 |
| Figure 4.24 | Déformations longitudinales du côté Sud de la dalle de béton du spécimen A2 | 135 |
| Figure 4.25 | Répartition des contraintes dans la dalle de béton du spécimen A2 | 136 |
| Figure 4.26 | Position expérimentale de l'axe neutre du spécimen A1 | 138 |
| Figure 4.27 | Position expérimentale de l'axe neutre du spécimen A2 | 139 |
| Figure 4.28 | Variation de l'axe neutre au cours des trois tentatives de chargement de la section d'acier du spécimen A2 | 140 |
| Figure 4.29 | Glissement à 800 mm (spécimen A1) | 142 |
| Figure 4.30 | Glissement à 1400 mm (spécimen A1) | 142 |
| Figure 4.31 | Glissement à 800 mm (spécimen A2) | 143 |
| Figure 4.32 | Glissement à 1400 mm (spécimen A2) | 143 |
| Figure 4.33 | Flèche à l'aide du modèle SAP90 (spécimen A1) | 145 |
| Figure 4.34 | Flèche à l'aide du modèle SAP90 (spécimen A2) | 146 |
| Figure 4.35 | Glissement total pour chacun des deux spécimens | 146 |
| Figure 4.36 | Déformations latérales de l'âme du spécimen A1 | 148 |
| Figure 4.37 | Déformations latérales du panneau central du spécimen A1 | 149 |
| Figure 4.38 | Déformations latérales de l'âme du spécimen A2 | 150 |
| Figure 4.39 | Déformations latérales du panneau central du spécimen A2 | 151 |
| Figure 4.40 | Variation de la charge axiale dans les barres de précontrainte | 152 |
| Figure 4.41 | Spécimens réels B1 et B2 | 156 |
| Figure 4.42 | Ductilité en courbure selon la norme AASHTO-94 | 158 |
| Figure 5.1 | Élément de coque DLTP | 164 |
| Figure 5.2 | Loi de comportement de béton modifié | 166 |
| Figure 5.3 | Relation modifiée force-glissement d'un goujon | 167 |

| | | |
|---|---|---|
| Figure 5.4 | Définition de l'incrément de déplacement | 171 |
| Figure 5.5 | Relation force-déplacement pour un système à 2 DDL | 172 |
| Figure 5.6 | Essai simple d'une plaque chargée axialement | 174 |
| Figure 5.7 | Distribution des contraintes post-voilement | 175 |
| Figure 5.8 | Maillage du spécimen A1 | 178 |
| Figure 5.9 | Maillage du spécimen A2 | 178 |
| Figure 5.10 | Distribution analytique des contraintes résiduelles du spécimen A1 | 184 |
| Figure 5.11 | Distribution analytique des contraintes résiduelles du spécimen A2 | 185 |
| Figure 5.12 | Déformée à la rupture du modèle numérique représentant le spécimen A1 | 188 |
| Figure 5.13 | Relation moment-courbure théorique pour le spécimen A1 | 190 |
| Figure 5.14 | Déformée à la rupture du modèle numérique représentant le spécimen A2 | 191 |
| Figure 5.15 | Relation moment-courbure théorique pour le spécimen A2 | 193 |
| Figure 5.16 | Distribution des contraintes longitudinales à la rupture des spécimens A1 et A2 | 194 |
| Figures A1 à A33 | Dessins de fabrication | 218-249 |
| Figures A34 à A36 | Plans de montage | 250-252 |
| Figure B1 | Courbe contrainte-déformation, aile tendue spécimen A1 | 254 |
| Figure B2 | Courbe contrainte-déformation, aile comprimée spécimen A1 | 255 |
| Figure B3 | Courbe contrainte-déformation, âme spécimen A1 | 256 |
| Figure B4 | Courbe contrainte-déformation, aile tendue spécimen A2 | 257 |
| Figure B5 | Courbe contrainte-déformation, aile comprimée spécimen A2 | 258 |
| Figure B6 | Courbe contrainte-déformation, âme spécimen A2 | 259 |
| Figure B7 | Courbe contrainte-déformation, béton spécimen A2 | 260 |
| Figure D1 | Position des points de mesure des déformations latérales | 273 |

# LISTE DES SYMBOLES

| | |
|---|---|
| AASHTO : | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| CAN/CSA-S6 : | Norme canadienne des ponts |
| CHBDC : | Canadian Highway Bridge Design Code |
| OHBDC : | Ontario Highway Bridge Design Code |
| PASCAB : | Programme d'Analyse des Sections Composites Acier-Béton |
| a,b : | Fonction d'interpolation |
| $A_c$ : | Aire de la dalle de béton |
| $A_f$ : | Aire de la plaque d'acier formant une semelle |
| $A_{fc}$ : | Aire de la plaque d'acier formant l'aile comprimée |
| $A_s$ : | Aire de la section d'acier |
| $A_{sx}$ : | Aire de la section d'un goujon |
| $A_w$ : | Aire de la plaque d'acier formant l'âme |
| $b_{max}$ : | Largeur maximale de la semelle en traction |
| $C_c$ : | Effort de compression dans la dalle de béton |
| $C_w$ : | Effort de compression s'exerçant dans l'âme avant le voilement |
| d : | Hauteur du spécimen |
| $D_c$ | Portion d'âme comprimée |
| $D_{c\,lim}$ : | Portion d'âme comprimée limite |
| $D_{c\,y}$ : | Portion d'âme comprimée obtenue d'une distribution élastique des contraintes |
| $D_{neutre}$ : | Profondeur d'âme comprimée où la contrainte est nulle |
| $D_p$ : | Portion d'âme plastifiée |
| $d_l$ : | Distance séparant les potentiomètres à corde pour la mesure de courbure |

| | |
|---|---|
| $E$ : | Module d'élasticité du matériau |
| $E_c$ : | Module sécant du béton |
| $E_{eff}$ : | Module d'élasticité effectif global de la zone d'acier comprimée |
| $E_o$ : | Module d'élasticité tangent initial du béton |
| $E_s$ : | Module d'élasticité de l'acier |
| $E_t$ : | Module d'élasticité tangent de l'acier |
| $EI_b$ : | Rigidité flexionnellle d'un lien |
| $EI_{exp}$ : | Rigidité mesurée expérimentalement |
| $f$ : | Flèche verticale au pas de chargement |
| $f'_c$ : | Résistance nominale du béton en compression à 28 jours |
| $F_e$ : | Force externe |
| $F_{int}$ : | Force interne |
| $F_n$ : | Contrainte maximale admissible |
| $F_u$ : | Résistance ultime à la traction de l'acier |
| $F_y$: | Limite élastique de l'acier |
| $F_{y\,b}$ : | Limite élastique de l'aile tendue |
| $F_{y\,w}$ : | Limite élastique de l'âme |
| $h$ : | Profondeur de l'âme |
| $h_g$ : | Hauteur cisaillée d'un goujon |
| $I_c$ : | Inertie de la dalle de béton |
| $I_e$ : | Inertie effective |
| $I_g$ : | Inertie d'un goujon |
| $I_s$ : | Inertie de la section d'acier |
| $I_t$ : | Inertie de la section transformée |
| $I_{xc}$ , $I_{yc}$ : | Inertie de la dalle de béton selon l'axe fort et l'axe faible |
| jauge $_{d=x}$ : | Jauge électrique située à une distance x de la fibre extrême de l'aile tendue |
| $k$ : | Coefficient de voilement |

| | |
|---|---|
| $k_g$ : | Rigidité d'un goujon par unité de longueur |
| l : | Longueur de la poutre |
| $L_{cg}$ : | Distance entre le centre de gravité de la dalle de béton et celui de la section d'acier |
| M : | Moment |
| $M_e$ : | Moment élastique |
| $M_{ep}$ : | Moment élasto plastique |
| $M_{epr}$ : | Moment élasto plastique calculé avec les propriétés mécaniques réelles |
| $M_{er}$ : | Moment élastique calculé avec les propriétés mécaniques réelles |
| $M_f$ : | Moment fléchissant causé par des charges pondérées |
| $M_{f\,d}$ : | Moment fléchissant causé par les charges permanentes pondérées |
| $M_{f\,sd}$ : | Moment fléchissant causé par les charges permanentes surimposées pondérées |
| $M_{f\,l}$ : | Moment fléchissant maximal causé par les surcharges routières pondérées |
| $M_P$ : | Moment plastique d'une section quelconque |
| $M_{pcr}$ : | Moment ultime évalué à l'aide de la norme CHBDC |
| $M_{pn}$ : | Moment plastique nominal d'une section quelconque |
| $M_{pr}$ : | Moment plastique calculé avec les propriétés mécaniques réelles |
| $M_r$ : | Résistance pondérée en flexion |
| $M'_r$ : | Résistance pondérée réduite en flexion |
| $M_{rup}$ : | Moment de rupture du spécimen |
| $M_x$ : | Moment fléchissant selon l'axe fort |
| $M_y$ : | Moment élastique d'une section quelconque |
| N : | Effort axial |
| $N_x$ : | Déformation dans le plan d'une éprouvette d'acier |
| Q : | Cisaillement d'un goujon |

$q_{rs}$ : Résistance au cisaillement d'un goujon

R : Résidu

$R_b$ : Facteur de réduction de la résistance

$R_h$ : Coefficient d'homogénisation

S : Module élastique d'une section d'acier

$S_n$ : Module élastique équivalent d'une section mixte

$S_{3n}$ : Module élastique équivalent d'une section mixte calculé en considérant le fluage du béton pour les charges de longue durée

$S_x$ : Déformation hors-plan d'une éprouvette d'acier

t : Épaisseur de la plaque de l'aile tendue

T : Longueur initiale des potentiomètres à corde

V : Effort tranchant

$V_{acier\ seul}$ : Effort tranchant appliqué à la section d'acier seul

$V_f$ : Effort tranchant maximal pondéré

$V_m$ : Effort tranchant appliqué à la section mixte

$V_r$ : Effort tranchant résistant

w : Épaisseur de l'âme

$y_{pc}$ : Position du point de contrôle

$y_{pr}$ : Position de l'axe neutre plastique calculée avec les propriétés mécaniques réelles par rapport à la base de l'aile tendue

$y_s$ : Position de l'axe neutre élastique par rapport à la base de l'aile tendue

$\alpha$ : Résistance ultime d'un goujon

$\beta$ : Constante pour la relation exprimant la résistance d'un goujon

$\delta_1$ : Rotation due à la flexion

$\delta_2$ : Déformation en cisaillement et en flexion

$\delta_3$ : Déformation axiale du mur

$\delta_4$ : Tassement différentiel à la base

| | |
|---|---|
| $\varepsilon_c$ : | Déformation d'une fibre quelconque de la dalle de béton |
| $\varepsilon'_c$ : | Déformation dans le béton correspondant à $f'_c$ |
| $\varepsilon_{gliss}$ : | Déformation unitaire due au glissement |
| $\varepsilon_l$ : | Déformation longitudinale à une section quelconque |
| $\varepsilon_{res}$ : | Déformation résiduelle à la fibre supérieure de l'âme |
| $\varepsilon_{st}$ : | Déformation au début de l'écrouissage |
| $\varepsilon_u$ : | Déformation correspondante à $F_u$ |
| $\varepsilon_y$ : | Déformation élastique maximale de l'acier |
| $\phi_c$ : | Coefficient de tenue pour le béton |
| $\phi_s$ : | Coefficient de tenue pour l'acier |
| $\phi_u$ : | Courbure à l'ultime |
| $\phi_y$ : | Courbure à la première plastification |
| $\gamma$ : | Glissement |
| $\gamma_c$ : | Masse volumique du béton |
| $\gamma_o$ : | Glissement initial |
| $\lambda_n$, $\lambda_s$ , $\lambda_h$ : | Facteur de correction |
| $\mu$ : | Ductilité en courbure |
| $\mu_{aashto}$ : | Ductilité en courbure mesurée selon la norme AASHTO-94 |
| $\mu_{eccs}$ : | Ductilité en courbure mesurée selon la méthode de la Convention Européenne de la Construction Métallique (ECCS) |
| $\mu_{exp}$ : | Ductilié en courbure mesurée expérimentalement |
| $\mu_{maltais}$ : | Ductilité en courbure proposée par Maltais et al (1996) |
| $\nu$: | Coefficient de Poisson du matériau |
| $\sigma_a$ : | Contrainte s'exercant à la jonction de l'aile comprimée et de l'âme |
| $\sigma_{âme}$ : | Contrainte à la fibre supérieure de l'âme |
| $\sigma_{avant\ voil}$ : | Contrainte avant le voilement inélastique de l'âme |
| $\sigma_c$ : | Contrainte à une fibre quelconque de la dalle de béton |

| | |
|---|---|
| $\sigma_{cre}$ : | Contrainte critique de voilement élastique d'une plaque mince |
| $\sigma_{cri}$ : | Contrainte critique de voilement inélastique d'une plaque mince |
| $\sigma_{gauche}$ : | Contrainte de gauchissement |
| $\sigma_{mx}$: | Contrainte due au moment fléchissant selon l'axe x |
| $\sigma_{my}$ : | Contrainte due au moment fléchissant selon l'axe y |
| $\sigma_{n}$ : | Contrainte due à l'effort axial |
| $\sigma_{pc}$ : | Contrainte au point de contrôle |
| $\sigma_{transfert}$ : | Contrainte additionnelle due au transfert d'effort lors du voilement |
| $\Delta$ S : | Longueur d'arc |

# LISTE DES ANNEXES

Annexe A

Dessins de fabrication des spécimens et des pièces du montage expérimental .... 217

Annexe B

Courbes contrainte-déformation des matériaux ..... 253

Annexe C

Déformations longitudinales ..... 261

Annexe D

Déformations latérales de l'âme ..... 272

# CHAPITRE 1

# INTRODUCTION

## 1.1 GÉNÉRALITÉS

On utilise fréquemment le concept de poutre mixte pour la construction de planchers de bâtiment et de tabliers de pont. Ce principe de construction est né de l'union d'une dalle de béton travaillant de manière solidaire sur une poutre en acier. La section mixte ainsi formée résiste au moment fléchissant appliqué tandis que seule la section d'acier résiste à l'effort tranchant. Cette dernière peut être de trois types: profilé laminé, profilé fabriqué à partir de plaques assemblées par soudage ou une ferme (treillis). Il est d'usage courant d'utiliser des profilés laminés pour la construction de planchers de bâtiment tandis que l'on utilise des poutres assemblées pour les tabliers de ponts. La principale raison justifiant cette différence est la taille des dites poutres. En effet, les poutres mixtes de ponts doivent être de grande dimension puisque leur portée peut atteindre 75 mètres tandis que les poutres mixtes utilisées pour les bâtiments sont faites de profilés laminés, donc de plus faibles dimensions, car leur portée est généralement inférieure à 20 mètres. L'utilisation de poutres à treillis mixtes est courante dans la construction de planchers de bâtiments (Chien et Ritchie, 1988) alors que cette utilisation est plutôt nouvelle pour les ponts. À titre d'exemple, un pont de conception innovatrice a récemment été construit en France où la poutre triangulée mixte a été utilisée (Muller, 1993).

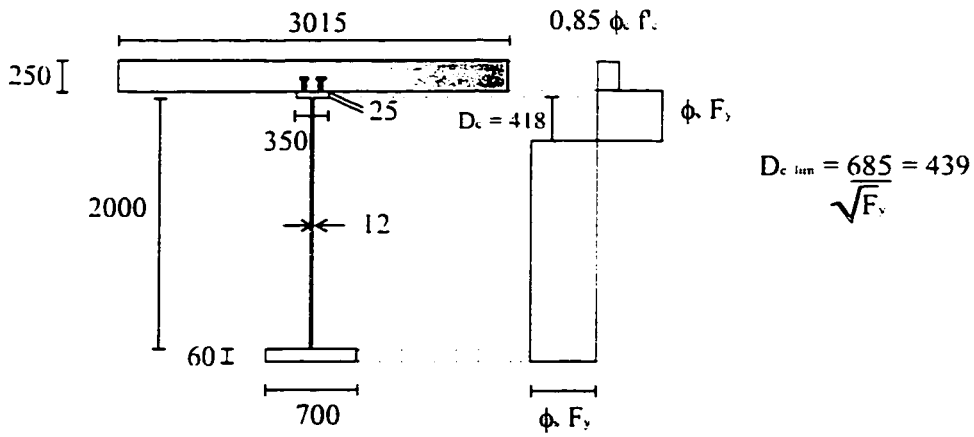
En 1988, la norme canadienne des ponts S6-M88 (CSA,1988 b) délaissa la conception aux contraintes admissibles pour introduire celle du calcul aux états limites. Dans cette première norme modifiée, le calcul de la résistance des poutres mixtes de pont non-étayées à âme élancée consistait en une adaptation quasi intégrale de la norme

de l'Ontario OHBDC (OMTC,1983). La mise en application des prescriptions relatives aux poutres mixtes élancées souleva de nombreuses questions. Ces interrogations portaient tant sur l'applicabilité de certaines prescriptions, qui semblaient davantage adaptées aux sections trapues, que sur la pertinence ou la justification d'autres prescriptions. Deux raisons expliquent cet état de chose: le peu d'expérience qu'avaient les ingénieurs avec la conception aux états limites de sections mixtes élancées et l'absence de résultats expérimentaux permettant de valider les équations proposées. En effet, peu de recherches ont été effectuées sur les poutres composites à âme élancée de sorte que les recommandations qui ont été introduites dans les normes sont basées sur des essais effectuées pour des poutres composites de bâtiments qui sont habituellement plus trapues. Il en est donc résulté des prescriptions conservatrices. À titre d'exemple, on peut citer les trois prescriptions suivantes retrouvées dans la norme S6-M88 (CSA,1988 b) qui ont fait l'objet de critiques et qui seront éventuellement corrigées dans la nouvelle norme CHBDC (CSA, 1997).

La première concerne la théorie adaptée pour le calcul de la résistance ultime de la section mixte. La norme S6-M88 limite l'utilisation du calcul plastique aux âmes dont l'élancement de la zone comprimée n'excède pas celui de la classe 2. Pour les âmes plus élancées, la norme indique d'utiliser une distribution élastique des contraintes dans la section d'acier. Si on note $D_c$ la profondeur de la zone comprimée de l'âme, on obtient les limites suivantes pour le calcul plastique:

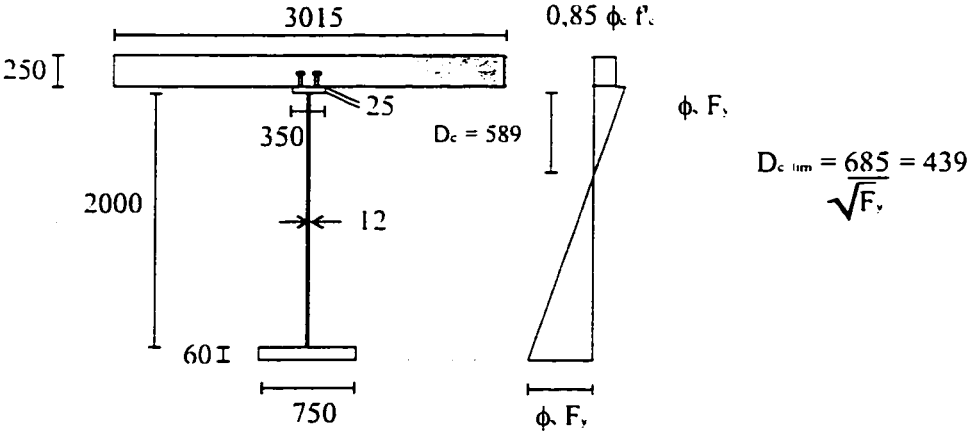
$$\frac{D_c}{w} \leq \frac{685}{\sqrt{F_y}} \qquad [1.1]$$

Le passage d'une distribution plastique (figure 1.1 a) à une distribution élastique (figure 1.1 b) s'accompagne d'une réduction de capacité importante et, surtout, non justifiée. Fournier et al. (1994) ont démontré, pour un cas réaliste, que l'augmentation des dimensions de l'aile tendue de 700 x 60 mm à 750 x 60 mm faisait passer la résistance pondérée en flexion de 38 021 kN-m à 36 162 kN-m, ce qui semble inadéquat.




$M_r = \phi M_p = 38\ 021$ kN-m

a) section initiale: largeur de la semelle en traction = 700 mm.




$M_r = \phi M_y = 36\ 162$ kN-m

b) section modifiée: largeur de la semelle en traction = 775 mm.

**FIGURE 1.1 - Distribution des contraintes à l'ultime dans les sections mixtes (tiré de Fournier et al., 1994).**

La seconde prescription examinée vient du calcul de la résistance d'une section d'acier unisymétrique avant le début de l'action composite. La norme S6-M88 ne propose que l'équation suivante:

$$M'_r = M_r \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left( \frac{h}{w} - \frac{2550}{\sqrt{F_y}} \right) \right] \qquad [1.2]$$

Cette équation soulevait deux interrogations. La première était son applicabilité pour des sections unisymétriques où la zone comprimée de l'acier était plus importante que pour une poutre symétrique. La seconde était l'applicabilité de cette équation pour des sections mixtes. La réponse à la première question est que l'équation 1.2 est non sécuritaire lorsque la portion comprimée de l'âme ($D_c$) excède la mi-profondeur de l'âme (h/2). La norme CHBDC (1997) corrigera ceci en apportant trois modifications à l'équation 1.2. Tout d'abord, la valeur de h sera remplacée par $2D_c$ afin de considérer une âme de profondeur h équivalente à $2D_c$. La limite de 2550 sera uniformisée à celles des autres codes en vigueur (norme S16.1) soit 1900. Enfin, le terme $A_w/A_f$ sera rectifié en s'inspirant des travaux de recherche qui ont été à l'origine de cette équation. La nouvelle relation proposée est donc:

$$M'_r = M_r \left[ 1 - \frac{1}{300 + 1200\frac{A_{fc}}{A_w}} \left( \frac{2D_c}{w} - \frac{1900}{\sqrt{\frac{M_f}{\phi_s S}}} \right) \right] \qquad [1.3]$$

Enfin, la dernière prescription qui est sujette à contreverse concernait le calcul des contraintes à la fibre tendue pour les sections construites de façon non étayée. La règle proposée par la norme S6-M88 additionnait les contraintes élastiques causées par les charges pondérées:

$$\frac{M_{f_d}}{S} + \frac{M_{f_{sd}}}{S_{3n}} + \frac{M_{f_l}}{S_n} \leq \phi \, F_y \qquad [1.4]$$

Or cette équation gouvernait la conception et était beaucoup plus contraignante que les autres prescriptions. De plus, celle-ci ne s'appliquait que pour des poutres dont l'âme excédait la limite de classe 2. Elle se serait appliquée pour la section de la figure 1.1 b alors que l'on aurait pas eu à l'utiliser pour la section de la figure 1.1 a. Cette approche erronée sera corrigée dans la norme CHBDC de sorte que l'équation 1.4 s'appliquera aux

sections non étayées (peu importe leur élancement) avec des charges d'utilisation. La contrainte limite sera fixée à 0,9 $F_y$.

## 1.2 PROBLÉMATIQUE

Pour des raisons économiques, il est d'usage courant d'utiliser une âme élancée dans la conception de poutres mixtes de pont. Pour obtenir une meilleure résistance en flexion, on augmente la profondeur de l'âme de façon à accroître le bras de levier entre l'effort de compression s'exerçant dans la dalle de béton et l'effort de tension dans la section d'acier. Afin de minimiser la quantité d'acier, on limite l'épaisseur de l'âme pour concentrer l'acier dans l'aile tendue. Les poutres mixtes de pont de grande portée ont donc une section fortement unisymétrique avec une âme très élancée. Les sections d'acier sont unisymétriques puisque l'aile supérieure est de faible dimension comparativement à l'aile inférieure. Le dimensionnement de l'aile comprimée est dicté par des conditions géométriques concernant l'espacement des goujons tandis que l'aile tendue doit être de dimension suffisante pour équilibrer l'effort de compression de la dalle de béton. Toutefois, l'utilisation de telles sections peut engendrer un problème de voilement de l'âme. Une question se pose quant à savoir si les normes actuelles couvrent adéquatement cette situation, surtout lorsqu'une importante portion de l'âme est comprimée. Ainsi, la position de l'axe neutre devient un facteur primordial dans le processus de voilement. Le mode de construction d'une poutre mixte peut donc influencer lui aussi l'instabilité de l'âme. En effet, la situation est la plus critique dans le cas où les poutres sont non étayées durant la phase de construction car le caractère unisymétrique des poutres fait en sorte que l'axe neutre se situe très bas dans la section d'acier. Il en résulte qu'une plus grande portion d'âme est comprimée et, par conséquent, l'âme est davantage sujette au phénomène de voilement. La construction non étayée est le mode usuel d'érection pour une poutre mixte de pont.

Pour ce qui est de la résistance en flexion d'une poutre mixte à âme élancée, la prescription la plus contestée concerne le saut entre le comportement plastique et élastique pour les sections compactes et non compactes tel que dicté par les normes S6-M88 et OHBDC-91.

En 1994, Fournier et al. se sont penchés sur ce problème. Leur étude analytique fournit plusieurs éléments de solution. Tout d'abord, le voilement de l'âme semble avoir peu d'influence sur la résistance ultime de la section mixte puisque la dalle de béton peut reprendre l'effort de compression libéré par l'âme voilée. De plus, ils mentionnent que l'utilisation du bloc équivalent de compression constitue, dans certains cas, une approximation non réaliste de l'état de contraintes présent dans la dalle de béton à l'ultime. Un mode de rupture par éclatement de la dalle de béton peut être évité en utilisant une proportion adéquate entre l'effort maximal de la dalle de béton et celui de la section d'acier. Par ailleurs, dans certains cas, la distribution des contraintes dans l'acier à l'ultime ne correspond pas à une distribution plastique. Néanmoins, la capacité développée est équivalente à celle du moment plastique. Le caractère ductile d'une poutre mixte fut remis en cause. Ils conclurent que pour une poutre mixte non étayée fortement sollicitée lors de la phase de la construction, la position de l'axe neutre peut faire en sorte que la ductilité soit insuffisante. Ils ont observé, dans ce cas, qu'il peut y avoir une différence de résistance ultime entre une poutre étayée et une non étayée. Ceci se produit lorsque le chargement à la phase de construction est élevé, engendrant une contrainte excédentaire à la jonction de l'aile comprimée et de l'âme. Tous les points énumérés ci-haut font l'objet de recommandations dans les travaux de Fournier et al. (1994). Toutefois, même si la norme CHBDC a adoptée des spécifications plus réalistes, les poutres mixtes non étayées à âme élancée n'ont fait l'objet d'aucune étude expérimentale sur des spécimens dont le comportement s'approche de ceux des poutres réelles. Ainsi, une validation expérimentale est requise afin de vérifier ces diverses observations ainsi que les nouvelles prescriptions et proposer, au besoin, des recommandations améliorées.

## 1.3 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Ce projet de recherche constitue le volet expérimental de l'étude analytique effectuée par Fournier et al. (1994). Voici les objectifs et les sous-objectifs de ce projet:

1) Modifier le logiciel d'analyse de sections mixtes développé par Fournier et al. afin de pouvoir prendre en compte une distribution quelconque de contraintes résiduelles et de pouvoir considérer des nuances d'acier différentes pour les semelles et l'âme;
2) Vérifier expérimentalement l'estimation de la résistance ultime en moment positif pur pour une poutre mixte avec section d'acier à âme élancée;
   i) étudier l'influence du voilement de l'âme et de la présence de contraintes résiduelles sur la résistance flexionnelle ultime;
   ii) observer le comportement ductile ou non d'une section mixte et par le fait même, vérifier le critère de ductilité minimum proposé par Fournier et al.;
   iii) valider la distribution des contraintes à la rupture pour la section d'acier et la dalle de béton;
3) Reproduire le comportement obtenu lors des essais expérimentaux avec le logiciel de Fournier et al., tel que modifié en 1, ou par une analyse par éléments finis et, dans la mesure du possible, tenter de prédire analytiquement l'influence des contraintes résiduelles et du voilement de l'âme en flexion de poutre mixtes à âme élancée.

Il est à noter que l'effet du fluage est écarté dans ce projet de recherche.

## 1.4 MÉTHODOLOGIE

Ce projet de recherche comporte deux volets. Tout d'abord, la partie expérimentale vise à effectuer des essais sur deux spécimens de poutres mixtes non étayées. Au cours des essais, les principaux paramètres mesurés sont la résistance ultime des spécimens, les déformations longitudinales, le glissement entre la section d'acier et la dalle de béton ainsi que la flèche centrale. Les deux spécimens se distinguent par la position de l'axe neutre. Pour le premier spécimen, l'axe neutre se situe au tiers supérieur de l'âme, ce qui permettra de vérifier le critère de ductilité minimum proposé par Fournier et al. (voir section 2.2.2). Pour le second spécimen, l'axe neutre se situe au deux tiers inférieur de l'âme afin d'observer le phénomène de voilement de l'âme. Une séquence de chargement identique à celle subie par un pont sera utilisée, c'est-à-dire un chargement de la section d'acier seul, afin de simuler un comportement non étayé, suivi d'un chargement de la section mixte jusqu'à la rupture du spécimen. Un autre aspect de la phase expérimentale concerne la distribution des contraintes résiduelles. En effet, des éprouvettes d'acier sont découpées dans chacun des spécimens afin de connaître le patron de distribution des dites contraintes.

En second lieu, il y a une partie analytique. Cette partie s'est effectuée en deux phases. Tout d'abord, il y a eu modification du logiciel de Fournier et al. afin d'inclure un patron variable de contraintes résiduelles ainsi que des nuances d'acier différentes pour les diverses plaques d'acier. Cependant, ce logiciel, même modofié, n'a pu être utilisé pour reproduire les résultats expérimentaux. On utilisa alors la méthode des éléments finis, ce qui constitue la deuxième phase de la partie analytique.

## 1.5 ORGANISATION DU MÉMOIRE

Ce mémoire comporte six chapitres et plusieurs annexes. Le premier chapitre contient la problématique, les objectifs du projet de recherche ainsi que l'organisation du mémoire.

Le chapitre deux traite de la théorie et d'une revue de la littérature concernant les sections mixtes. Tout d'abord, le voilement élastique et inélastique des plaques minces est abordé. Ensuite, il y a une revue des études antérieures, tant du point de vue expérimentale que théorique. Par la suite, il y a présentation des exigences des normes S6-M88 (CSA,1988), OHBDC-91, AASHTO-94 ainsi que la future norme CHBDC-97 concernant la résistance flexionnelle d'une poutre mixte non-étayée à âme élancée en région de moment positif, les exigences de ductilité ainsi que l'influence du glissement sur la rigidité d'une telle section. Finalement, les grandes lignes du programme d'analyse par section plane developpé par Fournier et al. sont énoncées ainsi que les modifications apportées au logiciel initial.

Le troisième chapitre porte sur le programme expérimental réalisé au Laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Le choix et la conception des spécimens, les méthodes de mesure des contraintes résiduelles, le montage expérimental ainsi que l'instrumentation utilisée sont abordés. Finalement, il y a description du protocole expérimental employé.

Le chapitre quatre présente les résultats du programme expérimental. Il y a tout d'abord une description des propriétés mécaniques des matériaux. Ensuite, il y a présentation du patron de distribution des contraintes résiduelles mesurées, des résultats concernant la résistance ultime des spécimens, des déformations longitudinales dans l'acier et le béton ainsi que de la variation de la position de l'axe neutre au cours du chargement. Finalement, les données recueillies concernant la flèche centrale, la déformation latérale de l'âme, le glissement entre la section d'acier et la dalle de béton ainsi que la variation de charge axiale dans les barres de précontrainte sont exposés.

Le chapitre cinq traite de l'analyse des résultats expérimentaux. Tout d'abord, les exigences des divers codes concernant la résistance ultime, la ductilité ainsi que la rigidité des spécimens sont comparées avec les résultats expérimentaux. Ensuite, on présente la méthodologie et les résultats des analyses numériques réalisés. Cette partie traite entre autres du patron de distribution de contraintes résiduelles retenu pour les analyses ainsi que les déformations longitudinales à la rupture.

Le sixième chapitre expose les conclusions que nous avons tirées de ce projet de recherche. Il contient également des recommandations pour l'évaluation de la résistance flexionnelle, la ductilité et la rigidité d'une poutre mixte non étayée à âme élancée. De plus, il y a formulation de suggestions pour des recherches futures.

Finalement, les annexes contiennent les dessins d'atelier des deux spécimens et du montage expérimental, les courbes contrainte-déformation des diverses plaques principales des spécimens et, finalement, les mesures des déformations longitudinales de la section d'acier et de la dalle de béton ainsi que la déformation latérale de l'âme recueillies lors des essais.

# CHAPITRE 2

# THÉORIE ET REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre expose la théorie se rattachant au voilement de l'âme d'une poutre élancée ainsi que les recherches antérieures concernant les sections mixtes non compactes. Une attention particulière est portée aux points suivants: la résistance flexionnelle ultime d'une section mixte non compacte, sa ductilité, l'influence du glissement acier-béton sur la rigidité et finalement, la présence de contraintes résiduelles. Ce résumé de ces différentes études n'est pas exhaustif mais suffisamment complet pour bien cerner le sujet de ce mémoire. Par la suite, il y a présentation des diverses normes régissant le dimensionnement d'une poutre mixte de pont. En dernier lieu, les hypothèses de base ainsi que les modifications apportées au programme d'analyse par section plane utilisé dans ce mémoire sont exposées. Ce programme a servi d'outil de calcul afin d'effectuer des analyses préliminaires pour le dimensionnement des spécimens.

## 2.1 VOILEMENT DES PLAQUES MINCES

Le voilement des sections d'acier peut représenter un mode de rupture des poutres lorsque le déversement n'est pas possible. Le voilement d'une plaque mince se produit dans les régions comprimées et engendre une déflexion hors-plan de celle-ci. Les poutres assemblées sont sujettes à une telle rupture. En effet, ces dernières, qui sont fabriquées par soudage de trois plaques, ont une âme de grande profondeur mais dont l'épaisseur doit être réduite au minimum afin de minimiser les coûts. L'âme est utilisée afin d'augmenter le bras de levier entre la région tendue et celle comprimée. Un

problème survient lorsque l'élancement de l'âme devient trop important. En effet sous l'effet des contraintes longitudinales dues à la flexion, l'âme voile et perd de sa rigidité. Cependant, tous les essais effectués sur des poutres d'acier ont démontré que i) le voilement de l'âme n'entraîne pas la rupture, ii) le voilement est un phénomène progressif dû aux imperfections initiales, iii) il y a redistribution des contraintes après le voilement, et iv) il y a une baisse de l'axe neutre lors du voilement (Basler et Thürlimann, 1961).

### 2.1.1 Voilement élastique de l'âme

Il existe deux types de voilement: élastique et inélastique. Afin de déterminer la contrainte critique de voilement élastique, on emploie souvent des méthodes énergétiques. Avec des conditions frontières données, on calcule la contrainte critique en égalant l'énergie de déformation interne de la plaque avec le travail externe fait par les forces agissant aux rives de la plaque. En fait, on calcule l'énergie potentielle minimum du système. La contrainte critique de voilement élastique d'une plaque mince ($\sigma_{cre}$) est donnée par l'expression suivante (Timoshenko, 1936):

$$\sigma_{cre} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)}\left(\frac{w}{h}\right)^2 \qquad [2.1]$$

où h : profondeur de l'âme ;
w : épaisseur de l'âme ;
E : module de Young du matériau ;
$\nu$ : coefficient de Poisson du matériau.

Tel qu'illustré à la figure 2.1, le facteur $k$ est un coefficient de voilement variant selon les conditions frontières et le type de chargement appliqué aux rives de la plaque.

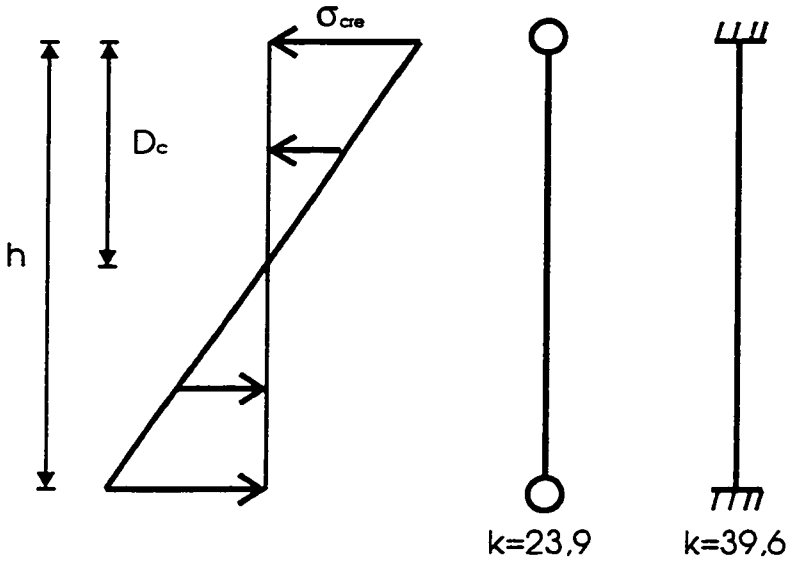



**FIGURE 2.1 - Coefficients de voilement des plaques.**

Pour une poutre bi-symétrique, la valeur h peut être remplacée par deux fois la profondeur d'âme comprimée ($D_c$). L'équation 2.1 devient donc:

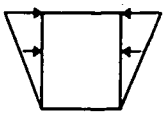
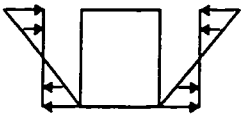
$$\sigma_{cre} = k \frac{\pi^2 E}{48(1-\nu^2)} \left( \frac{w}{D_c} \right)^2 \qquad [2.2]$$

Le voilement élastique surviendra lorsque la contrainte maximale dans la partie de l'âme comprimée sera supérieure à la contrainte critique calculée à l'aide de l'équation [2.2].

Pour une section mono-symétrique, la relation entre h et $D_c$ ($h = 2D_c$) n'est plus valide et l'utilisation de l'équation 2.2 donne donc une approximation sécuritaire de la contrainte critique de voilement. L'utilisation d'un coefficient de voilement *k* constant et d'un rapport d'élancement $D_c/w$ variable entraîne une différence dans la détermination des contraintes de voilement élastique critiques. En effet, pour des conditions de retenue simplement supportées, l'équation [2.2] prédit une contrainte critique de voilement

élastique 23,4% plus faible que l'équation [2.1] pour une âme entièrement comprimée ($D_c$=h). Le coefficient de voilement k est égal à 5,98 (23.9 / 4) au lieu de 7,8 (voir tableau 2.1). Pour des conditions de retenue correspondant à un encastrement, on obtient, à l'aide l'équation [2.2], une contrainte critique 27,2% plus faible qu'avec l'équation [2.1]. La valeur du coefficient est alors de 9,9 (39.6 / 4) au lieu de 13,6 (voir tableau 2.1).

**TABLEAU 2.1 - Coefficients de voilement des plaques pour différents cas de chargement.**

| | **Coefficient de voilement k** | |
|---|---|---|
| **Chargement** | Rives non chargées simplement supportées | Rives non chargées parfaitement encastrées |
|  | 7,8 | 13,6 |
|  | 23,9 | 39,6 |

L'utilisation de l'équation 2.2 pour une section mono-symétrique est donc une hypothèse raisonnable qui permet de considérer le comportement de la région comprimée de l'âme.

Des expériences ont cependant démontré qu'une plaque supportée sur les quatre côtés (âme de poutre assemblée) pouvait résister à une charge plus grande que celle produisant le voilement élastique. En effet, le phénomène de résistance post-voilement est dû à la présence des ailes qui retiennent l'âme, empêchent l'apparition de grandes déformations latérales élastiques et reprennent les contraintes de l'âme voilée. (Rockey et Jenkins, 1957).

En 1961, des essais sur des plaques en flexion pure ont été effectués par Basler et Thürlimann. Ils constatèrent que la plaque commence à se déformer dès l'application de la charge dû à la présence de défauts de rectitude. Ils arrivèrent donc à la conclusion, qu'en général, il est impossible d'observer une charge critique de voilement élastique de l'âme sur une poutre assemblée fabriquée en usine car la transition entre les états de pré et post-voilement est progressive et sans augmentation rapide de la déformation latérale.

### 2.1.2 Voilement inélastique de l'âme

Le voilement inélastique est caractérisé par une plastification des plaques minces. Ce phénomène est devancé ou retardé dépendamment de l'état des contraintes résiduelles. Il pourrait donc y avoir voilement inélastique lorsqu'une région comprimée de l'âme se plastifie, entraînant ainsi une perte de rigidité. On doit donc utiliser un module d'élasticité effectif global. Bleich (1952) proposa la relation suivante :

$$E_{eff} = \sqrt{E \; E_t} \qquad [2.3]$$

Pour le cas d'une âme fléchie, Fournier et al. (1994) proposèrent de déterminer le module tangent d'une plaque ($E_t$) en faisant une moyenne pondérée des rigidités affectant les différentes zones comprimées de la plaque. La figure 2.2 illustre l'état de déformations pour un chargement quelconque. On note une plastification de l'âme sur une profondeur $D_p$.

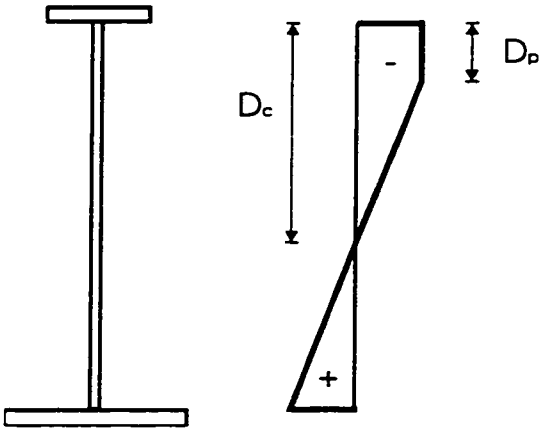



**FIGURE 2.2 - Chargement quelconque sur une section en I**

En supposant que les régions plastifiées ne possèdent plus aucune rigidité, on peut calculer le module tangent de la zone comprimée comme suit:

$$E_t = \frac{0\ D_p + E\left(D_c - D_p\right)}{D_c} = E\left(1 - \frac{D_p}{D_c}\right) \qquad [2.4]$$

En remplaçant le module tangent dans l'équation [2.3], on obtient un module d'élasticité effectif égal à:

$$E_{eff} = E\sqrt{1 - \frac{D_p}{D_c}} \qquad [2.5]$$

Ainsi, la contrainte critique de voilement inélastique pour une section mono-symétrique ($\sigma_{cri}$) peut être exprimée comme suit en introduisant l'équation [2.5] dans l'équation [2.2]:

$$\sigma_{cri} = k\frac{\pi^2 E_{eff}}{48\,(1-\nu^2)}\left(\frac{w}{D_c}\right)^2 \qquad [2.6]$$

Afin qu'il se produise un voilement inélastique de l'âme, deux conditions doivent être respectées. Tout d'abord, il doit y avoir plastification d'une région de l'âme comprimée en tenant compte à la fois des contraintes induites par le chargement mécanique et des contraintes résiduelles. De plus, la contrainte maximale présente dans la partie comprimée de l'âme doit être supérieure à la contrainte critique calculée à l'aide de l'équation [2.6]. Cependant, selon la forme du patron de contraintes résiduelles, le point de contrainte maximale ne se situe pas nécessairement à la jonction de l'aile comprimée et de l'âme. Ainsi, la région critique n'est pas nécessairement là où la contrainte due au chargement mécanique est maximale. L'utilisation d'un patron de contraintes résiduelles quelconque sera expliquée à la section 2.4.6.

On note que les équations [2.2] et [2.6] sont identiques à l'exception du module d'élasticité effectif. Le comportement adopté par une section ne devient fonction que de son élancement $D_c/w$. Pour les sections très élancées, il devrait y avoir tout d'abord un voilement élastique de l'âme avant que ne survienne la plastification en compression suivi, possiblement, du voilement inélastique de l'âme. Pour les sections compactes (classe 1), le faible élancement de l'âme fait en sorte qu'il ne se produira pas de voilement élastique. En effet, la contrainte critique de voilement élastique devrait être supérieure à la limite élastique de l'âme ($F_y$). Cependant, l'augmentation de la courbure fera augmenter la profondeur d'âme comprimée ($D_p$) et diminuer le module d'élasticité effectif ($E_{eff}$) ce qui conduira éventuellement à une rupture par voilement inélastique de l'âme à un stade très avancé du chargement. Les sections intermédiaires de classes 2 et 3 auront un comportement similaire à une section de classe 1 sauf que la rupture surviendra plus tôt.

## 2.2 REVUE DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

Le comportement en flexion des poutres mixtes est un sujet étudié depuis longtemps. Les premières expériences remontent aux essais effectués par Mackay et al au Canada en 1923 (Chien et Ritchie, 1984). Des recherches sur le sujet ont été effectuées à travers tout le globe. Les études antérieures seront décrites pour quatre paramètres: la résistance flexionnelle ultime d'une poutre mixte en région de moment positif, la ductilité, l'influence du glissement entre le béton et l'acier ainsi que la présence des contraintes résiduelles.

### 2.2.1 Résistance flexionnelle ultime

L'utilisation de poutres mixtes pour la construction de ponts a connu un essor considérable grâce aux travaux effectués par Viest en 1960. À la lumière de ses résultats expérimentaux, Viest stipula que la résistance flexionnelle ultime d'une poutre mixte possédant un axe neutre dans la dalle de béton se calcule en utilisant le moment plastique. De plus, il arriva à la conclusion que la résistance ultime d'une section composite ne dépend pas de son mode de construction (étayé ou non). D'autres essais semblables, effectués par Chapman et Yam (1968) au Imperial College de Londres, permettront d'arriver à des conclusions identiques.

Les chercheurs Hamada et Longworth (1976) de l'Université de l'Alberta ont étudié la résistance ultime des poutres composites continues. En moment positif, une poutre mixte possède deux modes de rupture: soit par écrasement du béton ou bien par voilement de l'acier comprimé. Cette étude a permis d'établir les limites d'élancement des ailes pour éliminer le voilement local. Par ailleurs, Schilling (1988) testa trois spécimens de poutres mixtes avec des sections d'acier symétriques non-compactes. Les trois spécimens développèrent une résistance près de leur valeur respective de moment plastique.

Vasseghi et Frank publièrent en 1989 le résultat de leur recherche sur la résistance et le comportement en cisaillement et en flexion des poutres composites. Une série de trois poutres mixtes furent testées sous différentes conditions de chargement (moments négatif et positif, cisaillement). Les trois poutres possédaient un axe neutre plastique théorique, c'est-à-dire avec les propriétés nominales des matériaux, situé dans la dalle de béton ou dans l'aile supérieure. Lors des essais, ils notèrent un voilement de l'âme qui réduisait la rigidité globale de la section mixte et ils observèrent un transfert d'efforts de l'âme voilée à l'aile comprimée et à la dalle de béton. Pour ces régions, une augmentation de 15 à 18 % des déformations fut obtenue en comparaison avec la théorie des poutres. Par ailleurs, ils arrivèrent à la conclusion que l'on peut atteindre le moment plastique si l'on prévient une rupture prématurée de la dalle de béton. On doit donc limiter l'effort de compression et les déformations du béton afin de s'assurer qu'il n'y a pas éclatement du couvert de béton avant d'atteindre la capacité plastique de la section. Finalement à l'ultime, ils observèrent que la distribution des contraintes longitudinales diffère d'une distribution plastique mais la capacité résultante équivaut au moment plastique. La figure 2.3 illustre un spécimen non étayé ainsi que la distribution des contraintes à la rupture en comparaison avec la distribution supposée au moment plastique.

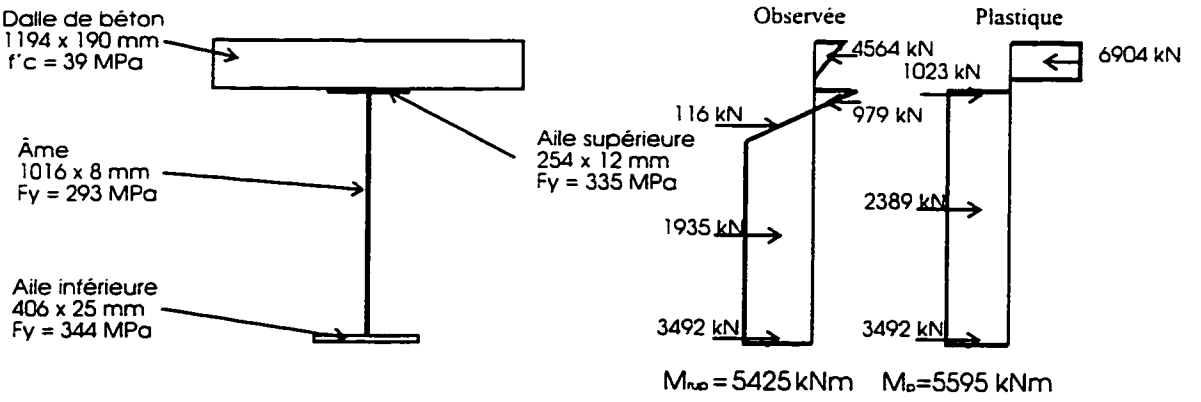



**FIGURE 2.3 - Comparaison de distribution des contraintes longitudinales à la rupture (adapté de Vasseghi et Frank, 1989).**

Lors de leurs essais, la contrainte maximale dans la dalle de béton était de $0,9f'_c$. Ils recommandèrent donc l'utilisation du concept de bloc équivalent si l'axe neutre se situe dans la dalle de béton car il constitue une approximation réaliste et sécuritaire.

Plusieurs études par éléments finis ont été réalisées afin de modéliser le comportement d'une poutre mixte. La plupart des recherches supposaient une action composite totale (sans glissement à l'interface béton acier) et un comportement élastique parfait ou élasto plastique pour l'acier et le béton (Hamada et Longworth, 1976; Razaqpur et Nofal, 1990; Maltais et al, 1996).

Razaqpur et Nofal proposèrent un modèle analytique du comportement non linéaire d'une poutre composite de pont. Le béton fut modélisé comme un matériau orthotrope non linéaire. Un modèle élasto plastique avec écrouissage fut utilisé pour l'acier tandis qu'une relation empirique entre l'effort de cisaillement et le glissement a été retenue pour les goujons. Les résultats analytiques ont été comparés avec des résultats expérimentaux et des mesures prises sur des ponts réels. La correspondance entre les résultats était très satisfaisante. En comparaison avec les essais effectués par Yam et Chapman (1972), la résistance ultime prédite par les éléments finis différait de 1,2 % de la résistance expérimentale. En ce qui concerne les expériences de Hamada et Longworth (1976), il y avait une différence de l'ordre de 1 % entre les résistances prédites et observées. Ils ont comparé les résultats avec un essai effectué à l'Université du Cambridge par Johnson et al. (1967). La résistance obtenue à l'aide du modèle par éléments finis correspondait à 98 % de la résistance ultime. Toutefois, le modèle développé ne permettait pas de prédire une rupture initiée par un voilement de l'âme. Ainsi, toutes les comparaisons se sont effectuées avec des essais comportant des poutres mixtes où l'axe neutre était situé près de la dalle de béton. Razaqpur et Nofal conclurent que lorsque la rupture n'est pas initiée par un voilement de l'âme, une approche non linéaire à l'aide des éléments finis est une méthode de calcul efficace et alternative aux essais en laboratoire.

Une étude paramétrique fut effectuée en 1994 par Fournier, Massicotte et Picard. L'étude a été réalisée à l'aide d'un programme d'analyse par section plane avec un modèle de voilement de l'âme adapté de Rockey et Jenkins (1957). Plusieurs points furent soulevés lors de cette analyse. Tout d'abord, le voilement élastique de l'âme a peu d'influence sur la résistance ultime de la poutre mixte puisque la dalle de béton peut reprendre l'effort de compression additionnel. Ils constatèrent aussi que le concept de bloc équivalent dans le béton semble trop sécuritaire pour une poutre mixte dont l'axe neutre plastique est situé dans l'âme. De plus, pour certaines sections dont l'axe neutre plastique est situé relativement bas dans la section d'acier, la distribution des contraintes longitudinales dans l'acier à l'ultime ne correspond pas à une distribution plastique à cause du voilement de l'âme. Cependant, certaines sections possèdent une résistance équivalente au moment plastique car la dalle de béton reprend plus d'effort que le concept du bloc équivalent ne le prédit.

Une autre conclusion importante concerne la résistance d'une section étayée comparée à une section non étayée. En effet, ils ont constaté que la résistance d'une poutre non étayée était plus faible qu'une poutre étayée lorsque les trois conditions suivantes étaient rencontrées. En premier lieu, la capacité ultime en compression de la dalle de béton doit être inférieure à 75 % de la résistance en traction de la section d'acier totale. Ensuite, le chargement causé par les charges permanentes lors de la phase de la construction (section d'acier seulement) doit excéder 50 % de la capacité de la section d'acier($M'_r$). Enfin, la contrainte à la jonction aile comprimée-âme lors de la phase de construction doit être supérieure à 60 % de la limite élastique de l'âme. Si ces trois conditions sont satisfaites, la résistance d'un spécimen dépend de son mode de construction. Ils arrivèrent à la conclusion que le calcul de la résistance ultime d'une section mixte non étayée peut être effectué exactement comme si la section était étayée à condition que la section d'acier satisfasse la relation suivante sous le chargement correspondant à la mise en place de la dalle avant que ne débute l'action composite:

$$\frac{\sigma_{âme}}{R_b F_y} \leq 1{,}4 - \frac{D_{cy}}{h} \qquad [2.7]$$

Les termes $\sigma_{âme}$ et $D_{cy}$ représentent respectivement la contrainte à la fibre supérieure de l'âme et la profondeur de la portion d'âme comprimée lors de la mise en place de la dalle de béton. Ces deux paramètres sont obtenus à l'aide d'une distribution élastique des contraintes. La valeur de limite élastique ($F_y$) correspond à celle de l'âme. Le coefficient $R_b$ est un facteur de réduction de la résistance due au voilement de l'âme. Ce terme est égal à:

$$R_b = 1 - \frac{1}{300 + 1200\dfrac{A_{fc}}{A_w}}\left(\frac{2D_{cy}}{w} - \frac{1900}{\sqrt{F_y}}\right) \qquad [2.8]$$

Ce facteur correspond exactement au terme réducteur de l'équation proposée dans la future norme CHBDC (CSA-1997). Si l'équation [2.7] n'est pas satisfaite, la capacité développée peut être égale au moment plastique à condition que l'axe neutre plastique de la section mixte soit situé dans la dalle de béton. Dans le cas contraire, une analyse rationnelle tenant compte du voilement de l'âme, telle que celle présentée par Fournier et al., doit être effectuée pour calculer la résistance de la section mixte.

Finalement, il y aurait rupture par éclatement du couvert de béton lorsque la capacité en compression de la dalle de béton est supérieure à 75 % de la résistance en traction de la section d'acier totale. Toutefois, on mentionne qu'une validation expérimentale est requise afin de vérifier les points soulevés. Le projet de recherche présenté dans ce mémoire constitue le volet expérimental de cette étude paramétrique. Nous tenterons donc de vérifier les conclusions obtenues lors des analyses effectuées par Fournier et al. (1994).

Par ailleurs, une étude analytique à l'aide de la méthode des éléments finis, fut effectuée par Maltais et al. (1996). L'objectif de ce projet de recherche était de vérifier les prescriptions de la future norme CHBDC concernant le calcul de la capacité flexionnelle, en moment positif et négatif, des poutres mixtes de classe 3 et 4 (voir section 2.3.4). Pour ce faire, une étude paramétrique fut effectuée sur 18 poutres mixtes non étayées. Le modèle numérique utilisé était constitué d'éléments de coques triangulaires à six noeuds. Une loi de comportement hypo-élastique (Massicotte et al., 1988) tenant compte de la fissuration du béton et du raidissement en tension a été utilisée afin de modéliser le béton. Pour l'acier, un modèle élasto-plastique fut utilisé. Par ailleurs, un élément de goujon fut développé à l'aide d'une plaque orthotrope afin de modéliser le comportement d'un goujon à tête.

Des contraintes résiduelles ont été ajoutées aux plaques d'acier. Le patron de contraintes résiduelles choisi a été développé par Kitipornchai et al. (1987) spécifiquement pour les poutres mono-symétrique fabriquées à partir de plaques soudées. Selon ce modèle, une contrainte de tension égale à environ 235 MPa (2/3 $F_y$) est utilisée à la jonction des ailes et de l'âme tandis qu'une contrainte maximale de compression égale à 35 MPa a été utilisée à une distance de 270 mm de la jonction aile-âme. On note que la contrainte de compression est relativement faible (1/10 $F_y$).

La figure 2.4 illustre l'état des contraintes normales pour une charge égale à 98 % de la charge ultime pour un spécimen (5P) dont la profondeur d'âme plastifiée ($D_p$) égale à 0,77h.

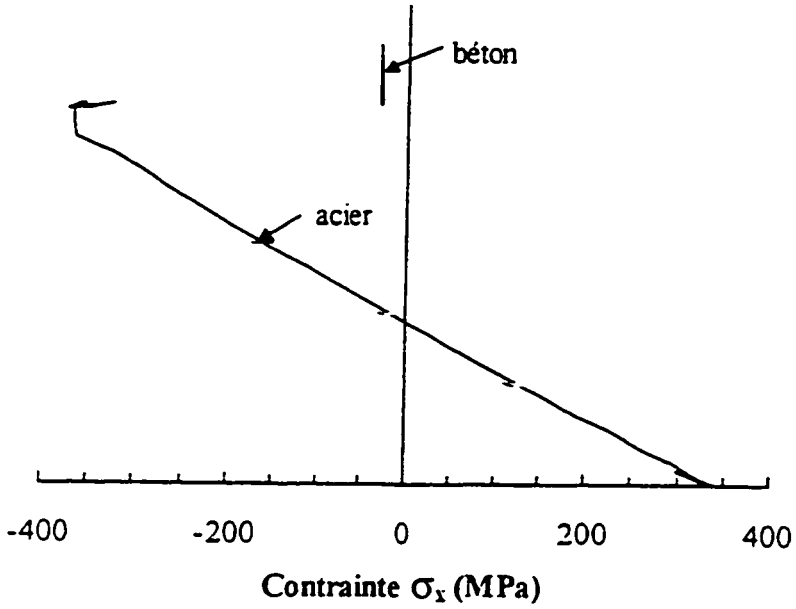



**FIGURE 2.4 - État de contraintes du spécimen 5P (adapté de Maltais et al., 1996).**

Ce spécimen a atteint une capacité ultime équivalente au moment plastique. Toutefois, on note que la section d'acier est très peu plastifiée. Le surplus de résistance de la poutre mixte provient de l'effort considérable présent dans la dalle de béton. À la rupture, il y avait une contrainte moyenne dans le béton équivalente à 1,01 $f'_c$. Le mode de rupture a été un éclatement de la dalle de béton. On mentionne qu'une poutre ayant un comportement similaire à ce spécimen ne devrait pas être acceptée à cause de son comportement non-ductile. La figure 2.5 illustre l'état des contraintes normales pour un second spécimen (poutre 11P). Cette fois-ci, le rapport de $D_p$ / h est de 0,05.

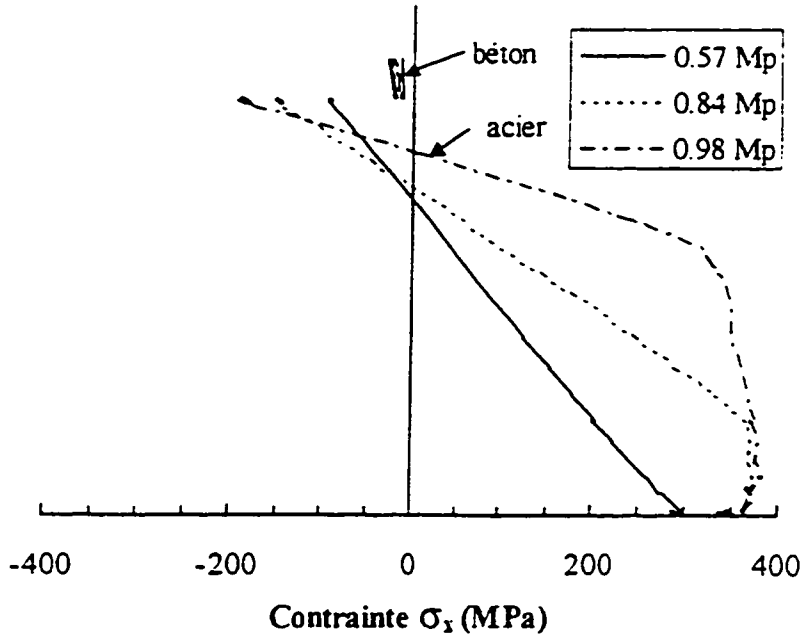



**FIGURE 2.5 - État de contraintes du spécimen 11P (adapté de Maltais et al., 1996).**

La capacité ultime de la section était de 0,99 $M_p$. La rupture s'est produite par éclatement de la dalle de béton. On remarque qu'il n'y a pas une distribution linéaire des contraintes à la rupture. De plus, il y a une contrainte moyenne dans la dalle de béton égale à 0,83 $f'_c$ ce qui est près du concept de bloc équivalent proposé dans les normes. Finalement, Maltais et al. conclurent que la distribution plastique proposée par la future norme CHBDC (voir section 2.3.4) donne une évaluation adéquate de la capacité flexionnelle d'une poutre mixte de classe 4 en moment positif.

### 2.2.2 Ductilité

La ductilité est une caractéristique recherchée dans le comportement d'un matériau puisqu'elle assure la sécurité advenant une surcharge exceptionnelle. En effet, les ruptures de type fragile doivent être absolument évitées car les ponts sont sollicités en chargement contrôlé et ainsi, la ductilité permet la redistribution des efforts afin

d'éviter l'effondrement complet de l'ouvrage. Généralement, on admet que les poutres mixtes ont un comportement ductile. La ductilité est obtenue lorsque la section d'acier se plastifie et que la poutre peut subir une grande rotation inélastique avant la rupture de la dalle de béton. Une question demeure toutefois quant à la valeur de ductilité au-delà de laquelle on peut affirmer qu'une section mixte est ductile. Quelques recherches ont été effectuées à ce sujet.

Pour les essais de Vasseghi et Frank (1989), tous les spécimens testés ont démontré une ductilité raisonnable. Les poutres avaient une ductilité en courbure variant de 1,9 à 3,9. Les auteurs ont conclu que le comportement ductile dans une région de moment positif était dû au fait que la plastification s'était initiée du côté tendu de la section d'acier. Afin de limiter la déformation dans le béton à 3000 με à la rupture et à 12 000 με à la fibre extrême tendue de l'acier, ils suggèrent que la distance entre le dessus de la dalle de béton et l'axe neutre plastique soit limitée à la profondeur totale de la section mixte divisée par 7,5. Ainsi, une rupture fragile par éclatement de la dalle de béton est écartée et une ductilité d'environ 6,0 est assurée.

En 1994, Tabsh étudia la ductilité des poutres mixtes de pont composées d'une section d'acier non compacte. Il effectua des analyses par section plane en augmentant progressivement la déformation à la fibre inférieure afin de générer des courbes moment-courbure. Ces analyses se limitaient à des poutres mixtes composées de section d'acier bisymétriques non sujettes au voilement de l'âme. Il conclut que le facteur influençant le plus le caractère ductile d'une poutre mixte est la largeur de la dalle de béton (la ductilité augmente lorsque la largeur augmente). La ductilité augmente aussi lorsqu'on augmente la résistance maximale en compression du béton, la profondeur de la section d'acier ainsi que la quantité d'armature dans la dalle. Toutefois, elle décroît lorsque l'on augmente la limite élastique de l'acier.

Par ailleurs, Fournier et al. (1994) conclurent qu'il existe une insuffisance en ductilité pour des sections ayant une profondeur d'âme comprimée importante ($D_p > 0,3$ h) ainsi qu'un chargement supérieur à 40 % de la résistance de la section d'acier lors de la phase de la construction. Afin d'obtenir une section mixte étayée à comportement ductile ($\mu \geq 4,0$), ils proposèrent de limiter la largeur de la semelle en traction. Si la portion d'âme comprimée sous une distribution plastique des contraintes ($D_p$) est inférieure à 0,3 h, la section est considérée ductile et on peut calculer la capacité à l'aide du moment plastique. Sinon, on prend une largeur maximale de la semelle en traction calculée à l'aide de l'équation suivante:

$$b_{max} \leq \left[ \frac{C_c + F_y \left( A_{fc} - 0,4 A_w \right)}{t * F_y} \right] \qquad [2.9]$$

où $C_c$ : effort de compression dans la dalle de béton ;

$F_y$ : limite élastique de la section d'acier ;

$A_{fc}$ : aire de la plaque d'acier formant la semelle comprimée;

$A_w$ : aire de la plaque d'acier formant l'âme;

t : épaisseur de la plaque de l'aile tendue.

La capacité réduite de la section modifiée correspond au moment plastique obtenu avec une semelle tendue de largeur $b_{max}$. Pour une section mixte non étayée, la relation [2.9] s'applique en autant que la relation [2.7] soit satisfaite. On applique donc une réduction de résistance pour compenser le manque de ductilité. Il est à noter que cela ne rend pas pour autant la poutre ductile.

À la suite de leurs études, Maltais et al. (1996) observèrent un manque de ductilité pour les poutres ayant un rapport $D_p/h$ élevé. Afin d'évaluer la ductilité d'une poutre mixte à âme élancée, ils proposèrent la relation suivante:

$$\mu_{maitais} = 9{,}0 - 24{,}0\frac{D_p}{h} \qquad [2.10]$$

Cette équation est valide pour $\mu \geq 1$ et $D_p / h \geq 0$. Ils proposèrent un critère de ductilité minimale afin d'éviter un comportement fragile en zone de moment positif. Ils arrivèrent à la conclusion qu'en limitant le rapport de $D_p/h$ à 0,25, une ductilité minimale de 3,0 devrait être assurée, tel que calculée à l'aide de l'équation 2.10.

### 2.2.3 Glissement acier-béton

Dans une poutre mixte, l'union entre la dalle de béton et la section d'acier s'effectue à l'aide de connecteurs de cisaillement. On peut utiliser une action composite totale ou bien partielle. Afin d'obtenir une action composite totale, les connecteurs doivent être en nombre suffisant pour développer l'effort maximal de la dalle de béton. Plus précisément, ils doivent reprendre le cisaillement agissant à l'interface béton-acier.

Le comportement à l'interface de la dalle de béton et de la section d'acier peut être représenté à l'aide de la méthode des liens continus utilisée dans l'analyse des murs de cisaillement couplés. Tel qu'illustré à la figure 2.6 a, les efforts internes dans les murs couplés sont identiques à ceux présents dans une poutre mixte si l'on remplace un des murs par la dalle de béton et le second par la section d'acier.

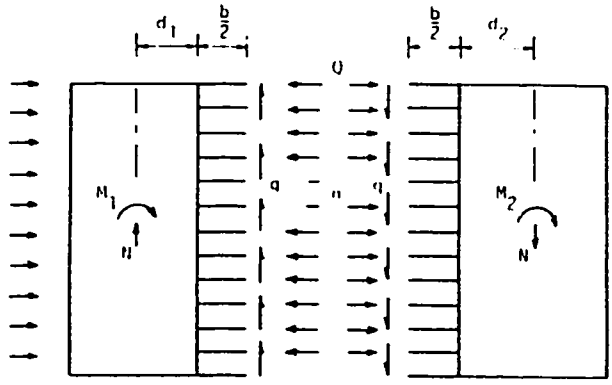



**FIGURE 2.6 a - Analogie des murs refends couplés (tiré de Stafford Smith et Coull, 1991).**

L'utilisation de cette méthode de calcul comporte cinq hypothèses de base:

i) les propriétés du mur et des liens sont constantes sur toute la hauteur;

ii) les sections planes demeurent planes;

iii) l'ensemble des liens (ou connecteurs de cisaillement) de rigidité flexionnelle $EI_b$ peut être remplacé par un lien équivalent continu;

iv) les points situés à une même hauteur se déforment également dans le plan horizontal;

v) les efforts axiaux, de cisaillement et de flexion dans les liens peuvent être représentés par une distribution continue équivalente.

On note que toutes les hypothèses de calcul sont applicables pour l'étude de l'effet des connecteurs de cisaillement sur une poutre mixte en supposant un très grand nombre de goujons de façon à satisfaire l'hypothèse iii). Tel qu'illustré à la figure 2.6 b, le déplacement vertical relatif entre les faces des murs est causé par 4 phénomènes différents (Stafford Smith et Coull, 1991):

1) la rotation due à la flexion ($\delta_1$) ;

2) la déformation en cisaillement et en flexion du lien sous la contrainte de cisaillement ($\delta_2$);

3) la déformation axiale du mur sous l'action des forces axiales N ($\delta_3$);

4) la rotation à la base des murs ($\delta_4$ ou $l d\theta$).

Pour la déformation en cisaillement ($\delta_2$), on suppose que le lien est encastré aux murs.

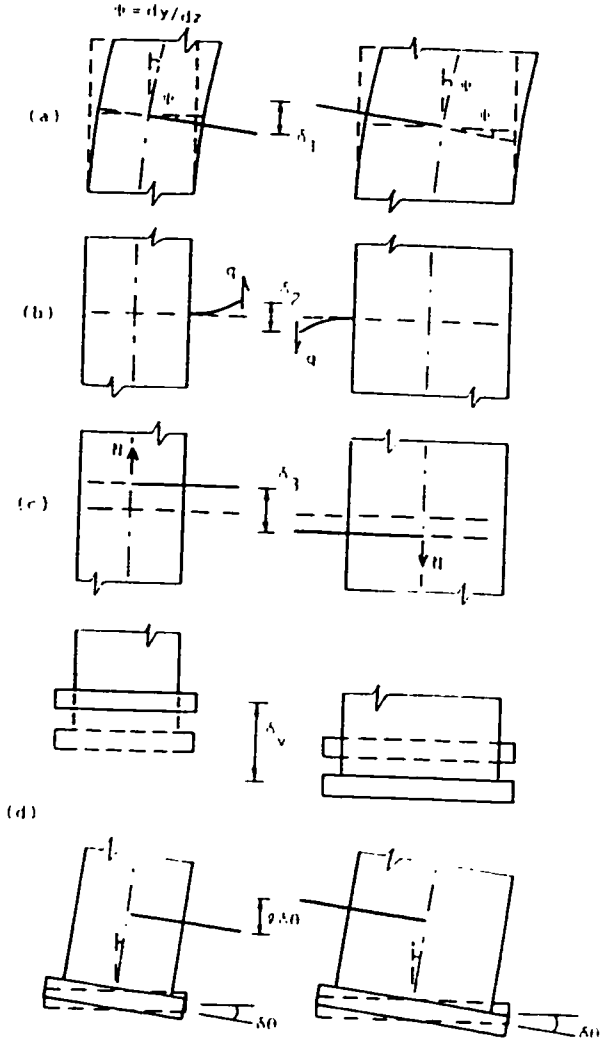


**FIGURE 2.6 b - Déplacement vertical au centre du lien (tiré de Stafford Smith et Coull, 1991).**

En considérant la déformée de la structure, on remarque qu'il ne se produit aucun déplacement vertical à la jonction de l'axe de symétrie de la structure et du centre de gravité d'un lien. Par conséquent, la condition de compatibilité des déformations verticales en cet endroit donne:

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 0 \qquad [2.11]$$

ou, en utilisant l'expression appropriée pour chacun des termes:

$$l_{cg}\frac{dy}{dz} + \frac{b^3 h}{12EI_l}\frac{dN}{dz} - \frac{1}{E}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right)\int_0^z N\,dz + \delta_4 = 0 \qquad [2.12]$$

où $EI_l$ est la rigidité équivalente des liens;

b est la longueur d'un lien;

h est l'épaisseur d'un lien;

$A_1$ et $A_2$ représentent l'aire des murs couplés.

En considérant les conditions de compatibilité et d'équilibre aux extrémités de la structure, des conditions frontières peuvent être établies pour plusieurs types de chargement et de conditions de retenue. Dans le cas d'une poutre mixte en porte-à-faux (voir figure 2.7), on obtient les relations suivantes:

$$q = \frac{P}{\beta^2 L_{cg}} F_2 \qquad [2.13]$$

$$y(x = l) = \frac{P l^3}{3(E_c I_c + E_s I_s)} F_3 \qquad [2.14]$$

où $I_c$ : inertie de la dalle de béton;

$I_s$ : inertie de la section d'acier;

$I_g$ : inertie du goujon;

l : longueur de la poutre;

$L_{cg}$ : distance entre le centre de gravité de la dalle de béton et celui de la section d'acier;

$k_g = \frac{12 E_s I_g}{h_g^3}$ : rigidité du goujon par unité de longueur;

q = cisaillement d'un goujon;

$$\alpha^2 = \frac{k_g L_{cg}^2}{(E_c I_c + E_s I_s)}$$

$$\beta^2 = \frac{(E_c I_c + E_s I_s)}{L_{cg}^2 E_c A_c} + \frac{(E_c I_c + E_s I_s)}{L_{cg}^2 E_s A_s} + 1$$

$$F_2 = 1 - \frac{\cosh(\alpha\beta(l-x))}{\cosh(\alpha\beta l)}$$

$$F_3 = 1 - \frac{3}{\beta^2}\left[\frac{1}{3} + \frac{\sinh(\alpha\beta l)}{(\alpha\beta l)^3 \cosh(\alpha\beta l)} - \frac{1}{(\alpha\beta l)^2}\right]$$

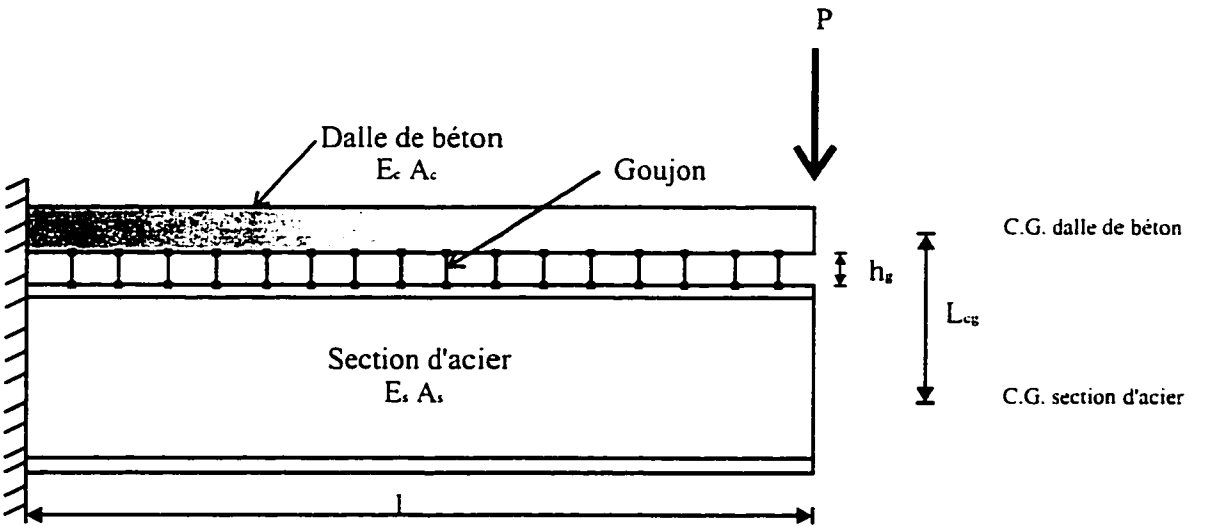



**FIGURE 2.7 - Analogie de murs de refend couplés pour une poutre mixte.**

Une autre méthode de calcul consiste en une analyse par ordinateur à l'aide de la méthode de cadre. Pour ce faire, on modélise l'interaction entre les deux sections, dans notre cas la dalle de béton et la section d'acier, à l'aide d'un lien. Ce dernier est modélisé par une colonne ayant une longueur égale à la distance séparant le centre de gravité des deux sections ($L_{cg}$) avec une rigidité axiale EA et une rigidité flexionnelle EI.

On utilise une extension rigide afin d'assurer une rotation et un déplacement vertical adéquat à l'interface des sections assemblées. Ce modèle sera utilisé ultérieurement pour représenter le glissement relatif entre la dalle de béton et la section d'acier des spécimens. Le modèle sera validé en supposant un spécimen en porte-à-faux.

La principale conséquence du glissement est une augmentation de la flèche. En effet, le glissement relatif entre les matériaux produit de plus grandes déformations de la poutre mixte et par conséquent, une plus grande flexibilité. Ainsi plus le glissement est important, plus la valeur du moment d'inertie de la poutre s'éloigne de celle obtenue à l'aide d'un calcul sans glissement. Le glissement a donc comme effet de diminuer la rigidité de la section mixte. Tel qu'illustré à la figure 2.8, ceci crée un changement de pente dans le graphique moment-courbure.

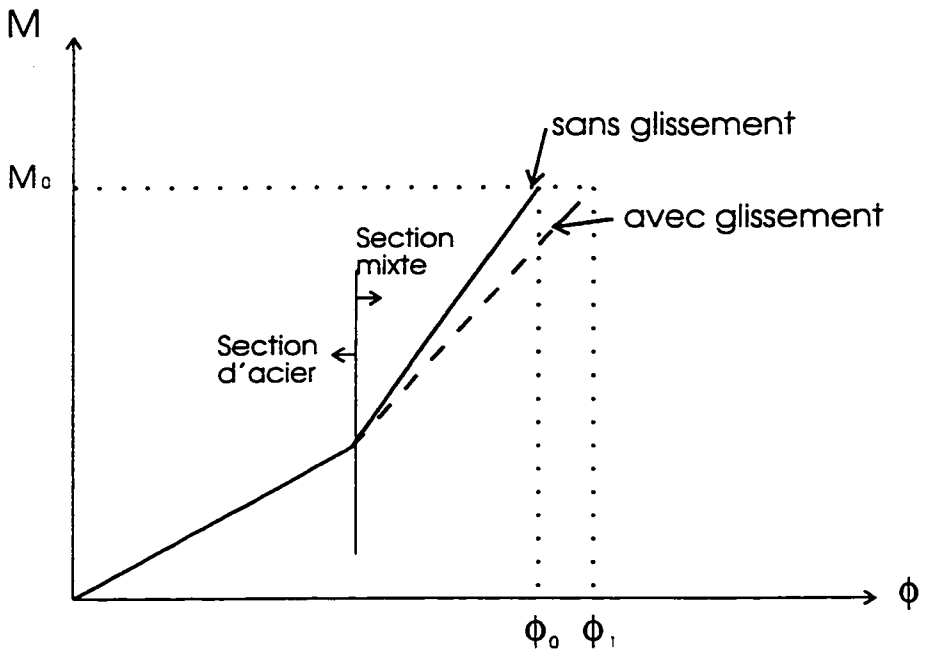



**FIGURE 2.8 - Graphique moment-courbure en considérant le glissement.**

Une approche utilisée pour tenir compte de ce phénomène dans un logiciel d'analyse par section plane consiste à soustraire la déformation unitaire de glissement ($\varepsilon_{gliss}$) à la déformation longitudinale de la dalle de béton résultant du chargement mécanique. Si l'on conserve un moment constant $M_0$, on doit accroître les efforts dans la section d'acier pour compenser la perte de charge dans la dalle de béton. Ainsi, il y a augmentation des déformations longitudinales dans la section d'acier et par conséquent, augmentation de la courbure.

Dans les années 60, les recherches portaient surtout sur la résistance des connecteurs de cisaillement. En effet, Slutter et Driscoll (1965) démontrèrent que la résistance ultime peut être atteinte même s'il y a glissement à l'interface béton-acier en autant que la résistance ultime des connecteurs de cisaillement entre les points de moment nul et maximal soit égale ou supérieure à l'effort maximal engendré dans la dalle de béton. Grant et al (1977) effectuèrent des essais sur des poutres composites trapues et développèrent une relation pour modifier la rigidité de la section mixte. Pour une action composite totale, on obtient la relation suivante:

$$I_e = 0{,}15\ I_s + 0{,}85\ I_t \qquad [2.15]$$

où $I_s$ : inertie de la section d'acier;

$I_t$ : inertie de la section transformée.

Le terme 0,85 est un facteur introduit afin de tenir compte de la perte de rigidité due au glissement même s'il y a une action composite totale. Certaines normes (par exemple S16.1-M94) utilisent cette approche. Ceci est l'équivalent de la méthode mentionnée ci-haut qui augmentait la courbure et donc par le fait même, diminuait la rigidité.

Lors de leurs essais, Vasseghi et Frank (1989) mesurèrent le glissement au cours du chargement. Ils conclurent que le glissement est un phénomène irréversible se produisant progressivement au cours du chargement. On mentionne que le glissement augmente la flèche verticale. Toutefois, il n'y a pas eu d'étude concernant la variation de la rigidité de la section mixte.

En 1993, Aribert et al. ont développé un modèle de calcul pour les poutres mixtes acier béton basé sur la méthode des éléments finis. Ce modèle permet de prendre en compte le phénomène de glissement à l'interface acier-béton. Ils arrivèrent à la conclusion que le glissement n'influence pas la capacité d'une section mais diminue sa rigidité globale. Aucune relation n'est proposée pour calculer une inertie effective en fonction du degré d'action composite.

Pour leur part, Maltais et al. (1996) conclurent que le glissement a très peu d'influence sur la résistance d'une poutre mixte dimensionnée avec une action composite totale. De plus, ils notèrent que le glissement n'affectait pas la distribution des déformations longitudinales d'une poutre à action composite totale.

### 2.2.4 Contraintes résiduelles

Les contraintes résiduelles sont induites lors du refroidissement des pièces d'acier sujettes à des opérations de soudage ou de laminage. Ces contraintes sont en auto-équilibre interne. Elles n'engendrent donc ni effort axial ni moment dans une poutre. L'effet des contraintes résiduelles est plus important pour les pièces comprimées que pour celles tendues. Ceci s'explique par le fait que l'acier est un matériau ductile et plastique. En tension, il y a donc uniformisation des contraintes lorsque l'on atteint la plastification (Gaylord et Gaylord, 1972). Bien que la rigidité soit réduite dès l'apparition de la plastification, la résistance ultime n'est pas affectée.

Pour ce qui est d'une pièce comprimée, la présence des contraintes résiduelles précipite le processus progressif de la plastification mais ceci n'est pas dommageable en soi car l'on peut atteindre la capacité totale de la section s'il n'y a pas de flambement (Adams et al., 1979). En effet, la présence des contraintes résiduelles peut diminuer la résistance d'une pièce comprimée si le mode de rupture est une instabilité quelconque (voilement, flambement, déversement, etc.). C'est d'ailleurs pourquoi les normes de charpentes d'acier énoncent diverses courbes pour le calcul des pièces comprimées. Chaque courbe correspond à une distribution particulière de contraintes résiduelles.

Par ailleurs, on mentionne que les contraintes résiduelles n'ont aucun effet sur la résistance ultime en flexion des sections compactes s'il n'y a pas de déversement. Maltais et al. (1996) conclurent que les contraintes résiduelles ont une influence négligeable sur la résistance en moment positif d'une poutre mixte avec âme élancée.

La présence de contraintes résiduelles avance le processus de plastification, ce qui peut éventuellement conduire à un voilement local hâtif ou à un déversement inélastique. Une valeur de contrainte résiduelle égale à $0,33*F_y$ est généralement admise. La figure 2.9 illustre l'influence de cette hypothèse sur la relation moment-courbure pour une poutre d'acier. Il se produit une plastification prématurée à une capacité de $0,67*M_y$. Par ailleurs, on note que la section atteint quand même sa pleine capacité, il n'y a qu'un adoucissement dans la région non linéaire de la courbe.

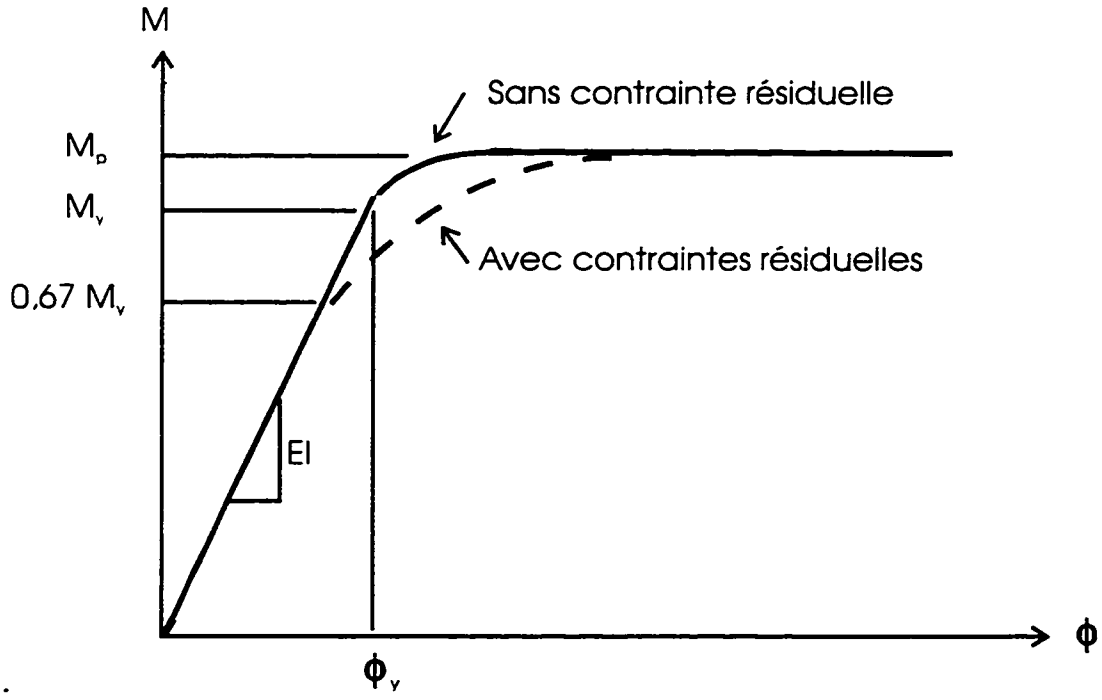



**FIGURE 2.9 - Relation moment-courbure.**

Pour les sections faites de plaques assemblées, outre les contraintes résiduelles induites lors des opérations de laminage et de découpage des plaques, l'opération de soudage engendre des contraintes résiduelles additionnelles résultant du retrait du métal fondu ainsi que l'anisothermie de l'opération. Étant donné la présence importante des régions soudées, les poutres assemblées sont des sections sujettes à l'influence des contraintes résiduelles. Les régions situées près des soudures subiront des contraintes de traction tandis que celles situées dans le métal de base non-fondu seront en compression. Il peut exister une variation des contraintes résiduelles sur l'épaisseur de la pièce. Cependant, cette dernière peut être négligée car elle n'affecte pas les hypothèses de calcul adoptées pour les sections à parois minces. Il a été observé expérimentalement que la distribution des contraintes résiduelles dans les ailes d'un profilé en I était indépendante de la limite élastique de l'acier ($F_y$) (Tall,1964). La figure 2.10 illustre une distribution caractéristique pour une poutre symétrique assemblée. Diverses méthodes peuvent être utilisées afin de réduire les contraintes résiduelles. Le préchauffage, le post-chauffage ainsi que l'élaboration d'une séquence symétrique de soudage sont divers moyens utilisés afin de remédier à la situation.

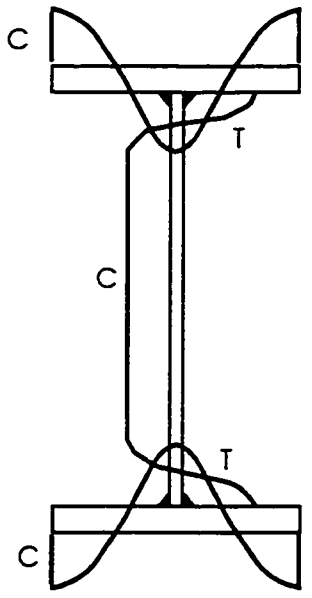



**FIGURE 2.10 - Distribution caractéristique des contraintes résiduelles.**

Comme la présence de contraintes résiduelles engendre une plastification prématurée des régions comprimées, le voilement de l'âme est affecté par ces dites contraintes. Il faut donc bien connaître la distribution des contraintes résiduelles si on veut prédire adéquatement le voilement inélastique de l'âme. Un protocole de mesure expérimentale a été établi afin de connaître le patron de distribution des contraintes résiduelles des deux spécimens de cette étude. La sous-section 3.2 présentera diverses méthodes de mesure des contraintes résiduelles ainsi que la méthodologie retenue pour ce projet de recherche.

## 2.3 NORMES

Diverses normes proposent une méthode de calcul pour l'évaluation de la résistance flexionnelle des poutres mixtes de ponts à âme élancée. Dans cette section quatre normes seront comparées: CAN/CSA-S6-M88, OHBDC-91, AASHTO-94 et CHBDC-97. Les exigences de chacune des quatre normes concernant le calcul de la résistance d'une poutre mixte à âme élancée en région de moment positif, la ductilité minimale requise ainsi que l'influence du glissement sur la rigidité de la section globale seront exposées.

### 2.3.1 CAN/CSA-S6-M88

En vertu des normes CAN/CSA-S6-M88, la résistance ultime d'une poutre mixte se calcule à l'aide d'une distribution élastique ou plastique des contraintes selon la proportion d'âme comprimée. Cette norme divise les sections d'acier en trois groupes: les sections compactes, les sections non-compactes et les sections élancées. Cette

dernière catégorie est celle qui est d'intérêt pour cette recherche. Les sections sont classées en fonction de la profondeur d'âme comprimée sous un moment plastique ($D_p$).

**TABLEAU 2.2 - Classes selon la norme S6-M88.**

| Compacte | Non-compacte | Élancée | |
|---|---|---|---|
| | | Sans raidisseurs longitudinaux | Avec raidisseurs longitudinaux |
| $\frac{D_p}{w} \leq \frac{685}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{905}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{1575}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{3000}{\sqrt{F_y}}$ |

La norme admet un comportement plastique uniquement pour les poutres compactes. Pour les poutres non compactes et élancées, la norme admet que la résistance ultime d'une poutre mixte se calcule selon deux méthodes. Avec la première méthode, la résistance se calcule selon une répartition linéaire des contraintes sur la section transformée où la contrainte à la fibre extrême en traction correspond à l'apparition de la limite élastique de la section d'acier. L'effort calculé dans la dalle de béton doit cependant être inférieur à la capacité maximale de la dalle calculée avec le bloc équivalent ($0{,}85\ \phi_c\ A_c\ f'_c$). Dans la seconde méthode, on obtient la résistance selon la même répartition des contraintes que dans la méthode précédente mais le concept du bloc équivalent est utilisé pour la dalle de béton. Pour une région en moment positif, la fibre en traction est normalement la première à atteindre la plastification. Puisqu'il ne peut y avoir de voilement dans une zone tendue, il serait logique de permettre la plastification de l'âme en traction jusqu'à ce que l'on atteigne la plastification à la fibre extrême en compression. La norme CAN/CSA-S6-M88 ne permet pas une telle approche et par conséquent, elle sous-évalue la résistance en flexion d'une poutre mixte à âme élancée.

Aucun article de la norme ne spécifie une ductilité nominale minimum. On doit se rappeler que les prescriptions de cette norme sont basées sur une théorie développée pour des poutres mixtes trapues faites d'un profilé laminé pour lequel le voilement de l'âme n'est pas critique. Ces dernières possédaient un comportement ductile et on suppose donc que les poutres mixtes non compactes de pont ont un comportement similaire peu importe l'élancement de l'âme.

Concernant le glissement, il n'existe aucune prescription tenant compte de ce phénomène. On suppose qu'il n'y a aucun glissement puisque l'on calcule les modules de section avec l'inertie brute et non une inertie effective. De plus, la norme S6-M88 n'est pas très explicite sur le calcul des flèches des poutres mixtes. On mentionne que la flèche permise, sous les surcharges, est fonction de l'utilisation du pont et de sa première fréquence de vibration. La fréquence de vibration est calculée avec l'inertie brute de la section mixte.

### 2.3.2 OHBDC-91

Cette norme divise les sections d'acier en quatre classes comme le montre le tableau 2.3.

**TABLEAU 2.3 - Classes selon la norme OHBDC-91.**

| Classe 1 | Classe 2 | Classe 3 | Classe 4 |
|---|---|---|---|
| $\frac{D_p}{w} \leq \frac{550}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{850}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{950}{\sqrt{F_y}}$ | $\frac{D_p}{w} \leq \frac{1575}{\sqrt{F_y}}$ |

On mentionne dans cette norme que la méthode proposée par le comité CAN/CSA-S6-M88, initialement proposée dans la norme OHBDC-83, sous-estime la résistance en flexion des poutres mixtes ayant une section d'acier de classe 3 ou 4, sans toutefois

proposer une autre méthode de calcul. La norme dit qu'il faut calculer la résistance ultime en utilisant une méthode rationnelle de calcul sans toutefois la spécifier.

Comme pour la norme CAN/CSA-S6-M88, il n'existe aucun article garantissant une ductilité minimale. De plus, on suppose une compatibilité des déformations au niveau du béton et de l'acier donc, aucun glissement n'est considéré.

### 2.3.3 AASHTO-94

Cette norme est la première norme des ponts aux états limites à être adoptée aux États-Unis. On y limite l'élancement de l'âme pour des sections mixtes non compactes. Il existe deux limites que voici:

$$\frac{D_p}{w} \leq \frac{1514}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sans raidisseur longitudinal} \qquad [2.16]$$

$$\frac{D_p}{w} \leq \frac{2600}{\sqrt{F_y}} \quad \text{avec raidisseur longitudinal} \qquad [2.17]$$

Pour les sections non compactes, on calcule la résistance nominale en flexion d'une section mixte en moment positif à l'aide du moment élastique et d'un facteur d'uniformisation.

$$M_r = S\ F_n \qquad [2.18]$$

où $\quad F_n = R_h\ R_b\ F_y$

Le terme $R_h$ est un coefficient d'homogénisation pour tenir compte de la variation de la limite élastique de l'âme ($F_{yw}$) et celle de l'aile tendue ($F_{yb}$). Ce facteur s'applique pour des poutres étayées ou non. Le terme $R_h$ est égal à:

$$R_h = 1 - \left[ \frac{\beta \psi (1-\rho)^2 (3 - \psi + \psi\rho)}{6 + \beta \psi (3 - \psi)} \right] \qquad [2.19]$$

où $$\rho = \frac{F_{yw}}{F_{yb}}$$

$$\beta = \frac{A_w}{A_{fb}}$$

$$\psi = \frac{d_c}{d}$$

Le paramètre $d_c$ est la distance entre la fibre inférieure de la section d'acier et l'axe neutre de la section composite.

Le facteur $R_b$ est inclus afin de réduire la capacité de la section due au voilement de la partie comprimée d'une âme élancée sujette à des contraintes de flexion. Le terme $R_b$ est égal à 1 si la relation suivante est satisfaite:

$$\frac{D_p}{w} \leq \frac{1038}{\sqrt{f_y}} \qquad [2.20]$$

Sinon, le facteur $R_b$ devient égal à:

$$R_b = 1 - \left( \frac{1}{300 + 600\left(\frac{A_{fc}}{D_p w}\right)} \right) \left( \frac{2D_p}{w} - \frac{2075}{\sqrt{F_y}} \right) \qquad [2.21]$$

Il est à noter que le facteur $R_b$ de l'équation 2.21 est équivalent à celui de l'équation 2.8 sauf que dans l'équation 2.21, le terme $A_w/2$ est remplacé par $D_p$ w. L'équation 2.21 est dérivée en supposant un coefficient de voilement $k$ égal à 23,9. Ceci correspond à des conditions de retenue simplement supportées.

Concernant la ductilité, il existe une prescription limitant la profondeur d'âme comprimée pour des sections compactes afin d'avoir une poutre ductile. La limite imposée, mesurée par rapport à la fibre comprimée de la dalle de béton, est la profondeur totale de la section mixte divisée par 7,5. Si ce critère est respecté, la norme garantit un comportement ductile. Sinon, tout comme pour une section non-compacte, la résistance ultime d'une section doit être calculée à l'aide d'une déformation maximale de 3000 με dans la dalle de béton en assumant l'équilibre des efforts, la compatibilité des déformations ainsi que les relations de contrainte-déformation de l'acier et du béton. On limite donc la résistance pour compenser le manque de ductilité. Aucune spécification stipule de modifier l'inertie de la section mixte en fonction du glissement. On calcule donc une inertie brute en supposant la compatibilité des déformations à l'interface acier-béton.

### 2.3.4 CHBDC-97

Cette norme utilise les mêmes limites d'élancement que les normes S16.1-M94 et OHBDC-91 pour le classement des sections d'acier. Cependant, on y introduit une nouvelle méthode de calcul pour les poutres mixtes à âme élancée. En effet, le calcul de la résistance à la flexion est toujours fait selon une distribution plastique des contraintes indépendamment de la classe de la section d'acier. Toutefois, la profondeur d'âme comprimée ($D_{c\,lim}$) est limitée à (850 w)/$\sqrt{F_y}$. La partie d'âme comprimée excédentaire étant négligée impliquant que l'on doit négliger une partie de l'âme tendue sous l'axe neutre afin de maintenir l'équilibre. Le critère d'élancement utilisé correspond à la limite entre une section de classe 2 et de classe 3. Ainsi pour une valeur de $D_p$ répondant au critère d'élancement, cette norme assume qu'il n'y aura aucun voilement local avant la plastification puisque l'âme est présumée se comporter comme dans le cas d'une section de classe 2. Ce critère s'applique aussi bien pour une section de classe 3 que de classe 4. La figure 2.11 illustre une distribution des contraintes normales typique pour une section de classe 4.

Il est à noter que la méthode proposée n'est qu'un artifice de calcul visant à obtenir la résistance adéquate de la section mais pas nécessairement la distribution des contraintes à l'ultime.

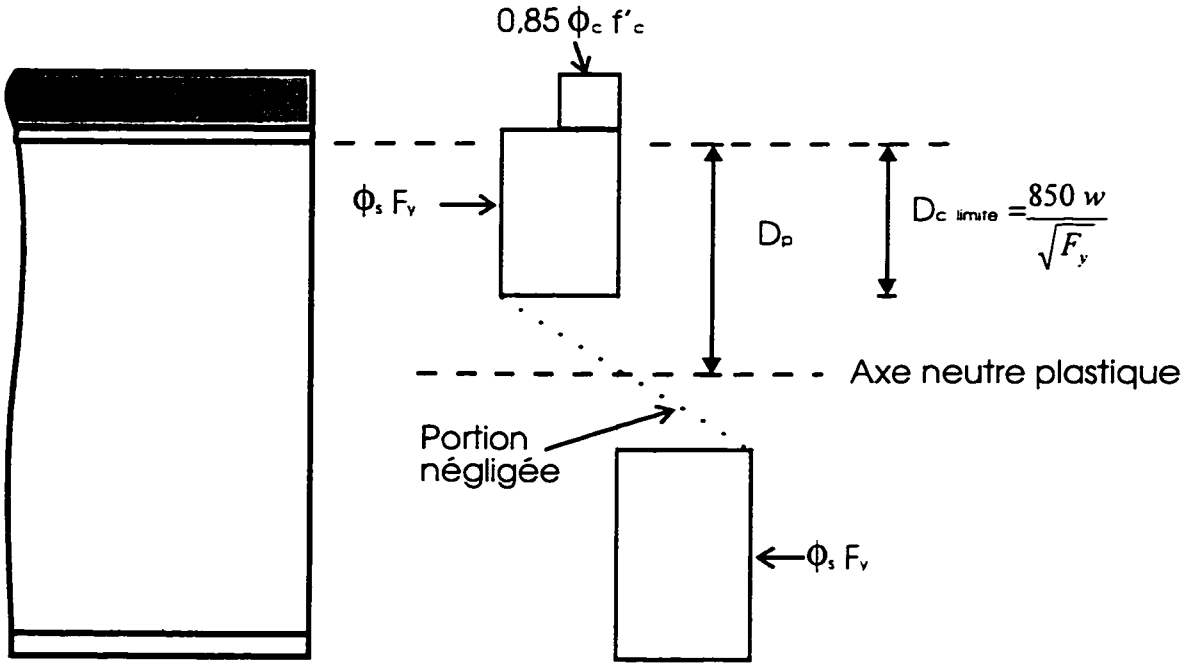



**FIGURE 2.11 - Distribution des contraintes selon la norme CHDBC-97 pour une section d'acier de classe 4 en moment positif.**

On note que le concept de bloc équivalent pour la dalle de béton est toujours en vigueur. Par ailleurs, on calcule la portion d'acier tendu plastifié en appliquant le principe que la somme des forces doit être nulle. Cette méthode de calcul semble fort logique puisqu'elle permet la plastification de l'acier tendu et élimine une partie de l'âme pour tenir compte du phénomène de voilement tout en conservant le bloc de compression pour la dalle de béton.

Cette norme ne contient aucune spécification concernant une ductilité nominale ni aucune règle modifiant l'inertie de la section mixte pour tenir compte du phénomène de glissement.

### 2.3.5 Autre méthode de calcul

Une autre alternative de méthode de calcul suppose une distribution élasto-plastique des contraintes (Picard et Beaulieu, 1993). Cette méthode est une transition entre les normes OHBDC-91 et CHBDC-97. On permet la plastification des régions où le voilement est impossible et on suppose une variation linéaire des contraintes entre les régions plastifiées. Cette méthode est toutefois un peu plus laborieuse pour un ingénieur praticien.

### 2.3.6 Sommaire

Avec cette révision des normes récentes pour le calcul des ponts, on note qu'il y a diverses méthodes de calcul pour évaluer la capacité flexionnelle d'une section mixte à âme élancée en région de moment positif. Toutefois, il y a un manque d'information pour ce qui est des prescriptions guidant l'ingénieur praticien dans la conception d'ouvrages ductiles. De plus, toutes les normes supposent un glissement nul et elles négligent donc l'influence du glissement sur la rigidité de la section mixte. Enfin, il semble que ces méthodes de calcul n'ont pas fait l'objet de vérification expérimentale pour les sections dont l'âme est de classe 4.

## 2.4 PROGRAMME D'ANALYSE PAR SECTION PLANE

Le logiciel PASCAB (Programme d'Analyse des Sections Composites Acier-Béton) développé par Fournier et al. (1994) est utilisé comme programme d'analyse afin d'étudier le comportement théorique des sections mixtes pour le choix des spécimens. Ce programme, écrit en Turbo-Pascal, est un outil de calcul simple afin de mieux saisir le comportement des poutres mixtes à âme élancée. Cette section présente les composantes principales du programme ainsi que les modifications apportées au programme original. Le logiciel modifié se nomme PASCAB2.

### 2.4.1 Hypothèses

Les hypothèses utilisées dans PASCAB2 permettant de reproduire le comportement en flexion d'une poutre mixte le plus fidèlement possible sont les suivantes:

1) Les sections planes demeurent planes jusqu'à la rupture. Il y a donc une variation linéaire des déformations longitudinales;
2) Le béton n'a aucune résistance en traction;
3) Les connecteurs de cisaillement sont en nombre suffisants pour développer une action composite totale;
4) Les voilements élastique et inélastique de l'âme sont modélisés dans le programme d'analyse mais le comportement post-voilement n'est possible que dans le domaine élastique;
5) L'armature de la dalle dans les régions de moment positif est négligée;
6) Le déversement de la poutre ne représente pas un état limite ultime;
7) L'aile comprimée est de classe 2 de façon à éviter le voilement inélastique de cette région;

8) La limite élastique ($F_y$) est constante pour toute la section d'acier;
9) Une contrainte résiduelle égale à 0,33 $F_y$ en compression est supposée à la jonction de l'aile comprimée et de l'âme uniquement pour établir l'apparition du voilement inélastique.

La nouvelle version du logiciel, développée dans le cadre de cette étude, inclut les contraintes résiduelles dans le calcul de la résistance des sections. Ainsi, les courbes théoriques incluent l'adoucissement de la partie non linéaire de la relation moment-courbure.

De plus, la version originale du programme ne supposait aucun glissement à l'interface béton-acier, donc compatibilité des déformations à ce niveau. La version modifiée considère le glissement. Pour ce faire, on suppose la compatibilité des déformations à l'interface béton-acier puis on soustrait à la section de béton une déformation longitudinale équivalente au glissement. Cette déformation équivalente est fonction du chargement appliqué.

Enfin, la version modifiée permet de considérer des valeurs de $F_y$ différentes pour chacune des semelles et l'âme.

### 2.4.2 Critères de rupture

L'algorithme principal du logiciel d'analyse PASCAB2 est constitué d'une boucle maîtresse dans laquelle la déformation à la fibre inférieure de la section d'acier est augmentée graduellement. À la fin de chacune des itérations, on vérifie s'il n'y a pas rupture de la section. Il y a rupture lorsque l'un des trois critères suivants est rencontré:

1) Il y a rupture à l'apparition du voilement inélastique de l'âme;
2) Il y a rupture s'il y a éclatement du couvert de béton, c'est-à-dire lorsque la déformation à la fibre extrême de la dalle de béton atteint la valeur maximale permise de 3500 $\mu\varepsilon$;
3) Il y a arrêt de l'analyse lorsque la déformation longitudinale de la fibre extrême en traction de l'acier atteint la valeur limite de $10\varepsilon_y$.

Fournier et al. mentionnent qu'il se produit aussi une rupture lorsqu'il n'y a pas de convergence lors de la recherche de la position de l'axe neutre. Toutefois, il est expliqué que ceci correspond à une position provoquant l'éclatement du couvert de béton. Il est à noter que le premier critère de rupture peut être retiré pour pouvoir continuer à suivre le comportement après le voilement inélastique de l'âme.

### 2.4.3 Lois constitutives

Les comportements théoriques de l'acier et du béton doivent être représentatifs des matériaux présents dans une poutre mixte. Pour l'acier, une relation bilinéaire élasto-plastique parfaite avec rigidité nulle sur le plateau plastique est utilisée. Le comportement est identique en traction et en compression. L'écrouissage de l'acier est négligée mais pourrait être ajouté dans une version future de PASCAB. La déformation maximale est fixée à $10\varepsilon_y$ afin de limiter l'analyse d'une section très ductile plastifiée sur environ 90 % de sa hauteur et ce, sans affecter la précision des résultats. Cette loi de comportement est souvent utilisée pour une modélisation sécuritaire de l'acier. La figure 2.12 illustre la loi du comportement de l'acier.

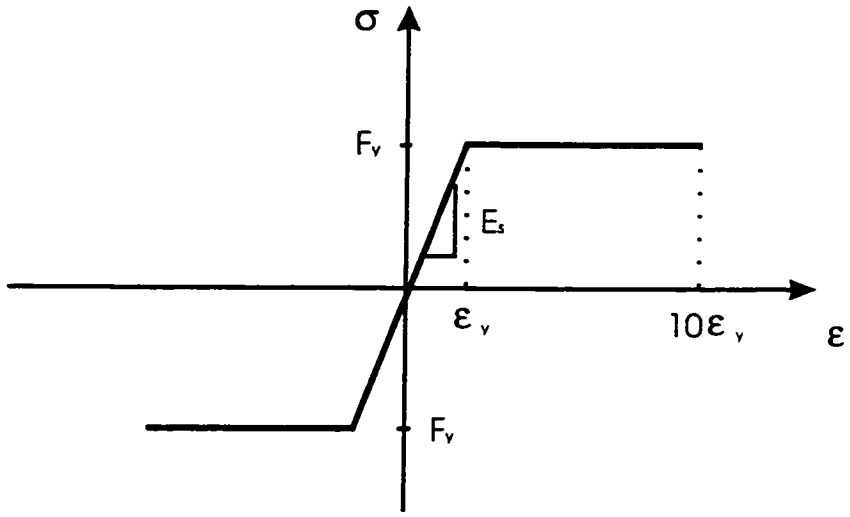



**FIGURE 2.12 - Loi de comportement de l'acier.**

En ce qui concerne le béton, la relation proposée par Tsai (1988) est utilisée car elle représente bien le comportement des bétons de différentes résistances. Le comportement post-pic du béton est fonction de sa résistance maximale en compression ($f'_c$). Le facteur $n$ de la relation de Tsai contrôle la partie descendante de la courbe. L'équation de la courbe contrainte-déformation est la suivante:

$$\sigma_c = f'_c \left( \frac{mx}{1+\left(m-\frac{n}{n-1}\right)x+\frac{x^n}{n-1}} \right) \qquad [2.22]$$

où $\quad x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c}$

$$m = \frac{E_0}{E_C}$$

$$n = \frac{f'_c}{6{,}68} - 1{,}85\,(MPa)$$

La déformation $\varepsilon'_c$ correspond à $f'_c$ et elle est égale à $(f'_c+60)/40000 \geq 0{,}002$ (Massicotte et al., 1988). Le module sécant du béton ($E_c$) est calculé en utilisant les paramètres $\varepsilon'_c$ et $f'_c$ ainsi que la loi de Hooke. Par ailleurs, la relation retenue pour le calcul du module tangent initial ($E_0$) est la suivante (art. 8.6.2.2, A23.3-M94):

$$E_0 = \left(3300\sqrt{f'_c} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5} \quad (MPa) \qquad [2.23]$$

Le terme $\gamma_c$ représente la masse volumique généralement égale à 2300 kg/m$^3$. La figure 2.13 illustre la loi de comportement adoptée pour le béton.

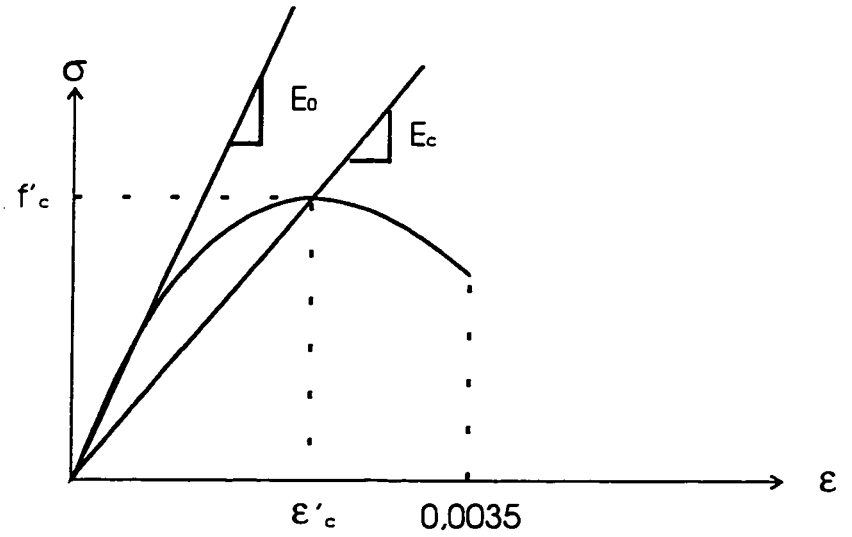



**FIGURE 2.13 - Loi de comportement du béton.**

La déformation maximale permise dans le béton est fixée à 3500 με (art 10.1.3, A23.3-M94). Cette valeur correspond à une limite acceptable pour un béton non-confiné. Une étude de sensibilité effectuée par Fournier et al. (1994) avec des limites de 3500 et 5000 με a démontré qu'une valeur de 3500 με affectait légèrement la ductilité sans réduire la résistance ultime des spécimens.

### 2.4.4 Intégration numérique des contraintes

#### 2.4.4.1 Version originale de PASCAB

Pour calculer la capacité flexionnelle d'une section, deux opérations sont nécessaires. Tout d'abord, les contraintes normales sont intégrées afin de calculer les efforts agissant sur chacune des sections. Ensuite, les bras de levier des forces en cause sont calculés. Pour la section d'acier, la version originale de PASCAB utilise des patrons de distribution de contraintes. L'état des déformations longitudinales sur la section est déterminé puis ensuite, les contraintes résultantes sont calculées. Ainsi, la poutre est sectionnée en éléments rectangulaires (plastifiés) et triangulaires ou trapézoïdaux (élastiques). Afin de tenir compte du comportement non linéaire du béton, la dalle de béton est discrétisée en tranches d'égale épaisseur où une variation linéaire de la contrainte est utilisée à l'intérieur d'une même tranche. Bien que cette approximation donne un résultat exact si le nombre de tranches est infini, une étude paramétrique a indiqué qu'une discrétisation du béton en 25 tranches était nettement suffisante (Fournier et al., 1994). La contrainte associée à une tranche est calculée à partir de la déformation moyenne subie par cette tranche. L'effort de compression de la dalle de béton est égal à la sommation des 25 tranches.

#### 2.4.4.2 Version PASCAB2

Quelques modifications ont été effectuées dans la version PASCAB2. La modification majeure concerne la discrétisation complète de la poutre en tranches tant pour la section d'acier que pour la dalle de béton. En effet, 540 tranches horizontales ont été utilisées pour représenter la section mixte (25 tranches pour la dalle de béton, cinq pour l'aile comprimée, 500 pour l'âme et dix pour l'aile tendue). La discrétisation de l'âme est plus fine car c'est une région critique due au phénomène de voilement. En

effet, la valeur de 500 tranches représente le minimum nécessaire pour obtenir la convergence des analyses et représenter fidèlement le patron de contraintes résiduelles. En ce qui a trait aux ailes, il y a eu discrétisation sur la largeur en vingt tranches verticales afin de pouvoir représenter la variation des contraintes résiduelles sur la largeur des semelles.

La programmation en Turbo-Pascal permet de définir des variables de type enregistrement. Un enregistrement est une structure de données formée d'un certain nombre de champs. Il permet donc de regrouper, sous un même identificateur, des données diverses mais reliées entre elles. Chaque tranche de la section mixte est un enregistrement. Chacun des enregistrements contient les champs suivants:

1) la position du centre de gravité de la tranche par rapport à la fibre supérieure du béton;
2) la valeur de résistance: $F_y$ pour acier et $f'_c$ pour béton;
3) une déformation longitudinale mécanique;
4) une déformation longitudinale d'ajustement;
5) une déformation longitudinale totale;
6) une contrainte résiduelle (voir sous-section 2.4.5);
7) une contrainte mécanique;
8) une contrainte totale;
9) la force totale.

L'utilisation de ce type de variable est très flexible puisque l'on peut en ajouter à notre guise. Les tranches sont numérotées de 1 à 825. La première est située à la fibre

extrême de la dalle de béton. La numérotation des tranches dans les ailes s'effectue de gauche à droite puis de haut en bas.

La déformation longitudinale d'ajustement est utilisée pour calculer les déformations dans la dalle de béton. En effet, lors du chargement de la section d'acier, le logiciel calcule des déformations dans la dalle de béton mais lui associe une contrainte nulle. À la fin du chargement de la section d'acier, les déformations de la dalle de béton sont sauvegardées dans la variable déformation d'ajustement. Pour le chargement de la section composite, la déformation longitudinale totale est calculée en soustrayant de la déformation mécanique la déformation due au glissement et celle d'ajustement. Pour une tranche d'acier, la déformation totale est la somme de la déformation mécanique et de la déformation résiduelle. Par la suite, la contrainte et la force sont calculées en fonction de la déformation totale de la tranche.

### 2.4.5 Contraintes résiduelles

#### 2.4.5.1 Version originale de PASCAB

Les contraintes résiduelles sont négligées dans le calcul de la résistance flexionnelle d'une section mixte. Toutefois, on tient compte de la contrainte résiduelle à la jonction aile comprimée-âme afin d'évaluer la plastification de cette région (voir figure 2.14). En effet, cette condition est essentielle pour prédire une rupture par voilement inélastique de l'âme. La distribution de contraintes résiduelles utilisée correspond au modèle de Basler et Thürlimann (1961).

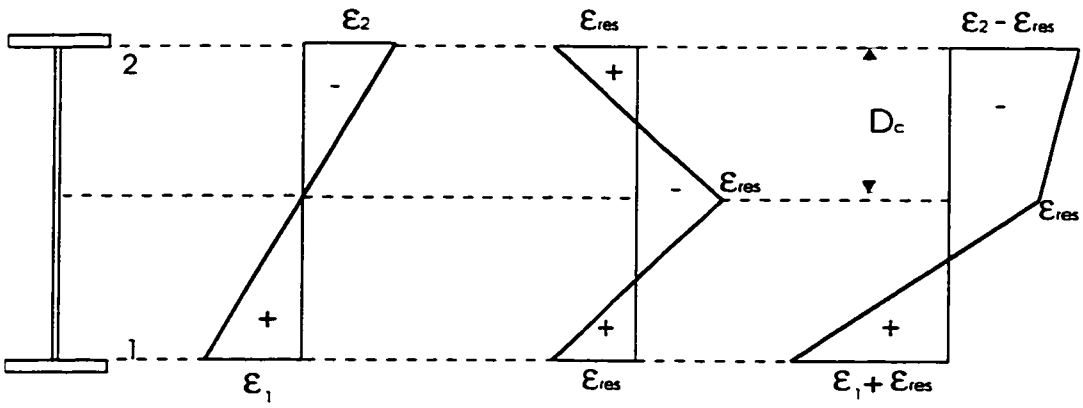



**FIGURE 2.14 - État des déformations sur une plaque dans PASCAB.**

Ce modèle de contraintes résiduelles est applicable pour une poutre symétrique. On note que la déformation maximale totale en compression se produit à la jonction aile comprimée-âme. Toutefois, une modification du patron de contraintes résiduelles (semblable à la figure 2.10) implique que la déformation maximale ne se produit plus à cette jonction mais plutôt dans la région comprimée de l'âme.

### 2.4.5.2 Version PASCAB2

Tel que mentionné ci-haut, une déformation résiduelle est associée à chacune des tranches de la section d'acier afin de pouvoir modéliser la variation de la contrainte résiduelle le long des ailes. Ainsi, dans cette étude, les déformations résiduelles mesurées expérimentalement ont servi de données de base pour les déformations induites dans le logiciel d'analyse. Ce dernier procède à la lecture de trois fichiers connexes comportant les mesures expérimentales de contraintes résiduelles de chacune des plaques principales et les associe aux tranches respectives.

Une routine a été élaborée afin de vérifier que la somme des forces et du moment sont égales à zéro sous l'effet des contraintes résiduelles seules. L'algorithme consiste à effectuer un balayage complet de l'âme en effectuant la sommation des forces et du moment. On obtient, comme résultat, la force et le moment résultant des contraintes résiduelles dans l'âme. En considérant une seule tranche pour chacune des ailes, on obtient un système à deux équations (moment et force) et deux inconnues (contrainte résiduelle dans chacune des ailes) que l'on peut résoudre manuellement. Par la suite, il suffit de distribuer les efforts dans chacune des tranches transversales des ailes en fonction des mesures expérimentales obtenues. Pour fin de vérification globale, une composante de PASCAB2 permet d'effectuer une analyse des contraintes résiduelles à l'aide des trois fichiers sources. On obtient comme résultat l'effort normal et le moment fléchissant résultant. Ceci est utile car il permet d'ajuster les fichiers sources en fonction de la discrétisation des ailes.

### 2.4.6 Traitement du voilement de l'âme

#### 2.4.6.1 Version originale de PASCAB

Le modèle de la distribution des contraintes normales associées à la section d'acier dans la phase post-voilement utilisé dans le logiciel PASCAB est une adaptation du modèle proposé par Rockey et Jenkins (1957). Le modèle proposé stipule que la contrainte normale située au trois quarts de la profondeur totale d'une section d'acier (d) ne varie pas dans le domaine post-voilement. Ainsi, cet endroit constitue un point de contrôle où la contrainte demeure fixe. Selon ce modèle, la distribution des contraintes longitudinales demeure linéaire tant qu'il n'y a pas de voilement élastique de l'âme. Au-delà du voilement, une variation bi-linéaire des contraintes longitudinales de compression est adoptée (voir figure 2.15). En conservant une contrainte fixe au point de contrôle dans la phase post-voilement, il y a une redistribution de l'effort de

compression vers la semelle comprimée et la dalle de béton. Ce modèle répond bien aux observations expérimentales concernant le caractère progressif du voilement de l'âme et la redistribution des contraintes dans le cas où les contraintes résiduelles sont inférieures à la contrainte critique de voilement élastique. Cependant, le modèle ne permet pas de suivre la variation de la position de l'axe neutre. De plus, d'autres modifications ont dû être apportées car Rockey et Jenkins ont basé leur modèle sur des résultats d'essais effectués sur des sections presque symétriques.

Tout d'abord, le modèle a dû être modifié afin de définir un nouveau point de contrôle et une contrainte normale associée à ce point. Ce point de contrôle servira à déterminer la distribution des contraintes à l'équilibre sur une section voilée. Cette modification est nécessaire pour tenir compte de l'unisymétrie de la section ainsi que la variation de la position de l'axe neutre après le voilement de l'âme. Tel que mentionné à la section 2.1, le phénomène de redistribution des efforts de compression est progressif tout au cours du chargement. Afin de modéliser ceci, le logiciel PASCAB utilise une valeur variable de contrainte au point de contrôle ($\sigma_{pc}$) qui est fonction de la contrainte de voilement élastique ($\sigma_{cre}$). Ainsi, le voilement de l'âme engendre un abaissement de l'axe neutre pour les sections non-symétriques. Ceci engendre une diminution de la contrainte de voilement élastique (voir équation 2.2) car celle-ci est directement proportionnelle au rapport $(w/D_c)^2$. Il y a donc baisse de la contrainte au point de contrôle et par conséquent, un déchargement de l'âme à mesure que le voilement progresse. Ceci est en concordance avec les résultats expérimentaux de Basler et Thürlimann (1960).

Par ailleurs, le logiciel PASCAB utilise une valeur variable de la position du point de contrôle ($y_{pc}$) afin de tenir compte de la non-symétrie de la section. Cette valeur est fonction de la profondeur d'âme comprimée ($D_c$). Une analyse paramétrique fut effectuée pour fixer les deux paramètres inconnus (Fournier et al., 1994). En comparant les résultats obtenus avec PASCAB et ceux d'esssais effectués par Basler et Thürlimann (1960), on obtient les relations suivantes:

$$\sigma_{pc} = 0{,}5\sigma_{cre} \qquad [2.24]$$

$$y_{pc} = 0{,}5D_c \qquad [2.25]$$

Une seconde modification concerne la distribution des contraintes dans l'aile comprimée. Au lieu de faire varier les contraintes linéairement à partir du point de contrôle jusqu'à la fibre supérieure de la section d'acier, le logiciel PASCAB utilise une variation bilinéaire. Les contraintes longitudinales varient linéairement du point de contrôle jusqu'à la jonction âme aile supérieure et, dans l'aile comprimée, elles correspondent à la distribution linéaire des déformations. Cette modification fait suite aux essais effectués par Basler et Thürlimann (1960) qui ont constaté que la variation linéaire des contraintes est conservée dans l'aile comprimée. Le modèle de Rockey et Jenkins (1957) propose une variation linéaire puisqu'ils ont basé leur recommandation suite à l'observation de la distribution des contraintes normales dans l'âme. La figure 2.15 illustre les modifications apportées par Fournier et al. (1994) au modèle initial.

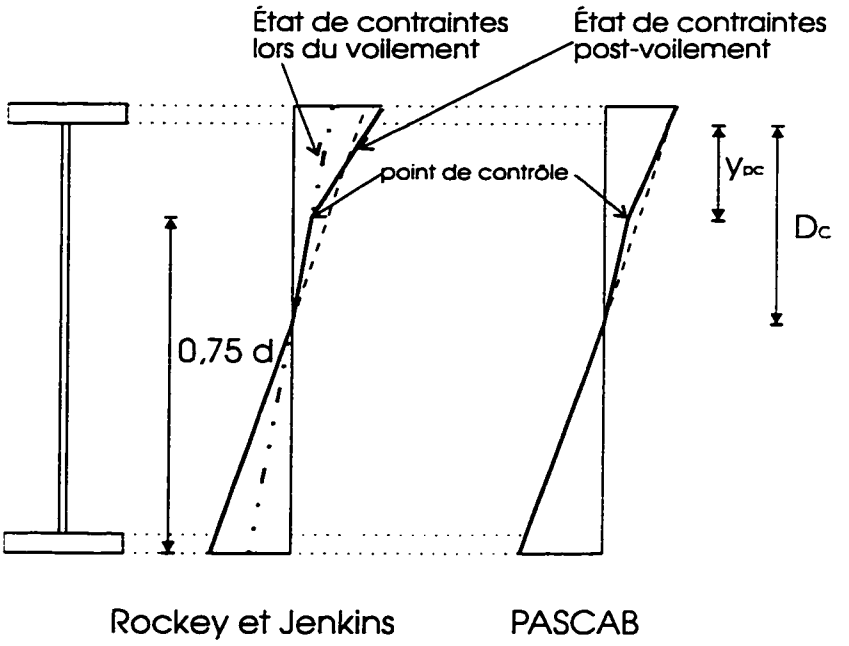



**FIGURE 2.15 - Modifications apportées au modèle de Rockey et Jenkins (1957).**

Les analyses effectuées à l'aide du programme PASCAB utilisent un coefficient de voilement (k) égal à 23,9 lorsque la section d'acier agit seule. Ceci correspond à une hypothèse que les rives non-chargées sont simplement supportées. Au début de l'action composite, PASCAB utilise un coefficient de voilement (k) égal à 31,75. Ceci correspond à la moyenne entre des rives non-chargées simplement supportées (k=23,9) et celles parfaitement encastrées (k=39,6). Cette valeur moyenne de k correspond donc à un encastrement partiel. La valeur utilisée est sécuritaire puisque la grande rigidité de la dalle de béton devrait empêcher toute rotation de la semelle comprimée. La retenue offerte par la dalle de béton devrait donc en réalité correspondre à un coefficient de voilement se rapprochant plus d'un encastrement parfait que de la moyenne. Ces coefficients sont valides pour un chargement linéaire. Les contraintes critiques de voilement sont calculées à l'aide des équations [2.2] et [2.6].

### 2.4.6.2 Version PASCAB 2

La présence de contraintes résiduelles nécessite un changement du modèle de prédiction du voilement de l'âme. En effet, les contraintes résiduelles font en sorte que la position de l'axe neutre ne coïncide pas avec l'endroit où la contrainte totale est nulle. Ainsi, la relation 2.25 a été exprimée en fonction de la distance entre l'aile comprimée et la position où la contrainte est nulle ($D_{neutre}$) et non $D_c$. La contrainte au point de contrôle est toutefois conservée égale à 0,5 $\sigma_{cre}$. La figure 2.16 illustre le modèle de prédiction du voilement de l'âme utilisé dans PASCAB2.

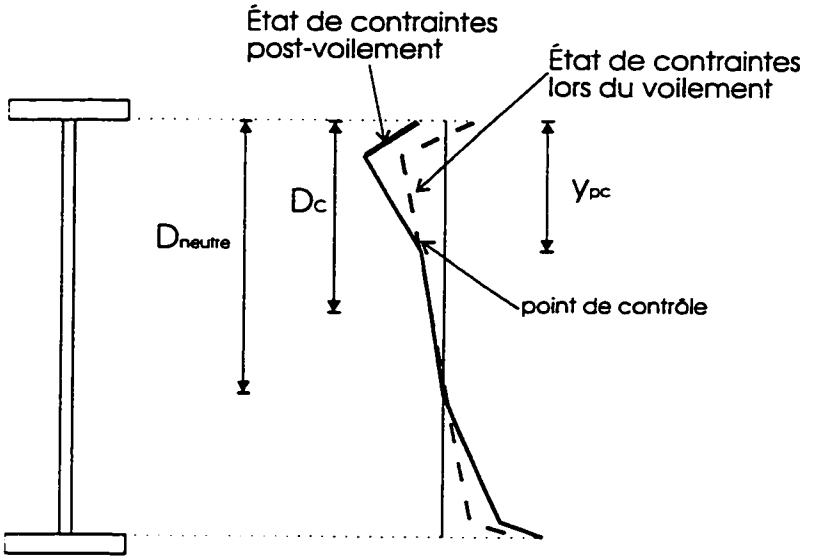



**FIGURE 2.16 - Modèle du voilement de l'âme utilisé dans PASCAB2.**

On observe que la contrainte maximale ne se produit plus nécessairement à la jonction de l'aile comprimée et de l'âme mais plutôt à une profondeur quelconque dans l'âme comprimée. Le logiciel PASCAB2 comporte une procédure qui recherche la position de cette contrainte maximale. Afin de prédire le voilement de l'âme, il y a comparaison entre la contrainte en cet endroit et la contrainte critique de voilement élastique ou inélastique.

Il est à noter que cette procédure de calcul est adéquate si les contraintes résiduelles sont inférieures à la contrainte de voilement élastique ($\sigma_{cre}$) car l'algorithme procède à une redistribution de contraintes après voilement et ne peut donc pas être initialisé avec un patron de contraintes résiduelles typique d'un état post-voilement.

Au cours de la section précédente, divers points du logiciel de calcul ont été abordés. Ceci n'est qu'un bref résumé de l'algorithme des deux versions du logiciel. Certains points tels que la procédure d'interpolation pour la recherche de l'axe neutre ainsi que la validation du programme n'ont pas été abordés dans cette section. De plus, pour les besoins de cette étude, le stade de chargement concernant l'effet du fluage a été retranché de la version PASCAB2 pour ne conserver que le stade de construction et le stade représentant l'action de la section composite à court terme.

# CHAPITRE 3

# PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

L'objectif de ce chapitre est de décrire la méthodologie expérimentale utilisée lors de ce projet de recherche. Tout d'abord, il sera question de la conception des spécimens incluant les critères de conception ainsi que le comportement théorique des deux spécimens. Ensuite, il y aura une discussion sur les méthodes de mesure des contraintes résiduelles. Par la suite, il y aura description et illustration du montage et de l'instrumentation utilisée lors des essais. En dernier lieu, il y aura présentation du protocole expérimental.

## 3.1 CONCEPTION DES SPÉCIMENS

L'étude expérimentale avait pour but de vérifier la résistance ultime en moment positif d'une section mixte avec âme élancée. Plus particulièrement, elle visait l'étude de l'influence du voilement de l'âme et de la présence de contraintes résiduelles sur la résistance flexionnelle ultime, la ductilité d'une section mixte et finalement, la validation des contraintes à la rupture. Afin d'atteindre ces objectifs, il a été décidé d'effectuer deux essais sur deux poutres mixtes différentes. Le dimensionnement des spécimens doit être représentatif de celui utilisé dans la construction de ponts à poutres mixtes. En se basant sur les résultats de l'étude de Fournier et al. (1994), certains critères de conception ont été établis. Ce sont ces dits critères et les normes de construction en vigueur qui ont guidé les diverses étapes de la conception.

### 3.1.1 Choix des poutres mixtes

Le dimensionnement des spécimens s'est effectué en considérant certains critères de conception ainsi que des contraintes imposées par le laboratoire. Tout d'abord, les principaux critères de conception étaient :

- la profondeur d'âme comprimée ($D_p$) devait être supérieure à la valeur de $\frac{850}{\sqrt{F_y}} w$ ;
- la résistance du spécimen devrait être gouvernée par le voilement inélastique de l'âme;
- l'élancement de l'âme (h/w) devrait être égal à 200;
- la profondeur d'âme comprimée ($D_p$) devrait être égale 0,3 fois la profondeur de l'âme (h) pour l'un des spécimens et de 0,6 pour le second;
- l'aile comprimée de classe devrait être compacte afin d'éviter le voilement.

Le premier critère était nécessaire afin d'avoir une section d'acier dont l'âme est de classe 4. Par ailleurs, le second critère a été utilisé afin de vérifier le gain de capacité obtenu à l'aide du post-voilement de l'âme. Pour ce faire, la rupture par éclatement du couvert de béton ainsi que le déversement élastique de la poutre devaient être écartés. L'élancement de l'âme fut fixé à 200 car ceci représente un cas fréquemment rencontré dans les ponts existants. Le quatrième critère a été utilisé afin de vérifier le critère de ductilité minimal proposé par Fournier et al. (voir sous-section 2.2.2).

L'espace restreint du laboratoire força l'utilisation de certaines contraintes:

- une longueur maximale du spécimen de 12 195 mm;
- une résistance maximale en flexion de 8135 kN-m;
- une hauteur du spécimen (d) ne dépassant pas 2500 mm.

L'espace maximal disponible dans le laboratoire permettait l'essai sur une poutre ayant une longueur de 12 195 mm (40 pieds). Ce critère limita donc la portée des spécimens. La seconde contrainte provenait de la capacité de la dalle d'essai ainsi que du système de chargement. Finalement, la dernière contrainte était nécessaire considérant l'espace disponible sous le cadre d'essai du laboratoire.

Le dimensionnement des spécimens s'est effectué en considérant tout d'abord une âme ayant un élancement de 200 et de là, la conception s'est poursuivie de manière à rencontrer les critères recherchés tout en respectant les contraintes imposées par le laboratoire. Les résultats d'un rapport précédent (Aubé, 1995) ont permis d'effectuer un dimensionnement préliminaire des deux poutres mixtes. Ce rapport contient une étude paramétrique effectuée sur plusieurs sections afin de vérifier leur résistance en flexion ainsi que leur mode de rupture. Le tableau 3.1 illustre les dimensions des deux spécimens retenus ainsi que quelques propriétés.

**TABLEAU 3.1 - Propriétés nominales des spécimens.**

| **Paramètres** | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|
| Largeur dalle de béton | 800 mm | 800 mm |
| Épaisseur dalle de béton | 150 mm | 150 mm |
| $f'_c$ | 20 MPa | 20 MPa |
| Largeur aile comprimée | 150 mm | 150 mm |
| Épaisseur aile comprimée | 16 mm | 16 mm |
| Profondeur âme (h) | 1600 mm | 1600 mm |
| Épaisseur âme (w) | 8 mm | 8 mm |
| Largeur aile tendue | 200 mm | 350 mm |
| Épaisseur aile tendue | 16 mm | 32 mm |
| $F_y$ | 350 MPa | 350 MPa |
| Limite $\frac{850}{\sqrt{F_y}}\,w$ | 363,5 mm | 363,5 mm |
| $D_p$ | 485,7 mm | 985,7 mm |
| $D_p$ / h | 0,30 | 0,62 |
| Moment résistant de la section d'acier ($M'_r$) | 2220 kN-m | 2680 kN-m |
| Moment plastique $_{nominal}$ ($M_{pn}$) | 4920 kN-m | 7390 kN-m |
| Ductilité théorique | 4,1 | 1,3 |

Il est à noter que les coefficients de tenue $\phi_s$ et $\phi_c$ sont égaux à l'unité, tout au long de ce mémoire, puisque l'on calcule des résistances ultimes.

L'épaisseur de la dalle de béton a été choisie afin de permettre aux goujons de travailler d'une manière efficace. Par ailleurs, la largeur de la dalle de béton a été calculée pour avoir un rapport de $D_p/h$ adéquat et pour ne pas excéder la capacité de chargement disponible.

Une faible résistance nominale en compression du béton ($f'_c$) est nécessaire pour que l'axe neutre soit le plus bas possible dans l'âme permettant une meilleure visualisation du phénomène de voilement de l'âme. C'est pourquoi une valeur de 20 MPa fut retenue.

De plus, il est reconnu que l'aire de l'aile comprimée contribue peu à la résistance en flexion des poutres composites. Les dimensions de l'aile comprimée ont donc été établies afin de respecter les normes concernant l'espacement des goujons et la limite de la classe compacte.

Le spécimen A1 est quasiment bisymétrique avec un rapport de $D_p$ / h d'environ 0,3 ce qui permettra de vérifier le critère de ductilité proposé par Fournier et al. Pour ce qui est du spécimen A2, les dimensions de l'aile tendue furent augmentées afin d'obtenir un rapport de $D_p$ / h d'environ 0,6. Ceci représente une limite supérieure pour un dimensionnement de pont courant.

### 3.1.2 Analyses préliminaires

Des analyses préliminaires ont été effectuées afin d'observer le comportement théorique des spécimens. Pour ce faire, le logiciel PASCAB2 fut utilisé de concert avec les propriétés nominales des matériaux. De plus, deux hypothèses ont été formulées.

Tout d'abord, le glissement entre la section d'acier et la dalle de béton a été négligé. Ensuite, aucun patron de distribution des contraintes résiduelles n'a été utilisé. Seulement une valeur de contrainte résiduelle à la jonction aile comprimée-âme afin de prédire le début de plastification de l'âme et par conséquent, l'apparition du voilement inélastique, tel que la version originale de PASCAB. Une contrainte résiduelle de traction égale à 33 % de la limite élastique de l'âme a été utilisée. Ceci correspond à une valeur généralement admise en pratique. La figure 3.1 illustre la relation moment-courbure des deux spécimens.

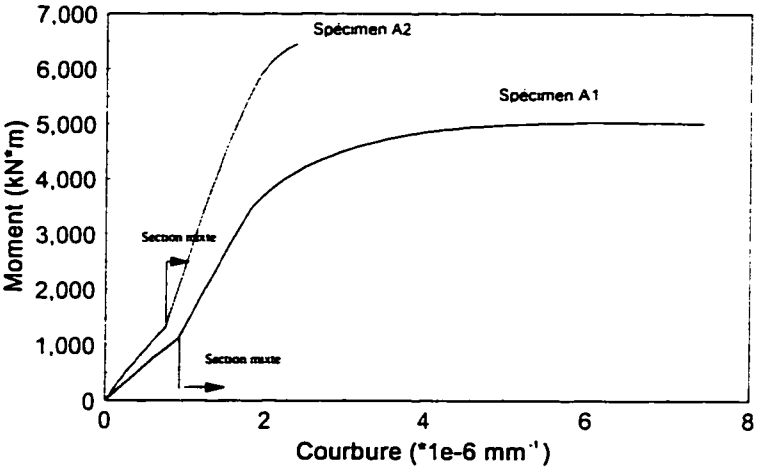



**FIGURE 3.1 - Relation moment-courbure théorique des spécimens.**

Afin de procéder à ces analyses, le premier chargement simulant la phase de construction était égal à 50 % de la résistance ultime de la section d'acier. Ainsi, un moment de 1110 kN-m fut appliqué au spécimen A1 et un moment de 1340 kN-m fut appliqué au spécimen A2. Tel qu'illustré à la figure 3.1, la première section mixte possède une capacité ultime égale à 5030 kN-m tandis que la seconde possède une capacité ultime de 6315 kN-m. De plus, on note que le spécimen A1 est beaucoup plus ductile que le spécimen A2. Une ductilité en courbure ($\phi_u/\phi_y$) de 4,1 fut obtenue pour la poutre A1 et de 1,3 pour la poutre A2. Le critère de ductilité proposé par Fournier semble ainsi adéquat.

Les figures 3.2 et 3.3 illustrent la variation de trois contraintes pour les deux spécimens. La première contrainte s'exerce à la jonction aile comprimée - âme ($\sigma_a$ ). Cet endroit est critique puisque c'est la section où se produit la contrainte de compression maximale dans l'âme. On notera que tel est le cas puisque la présence des contraintes résiduelles est négligée. C'est donc en cet endroit que l'on doit surveiller les contraintes critiques de voilement. La seconde contrainte illustrée est la contrainte critique de voilement élastique ($\sigma_{cre}$). Celle-ci est calculée à l'aide de l'équation 2.2. Sa valeur varie en fonction de la profondeur de l'axe neutre et des coefficients de voilement k. Le coefficient k est de 23,9 pour le chargement de la section d'acier, ce qui correspond à faire l'hypothèse que les rives non chargées sont simplement supportées, tandis qu'il est égal à 31,75 lors du chargement de la section mixte, ce qui correspond à la moyenne entre k=23,9 et k=39,6 (rives non chargées parfaitement encastrées). Finalement, la dernière contrainte illustrée est la contrainte critique de voilement inélastique ($\sigma_{cri}$) calculée à l'aide de l'équation 2.6.

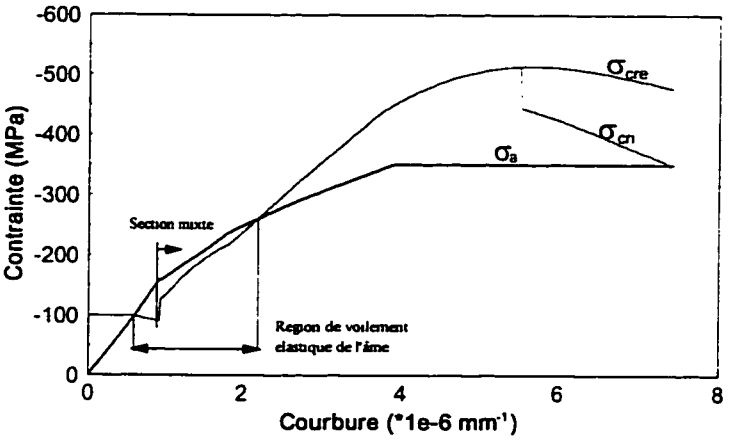



**FIGURE 3.2 - Variation des contraintes du spécimen A1.**

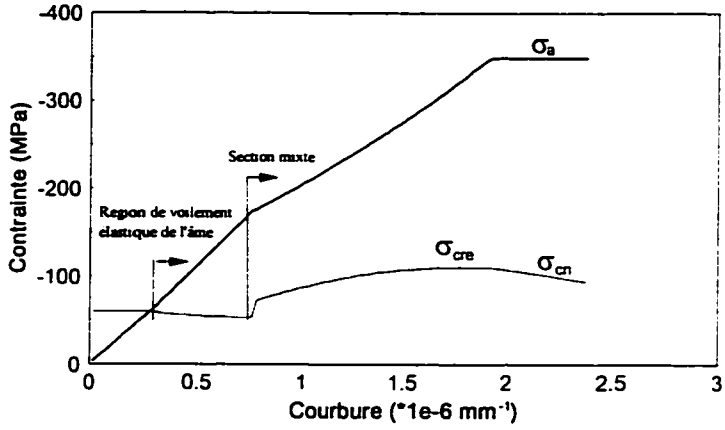



**FIGURE 3.3 - Variation des contraintes du spécimen A2.**

Il est important de se rappeler qu'il se produit un voilement élastique de l'âme lorsque la contrainte $\sigma_a$ excède $\sigma_{cre}$. On note donc qu'il se produit un voilement élastique de l'âme lors du chargement de la section d'acier seul dans les deux spécimens. Le voilement de l'âme entraîne une baisse de l'axe neutre et par conséquent, une diminution des contraintes critiques. Lors du début de l'action composite, il se produit une cassure dans la courbe représentant les contraintes critiques due au changement du coefficient de voilement (k).

De plus, il se produit un voilement inélastique lorsque la contrainte $\sigma_a$ atteint $\sigma_{cri}$ combinée avec une plastification de l'âme comprimée. Ce phénomène s'observe sur la figure 3.2. En effet, on note un décrochement entre les valeurs des contraintes critiques pour une courbure d'environ $5{,}5 \times 10^{-6}$ $mm^{-1}$. Ceci signifie qu'il y a eu plastification de l'âme à ce stade de chargement. Le saut brusque de la contrainte critique de voilement inélastique s'explique comme suit. Le critère de plastification de l'âme inclut l'effet d'une contrainte résiduelle. Toutefois, la contrainte $\sigma_{cri}$ se calcule avec la profondeur d'âme plastifiée ($D_p$) et celle comprimée ($D_c$) sans tenir compte des contraintes résiduelles. Ainsi lorsque le critère de plastification est satisfait, il y a déjà plastification des régions où les contraintes résiduelles sont supposées égales à zéro et donc une valeur de $D_p$ non-nulle. Normalement si l'on tient compte des contraintes résiduelles sur toute la section, il n'y aurait pas de saut brusque.

Selon les analyses préliminaires le spécimen A1 subirait une rupture par voilement inélastique de l'âme. Toutefois, on doit noter que l'amorce de $\sigma_{cri}$ dépend du patron de contraintes résiduelles imposé.

Par ailleurs, les analyses prédisent qu'il y aurait eu rupture par voilement inélastique de l'âme pour le spécimen A2. Toutefois, la rupture est prématurée puisque le chargement de la section mixte n'a pas fait en sorte que l'axe neutre soit à une position telle que la contrainte $\sigma_{cri}$ soit supérieure à $\sigma_a$ lors de la plastification de l'âme comprimée. Les deux contraintes critiques demeurent égales tout au long du chargement car il n'y avait pas de plastification de la fibre supérieure de l'âme avant la rupture.

La dernière donnée nécessaire à l'analyse préliminaire concerne la variation de la position de l'axe neutre au cours du chargement. Ceci est important afin de disposer les jauges électriques de déformations de manière efficace en d'évitant de les poser où les déformations longitudinales sont trop faibles. La figure 3.4 illustre la variation de l'axe neutre en fonction du chargement pour les deux spécimens. La position 0 mm correspond à la jonction de l'aile tendue et de l'âme.

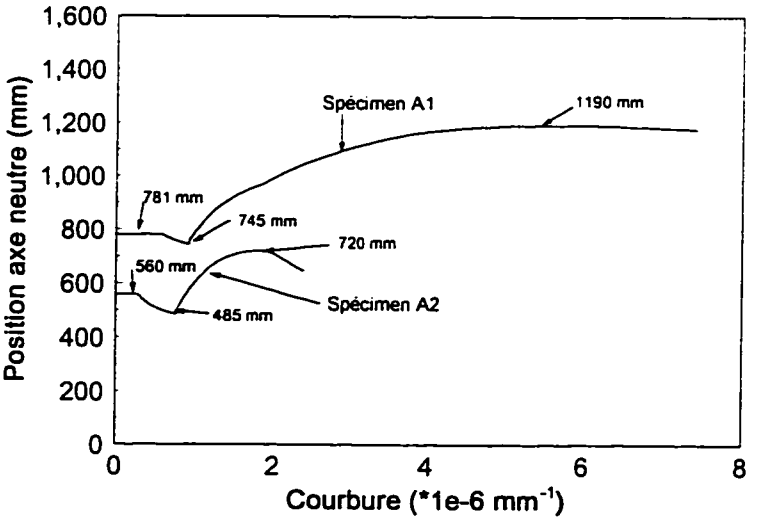



**FIGURE 3.4 - Position théorique de l'axe neutre.**

Il y a trois étapes distinctes dans la variation de la position de l'axe neutre. Tout d'abord, une partie constante qui correspond au comportement élastique de la section d'acier. Ensuite, il y a une baisse de l'axe neutre due au voilement élastique de l'âme. Finalement, il y a une remontée de l'axe neutre causée par le début de l'action composite. On note la similarité entre l'allure de la courbe de la position de l'axe neutre et celle des contraintes critiques de voilement. Ceci s'explique par le fait que les contraintes critiques sont proportionnelles à la valeur de $D_c$. De plus, on note que le spécimen A2 possède une plus grande portion d'âme comprimée que le spécimen A1. Le phénomène de voilement de l'âme devrait donc être plus apparent lors de l'essai de la seconde poutre mixte. Toutefois, tel que constaté à la figure 3.1, la rupture surviendra tôt dans le chargement.

À la lumière des analyses préliminaires, le choix des spécimens semble adéquat. Le spécimen A1 possède un comportement ductile tandis que le spécimen A2 subit une rupture prématurée avec une grande portion d'âme comprimée. Ces analyses représentent le comportement théorique initial puisqu'elles sont fonction des propriétés mécaniques nominales et non des valeurs réelles des matériaux.

### 3.1.3 Mode de chargement

Tel qu'illustré à la figure 3.5, le chargement des spécimens s'effectua en appliquant une charge P à 4572 mm des extrémités de la poutre, ces dernières servant d'appuis ( voir section 3.3.2 pour plus amples détails sur le système de chargement). Le mode de chargement utilisé lors de l'essai engendre donc un effort de flexion positif constant au centre de la poutre. C'est en cet endroit que la section mixte sera testée conformément aux objectifs de ce projet.

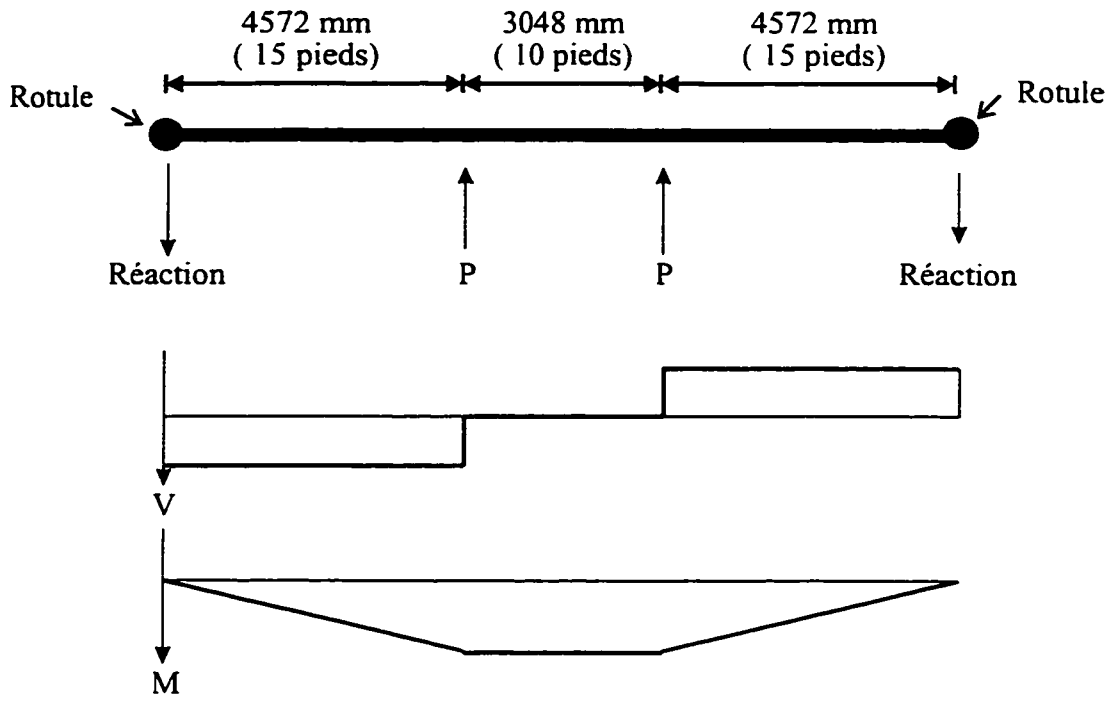



**FIGURE 3.5 - Schéma de chargement simplifié.**

De plus, puisque la profondeur totale de la poutre est d'environ 1750 mm, la poutre a dû être testée à l'envers, c'est-à-dire que la dalle de béton et l'aile comprimée se trouvaient du côté inférieur. Ce montage facilite la mise en place du béton frais et permet d'appliquer la charge de façon plus sécuritaire. En effet, la hauteur du spécimen fait en sorte que l'on ne pouvait pas utiliser les poutres de transfert du cadre de réaction du laboratoire. Pour charger de manière conventionnelle, il aurait fallu se fabriquer un cadre de réaction particulier. En effectuant un bon vibrage lors de la coulée, on a évité d'avoir des cavités d'air entre le béton et la semelle comprimée.

### 3.1.4 Interaction flexion-cisaillement

Les endroits critiques pour l'interaction flexion-cisaillement se situent près des points de chargement du côté de l'effort de réaction. On retrouve en effet dans ces sections un grand effort tranchant ainsi qu'un moment fléchissant important. La norme S16.1 donne l'équation suivante pour l'interaction flexion-cisaillement :

$$0{,}727\frac{M_f}{M'_r}+0{,}455\frac{V_f}{V_r}\leq 1{,}0 \qquad [3.1]$$

Ces sections sont donc des endroits critiques de rupture. Cependant, la rupture doit être localisée dans la section centrale de la poutre afin d'évaluer la capacité flexionnelle ultime en moment positif. Lors de la conception, il a été constaté que le rapport $M_f / M'_r$ devrait atteindre et excéder 1,0 lors de l'essai (voir figure 3.6). Ainsi, il devenait impossible de disposer les raidisseurs de façon telle à répondre à l'équation d'interaction. Il a donc fallu augmenter la capacité en flexion des tronçons d'extrémités.

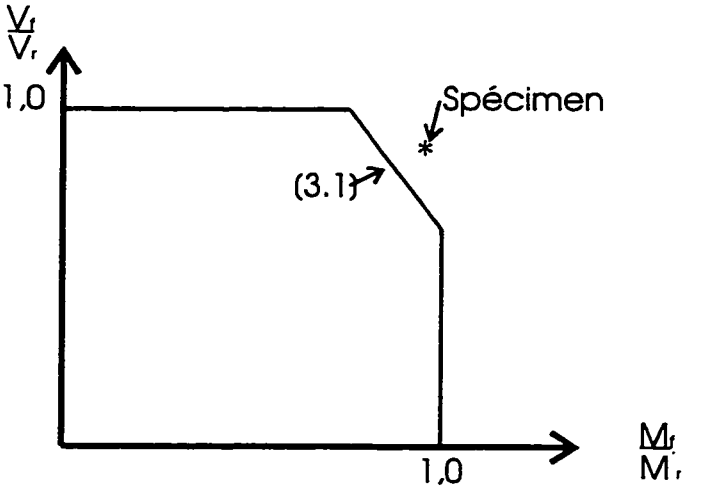



**FIGURE 3.6 - Courbe d'interaction flexion-cisaillement.**

Une manière efficace de pallier à ce problème est d'augmenter l'aire de l'aile en tension. Deux solutions furent envisagées. La première solution consistait à élargir l'aile tendue au niveau des extrémités. Ainsi, on aurait obtenu une aile tendue avec l'allure suivante:

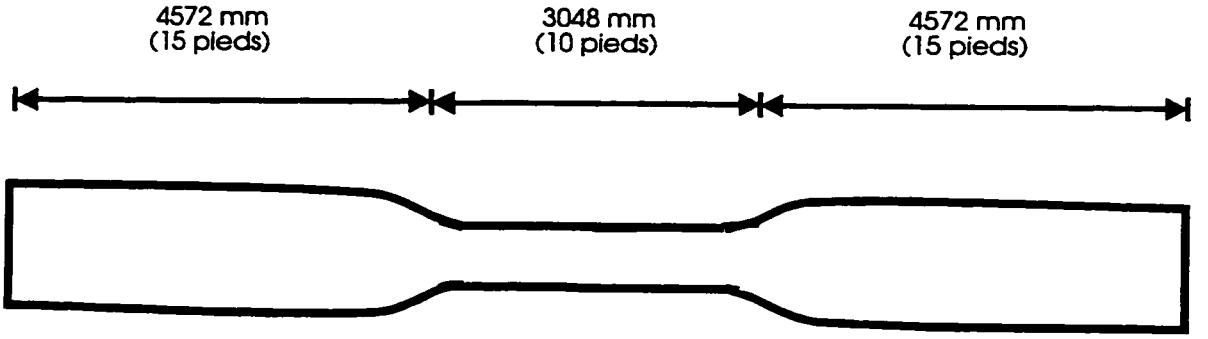



**FIGURE 3.7 - Élargissement de l'aile tendue.**

La seconde solution consiste à ajouter des barres de précontrainte au niveau de l'aile tendue permettant ainsi d'augmenter l'aire d'acier en traction. Ce système est bénéfique à deux points de vue car on peut appliquer une précontrainte initiale alors que les barres contribuent de façon passive au cours du chargement. La figure 3.8 illustre ce système.

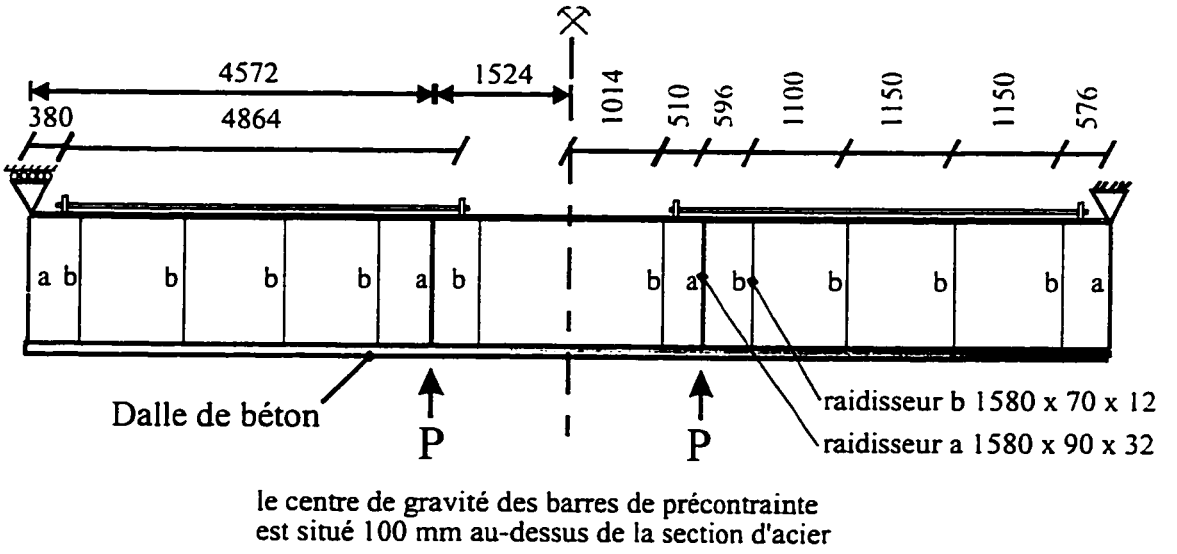



**FIGURE 3.8 - Disposition des raidisseurs et utilisation de barres de précontrainte.**



**FIGURE 3.9 - Spécimen avec barres de précontrainte.**

La dernière solution fut retenue pour plusieurs raisons. Tout d'abord, une coupe particulière de la semelle nécessite un temps de fabrication plus long ainsi qu'un équipement plus spécialisé. Ensuite, le patron de contraintes résiduelles au centre de la poutre ne serait plus le même que celui de la zone de mesure située à l'extrémité de la poutre (voir section 3.2). Finalement, l'utilisation des barres de précontrainte permet une plus grande flexibilité. Le fait de pouvoir varier la précontrainte initiale permet un ajustement du renforcement en fonction des propriétés mécaniques réelles et non nominales des matériaux. Une discrétisation de la poutre en éléments finis, à l'aide du logiciel SAP-90, fut effectuée afin de connaître la précontrainte nécessaire. À la lumière de ces analyses, deux barres Dywidag M35 furent nécessaires à chacune des extrémités ($A_{tot}$ = 1820 mm$^2$). Une précontrainte de 370 kN par barre est nécessaire pour le spécimen A1 et de 50 kN par barre pour le spécimen A2.

### 3.1.5 Dimensionnement final des spécimens

Les dimensions des plaques principales (ailes et âme) ont été définies à la section 3.1.1. Afin de relier la dalle de béton à la section d'acier, des goujons d'une hauteur de 100 mm et ayant un diamètre de 22 mm furent utilisés. Les normes sur les ponts exigent une action composite totale pour les poutres mixtes. Pour les dimensions de dalle de béton utilisée lors des essais, un total de 80 goujons a été nécessaire pour développer l'action composite totale. Ces connecteurs ont été disposés dans les zones où il y a variation du moment fléchissant sur deux rangées. Dans la zone de moment constant, 12 goujons ont été utilisés sur deux rangées.

Une soudure continue avec une électrode de type E480XX de 8 mm de diamètre fut effectuée pour relier les plaques. Les soudures reliant les plaques principales ont été faites selon la méthode du soudage sous flux (SAW) tandis que les autres ont été effectuées selon la méthode traditionnelle de l'électrode enrobée (SMAW). L'annexe A contient les dessins d'atelier pour les deux poutres d'acier. En consultant ces dessins, on note que les spécimens ont une longueur totale de 15 800 mm (environ 52 pieds) alors que les spécimens avaient une portée de 12 192 mm (40 pieds). L'excédent sera nécessaire afin de mesurer les contraintes résiduelles tel que décrit à la section 3.2.

### 3.1.6 Propriétés du béton

Deux barres M10 ont été utilisées comme armature longitudinale tandis que 60 barres M10 furent utilisées pour l'armature transversale. Les barres longitudinales ont été disposées à 50 mm de part et d'autre de la ligne de centre de la poutre et à une distance de 85 mm de l'aile comprimée. Pour ce qui est de l'acier transversal, l'espacement était de 200 mm dans les régions avec un effort tranchant constant et de 305 mm pour les régions où l'effort tranchant est nul. Les barres d'armature transversales étaient situées à mi-profondeur de la dalle de béton.

Plusieurs échantillons ont été effectués afin d'obtenir un mélange ayant une résistance adéquate dans un délai relativement court. De plus, la résistance devait demeurer stable pour un laps de temps d'environ 2 jours. Ce délai représente le temps estimé pour un essai. On a donc utilisé un ciment Portland de type 30. Le rapport eau-ciment (E/C) a été de 0,73 pour le premier spécimen et de 0,70 pour le second. L'ajout de 10 kg/m$^3$ de ciment fut nécessaire pour le spécimen A2 car il fallait une résistance optimale dans un délai un peu plus court. Par ailleurs, un superplastifiant (WRDA-19) a été utilisé afin d'augmenter la fluidité du mélange pour favoriser la mise en place du béton frais compte tenu de l'espace restreint de manoeuvre. En effet, le béton frais était mis d'un côté du spécimen et la fluidité du mélange devait faire en sorte que le béton se distribue de l'autre côté de la section d'acier. La dimension maximale des agrégats était de 20 mm. Le tableau 3.2 présente le mélange utilisé pour chacun des spécimens.

**TABLEAU 3.2 - Mélange de béton.**

| Ingrédient | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|
| **Ciment (kg/m$^3$)** | 220 | 230 |
| **Eau (kg/m$^3$)** | 160 | 160 |
| **Sable (kg/m$^3$)** | 930 | 930 |
| **Pierre $\phi$=20 mm (kg/m$^3$)** | 1060 | 1060 |
| **Superplastifiant (ml/kg)** | 180 | 180 |

Le volume de béton requis était de 1,5 m$^3$. Ainsi, 15 gâchées de 0,1 m$^3$ ont été nécessaires. De plus, six cylindres furent pris afin de mesurer la résistance en compression du béton ainsi qu'un essai pour mesurer la courbe contrainte-déformation du béton. Au cours de la coulée, des tests étaient effectués sur le béton frais. Les mesures concernant l'affaissement, le pourcentage d'air ainsi que le poids unitaire ont été effectuées. Toutes ces mesures ont été faites selon la norme ASTM C 192-90a

(ASTM, 1993). Le tableau 3.3 indique les résultats obtenus. On constate que les caractéristiques des deux mélanges sont sensiblement identiques.

**TABLEAU 3.3 - Caractéristiques du béton frais**

| | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|
| **Affaissement (mm)** | 215 | 200 |
| **Air (%)** | 1,6 | 1,2 |
| **Poids unitaire (kg/m$^3$)** | 2373 | 2402 |

Après la coulée, le béton était maintenu humide pendant 48 heures à l'aide d'une toile de jute imbibée d'eau. Ensuite, il y a eu décoffrage de la dalle de béton.

## 3.2 MÉTHODES DE MESURE DES DÉFORMATIONS RÉSIDUELLES

Tel que mentionné dans les objectifs de recherche, les contraintes résiduelles sont un point important dans ce projet et c'est pourquoi une attention particulière fut portée afin d'examiner les diverses méthodes avant de retenir celle qui convenait le mieux à nos objectifs.

Il existe trois types de techniques de mesure: les méthodes non-destructives, les méthodes semi-destructives et la méthode de sectionnement. Parmi les techniques de type non-destructives, on retrouve les méthodes par rayons-X, par ultrasons ainsi que celle de l'indentation (Roy et al., 1994). Les deux premières utilisent le principe de la variation de diffraction dans les maillages atomiques. Elles sont donc basées sur des notions de physique atomique. La méthode par indentation est plutôt basée sur des principes de physique mécanique dans laquelle on mesure la variation de dureté de l'acier avec un indenteur de type Knoop. Il a été démontré (Oppel, 1964) que la dureté d'un métal dépend de son état de contrainte. De plus, tout indique qu'il existe une

relation linéaire, pour le domaine élastique, entre le changement de dureté et le champ de contraintes. Les méthodes non-destructives sont très pratiques puisque le procédé de mesure n'altère pas le matériau. Cependant, leur utilisation en pratique demeure marginale dû à un manque de recherche.

Les techniques de type semi-destructive sont la méthode de Gunnert, la méthode de trépanation ainsi que la méthode de la laque fragile (brittle-lacquer) (Roy et al., 1994). La première méthode consiste à percer deux petits trous (dia=1,6 @ 3,2 mm) servant de guide pour l'appareil de mesure (Whittemore). Ensuite, on perce un troisième trou centré par rapport aux deux précédents. On effectue une nouvelle mesure et la variation entre les lectures donne les déformations engendrées par les contraintes résiduelles. En effet, le perçage libère le matériau de ses contraintes internes. Au lieu d'effectuer les deux trous guide, on peut utiliser une rosette électrique et percer en son centre. La seconde méthode, celle de trépanation, est aussi une méthode par perçage. La différence provient du patron de perçage. Au lieu de percer un trou au centre, on perce tout autour de la rosette. L'avantage de ces deux premières méthodes est que l'on peut obtenir la distribution de contraintes en fonction de l'épaisseur de la plaque. De plus, la contrainte est calculée en un point précis. L'utilisation de ces méthodes est peu justifiable pour de l'acier de charpente mais peut être très utile pour des domaines de pointe tels que l'aéronautique. En effet, le coût associé à l'utilisation de ces méthodes est élevé à cause de l'instrumentation nécessaire et de plus, elles sont un peu trop précises pour les besoins de cette étude. Pour ce qui est de la méthode de la laque fragile, il suffit d'appliquer une laque sur l'échantillon et de percer des trous autour de la région étudiée. Lors de la libération des contraintes, il y aura fissuration de la laque. À l'aide d'une charte, on peut évaluer l'état de contraintes en identifiant le patron de fissuration. Bien que très qualitative, cette méthode est pratique due à sa simplicité et à la diversité de matériau que l'on peut étudier.

En dernier lieu, il y a la technique de sectionnement qui est de type destructive. Cette technique fut développée par Kalakoutsky en 1888. La méthode est basée sur le principe que les contraintes internes sont libérées en découpant la section d'acier en plusieurs bandes étroites. La distribution des contraintes peut être déterminée avec une précision raisonnable en mesurant la variation de longueur de chaque bande et en appliquant la loi de Hooke. Deux hypothèses doivent toutefois être formulées. Tout d'abord, on assume que les contraintes transversales sont négligeables. Ensuite, on suppose que la méthode de coupe n'engendre pas de contraintes supplémentaires. Une coupe effectuée à l'aide d'un banc de scie avec liquide refroidissant répond à ce critère. Une étude antérieure (Tebedge et al., 1973) a conclu que la méthode de sectionnement est efficace, économique et précise pour les mesures de contraintes résiduelles dans des pièces structurales où les contraintes longitudinales sont importantes. Pour obtenir une précision raisonnable dans les résultats, les auteurs mentionnent qu'il faut apporter une attention particulière à la préparation des spécimens. C'est cette technique qui fut choisie dans ce projet afin de mesurer les contraintes résiduelles des spécimens.

La présence d'une extrémité libre perturbe le patron de contraintes résiduelles. Afin d'annuler l'effet de bout, Tebedge et al. (1973) suggèrent de mesurer les contraintes à une distance de l'extrémité libre égale à 1,5 @ 2 fois la profondeur de l'âme de la poutre (d). On mentionne de plus que, théoriquement, une distance égale à la profondeur de la poutre serait suffisante. Cette distance fut d'ailleurs observée lors des analyses par éléments finis à l'aide du logiciel SAP-90. On obtient une distribution uniforme du patron de contraintes résiduelles à une distance variant entre 1,0 et 1,3 d. Tel qu'indiqué à la figure 3.10, la ligne de centre des bandes de mesure a été positionnée à une distance de 3200 mm (2d) de l'extrémité de la poutre.

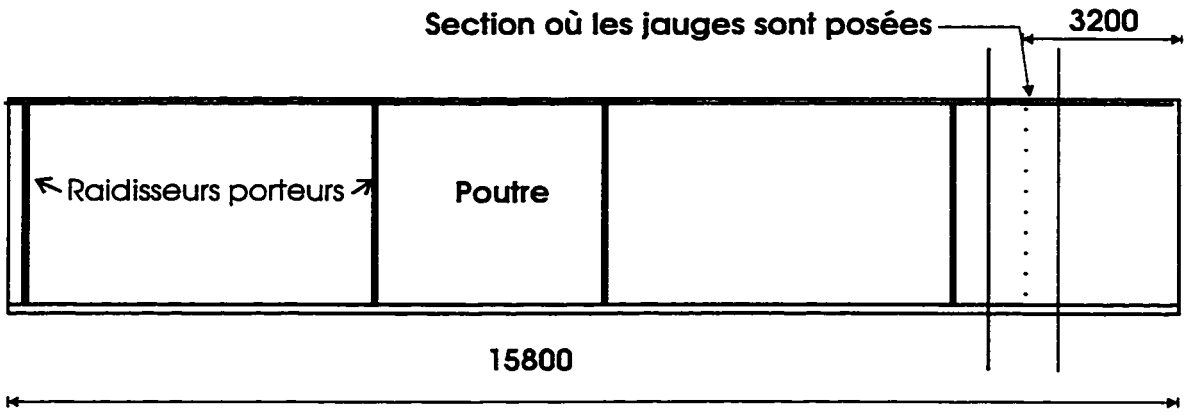



**FIGURE 3.10 - Localisation longitudinale de la mesure des contraintes résiduelles.**

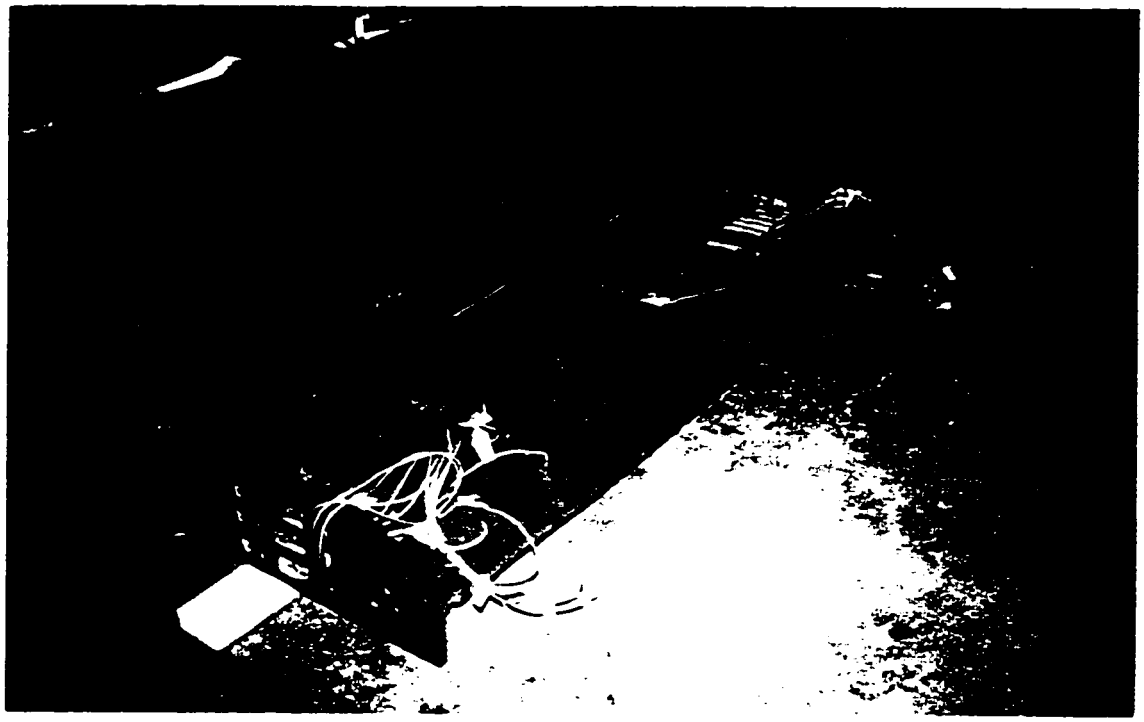


**FIGURE 3.11 - Points de mesure des contraintes résiduelles sur la section d'acier.**

Dans le cadre de ce projet, deux systèmes de mesure ont été utilisés. Tout d'abord, des repères mécaniques de type Demec ont été posés à une distance de 150 mm (75 mm de part et d'autre de la ligne de centre) sur la section entière. Toutefois, il semblerait préférable d'utiliser un Demec de 250 mm (SSRC Task Group, septembre

1981) afin d'améliorer la précision qui est d'environ 6,5με pour un appareil de 250 mm alors qu'elle est de 11με pour l'appareil de 150 mm.

Par ailleurs, des jauges électriques ont été posées sur les ailes et d'un côté de l'âme afin de valider les lectures obtenues des points Demec. Les jauges sont situées directement sur la ligne de centre. Les jauges électriques utilisées étaient de type soudable. Ces jauges ont comme avantage d'être de plus petite dimension et requièrent moins de correction. Cependant, deux problèmes se posent: la protection des jauges et la coupe des fils. On doit les protéger adéquatement durant l'étape de coupe et on doit s'assurer d'obtenir la même lecture du zéro si les fils doivent être débranchés. Pour quantifier l'effet de la coupe des fils, un essai préliminaire a été réalisé. Un écart maximal de lecture de zéro se situait à environ 6 micro-déformations, ce qui a été jugé acceptable.

Un total de 20 jauges et 60 points Demec furent posés sur chacune des poutres afin de mesurer les contraintes résiduelles (voir figure 3.11). Pour les bandes de mesure situées sur l'âme, il y avait une paire de repères mécaniques sur chacun des côtés de l'âme tandis que celles sur les ailes n'ont qu'une seule paire de repères mécaniques située du côté de la jauge. Il y avait donc un total de 20 bandes de mesure (10 sur l'âme et 10 sur les ailes) pour chacun des spécimens. La figure 3.12 illustre l'emplacement des points de mesure sur une section transversale de la poutre. On note qu'il y a concentration des points de mesure dans la région comprimée de l'âme, où l'on prévoyait le phénomène de voilement.

La préparation de la surface où a lieu le collage des repères mécaniques doit être faite avec minutie. En effet, il faut s'assurer d'avoir un lien résistant entre les instruments de mesure et la section d'acier. Les surfaces d'application doivent être sablées afin d'enlever la calamine. De plus, on doit nettoyer les repères mécaniques ainsi que la surface d'application avec de l'acétone et un dégraisseur. Les repères furent collés à l'aide d'un époxy à prise rapide.

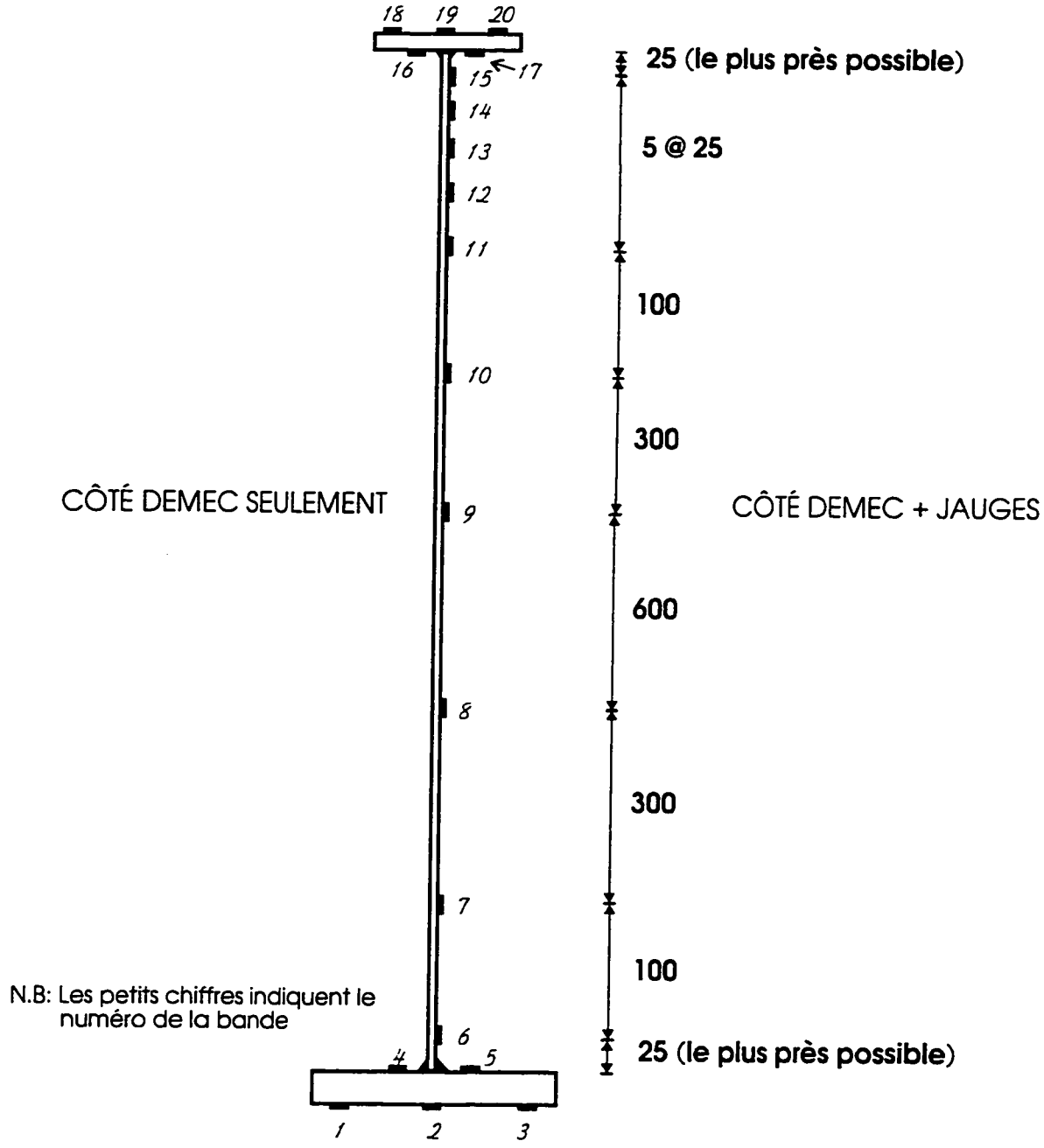



**FIGURE 3.12 - Emplacement des points de mesure de contraintes résiduelles.**

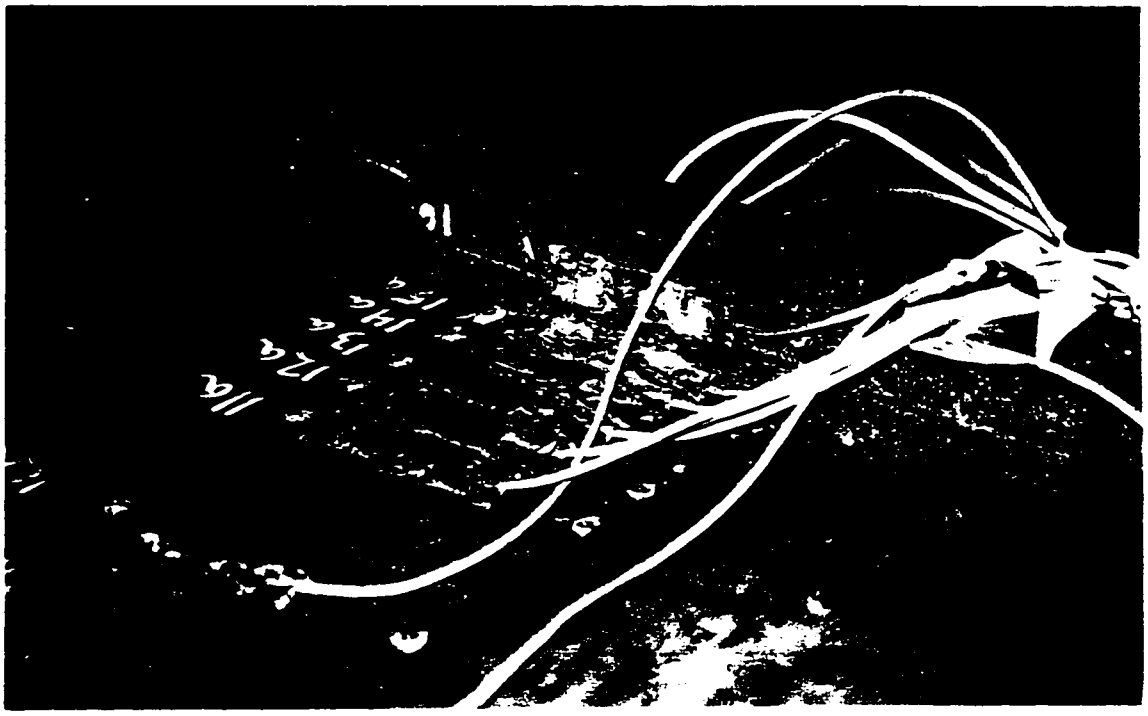


**FIGURE 3.13 - Section d'acier instrumentée pour mesure des contraintes résiduelles.**

Une attention particulière doit être portée aux mesures initiales car ces dernières ne peuvent pas être reprises après que le spécimen a été découpé. Il est très important d'identifier soigneusement chacune des bandes de mesure afin de retrouver leur emplacement initial sur la poutre. On doit indiquer pour chaque bande, un numéro d'identification ainsi que le facteur de jauge si nécessaire. Un second point important concerne l'effet thermique. En effet, il faut tenir compte de la dilatation thermique des bandes de mesure ainsi que des instruments de mesure. Pour la lecture des repères mécaniques, on utilise la barre d'échantillonnage comme référence de température. Pour les jauges, on doit poser une jauge témoin sur une plaque d'acier. Cette dernière devra être déposée sur le spécimen et la mesure de la jauge servira de lecture témoin. Par ailleurs, on doit mesurer certaines coordonnées afin d'effectuer des corrections pour les lectures des repères mécaniques. En fait, l'appareil Demec mesure la corde et non la

déformée. Tel qu'illustré à la figure 3.14, il se produit une courbure dans le plan et hors du plan pour chaque bande de mesure.

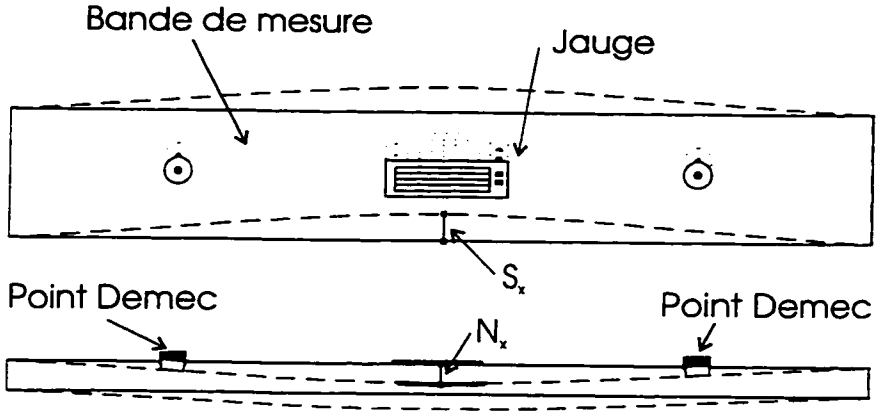



**FIGURE 3.14 - Corrections des mesures de points Demec.**

Le facteur de correction, λ, pour chacune des courbures est la suivante :

$$\lambda_n \text{ ou } \lambda_s = \frac{8\ \delta^2}{3\ L_g}$$
$$\text{où } \delta = (S_f - S_i) \text{ ou } (N_f - N_i) \qquad [3.2]$$
$$L_g = \textit{longueur de mesure}$$

Dans ce projet, on a admis que la courbure initiale dans le plan des bandes ($S_i$) est nulle (SSRC Task Group, septembre 1981). De plus, il y a une correction due à un mauvais alignement de l'appareil dans les repères mécaniques. L'équation de correction est la suivante :

$$\lambda_h = \frac{4\ d\ \delta}{L_g} \tan\frac{\alpha}{2} \qquad [3.3]$$

où: α : angle de l'appareil de mesure

d : diamètre du trou du repère mécanique

Si on prend une lecture des deux côtés de la bande de mesure, on peut négliger les corrections $\lambda_n$ et $\lambda_h$. Les coefficients $\lambda$ sont des termes que l'on doit ajouter aux valeurs mesurées.

Comme lecture initiale, on doit prendre la mesure des repères mécaniques, des jauges ainsi que des courbures hors plan ($N_i$) pour les bandes situées dans les ailes. Pour les repères mécaniques, on prend trois mesures afin de s'assurer de la précision. De plus, on prend une lecture de la barre de référence pour chaque bande de mesure. Pour les jauges, il est très important de fixer le facteur de précalibration à une valeur constante pour toutes les mesures, 5000 dans notre cas. Tout d'abord, on prend une mesure de la jauge témoin. Celle-ci est nécessaire afin de corriger la variation entre les lectures initiales et finales due à la variation de température. Ensuite, on prend une lecture de la jauge concernée.

Initialement, une coupe préliminaire fut effectuée afin de libérer le spécimen de la partie excédentaire. Une tranche de 610 mm fut coupée à l'aide du chalumeau. La coupe transversale finale a été effectuée à l'aide d'une scie refroidie à l'air. Pour ce qui est de la coupe longitudinale, elle s'est faite à l'aide d'un banc de scie avec liquide refroidissant. La longueur minimale de la bande de mesure est la suivante (SSRC Task Group, septembre 1981):

$$L_{min} = 3 * e + L_g + 50\,mm \qquad [3.4]$$

où: e : épaisseur de la plaque

$L_g$ : 150 mm

Puisque la plaque la plus épaisse utilisée est de 32 mm, la longueur minimale pour ces bandes de mesure est de 296 mm. Afin d'uniformiser le processus, toutes les bandes ont été coupées avec une longueur de 305 mm (12 pouces). Pour ce qui est de la largeur des bandes, le SSRC Task Group dit qu'elle doit être basée sur le gradient de contraintes estimé ainsi que la précision des mesures requises. Une largeur de 20 mm a été choisie correspondant au double de la largeur d'une jauge.

Après les opérations de coupe, on obtient 20 bandes d'environ 305 x 20 mm. On utilise le même procédé de mesure que lors de la prise des lectures initiales. Il est à noter que la différence entre les lectures finales et initiales donne l'inverse, selon la convention classique, de l'état de contrainte interne. Ainsi une différence positive indique une contrainte résiduelle de compression et vice-versa.

## 3.3 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Les essais eurent lieu au Laboratoire de structure de l'École Polytechique de Montréal. La dalle d'essai et le cadre de réaction du laboratoire furent utilisés pour effectuer le montage. Tel que mentionné à la section 3.1.2, la poutre fut installée à l'envers, la dalle de béton vers le bas. Le montage expérimental se divise en trois parties: le système de précontrainte, le système de chargement et finalement, le dispositif d'appui et de contreventement.

### 3.3.1 Système de précontrainte

Tel que mentionné à la section 3.1.3, il fut nécessaire d'ajouter ce système afin d'éviter une plastification prématurée de l'âme dans les panneaux adjacents aux points de chargement due à l'action combinée du moment fléchissant et de l'effort tranchant. L'ajout de ce système a été fait sur l'aile tendue de façon à limiter la contrainte longitudinale de flexion dans l'âme. La figure 3.15 illustre le système de précontrainte avec son dispositif de boulonnage. L'extrémité active, où s'est faite la mise en tension des boulons, y est représentée. À l'autre extrémité, il y avait une cale dans l'interstice.

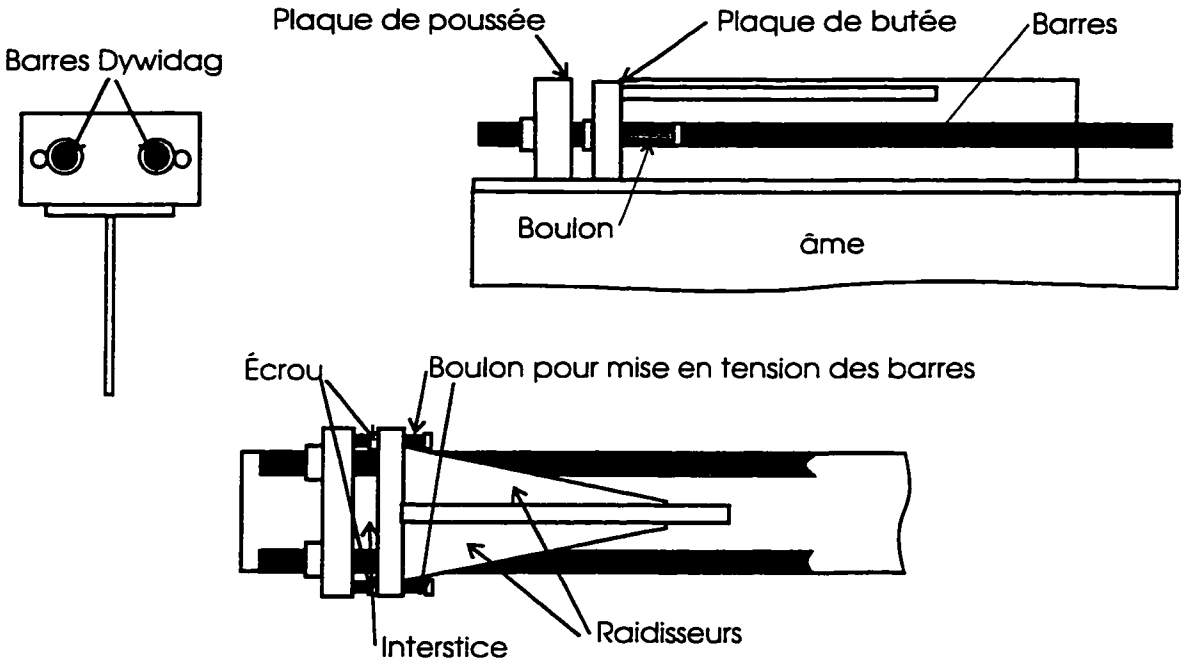



**FIGURE 3.15 - Système de précontrainte.**

Le principe de retenue est identique aux deux extrémités des barres. La mise en précontrainte a été effectuée à l'aide de boulons. Un écrou était soudé sur la plaque de butée dans l'interstice entre les plaques de butée et de poussée. La soudure était minimale car elle ne devait qu'empêcher l'écrou de tourner avant qu'il y ait une compression raisonnable dans le boulon. En serrant le boulon, la plaque de poussée reculait et permettait donc d'allonger les barres. Des tiges filetées à haute-résistance d'un diamètre de 28 mm (1 1/8") et d'une longueur de 152 mm (6") ont servi de boulons, auxquelles un écrou a été soudé pour agir comme tête de boulon. Le serrage fut effectué à l'aide d'un boulonneur pneumatique. Du bi-sulfure de molybdène a été utilisé comme lubrifiant afin de faciliter les contacts acier-acier sur la plaque de butée. Un serrage progressif alternant la mise en tension de chacune des barres a été effectué pour avoir une précontrainte uniforme. Le serrage s'est effectué à une seule extrémité des barres, l'autre agissant de manière passive au moyen d'une cale insérée dans l'interstice

entre les deux plaques. Par mesure de sécurité, à la fin de la mise en tension, il valait mieux retirer la précontrainte avec les boulons situés à l'autre extrémité car les boulons situés à l'extrémité de mise en tension initiale avaient été grandement sollicités.

Afin de mesurer la traction, chaque barre avait été instrumentée avec deux jauges électriques. Un essai antérieur avait permis de déterminer que le module d'élasticité de ces barres était de 212 GPa. Avec ces données, on a pu suivre l'évolution de l'état de contrainte dans les barres. Par contre, la précontrainte des barres était un processus itératif à cause de la perte de précontrainte subie lors du blocage du dispositif d'ancrage. Lorsque la précontrainte désirée était atteinte, on plaçait des cales dans l'interstice entre les plaques et on relâchait la tension dans les boulons. On vérifiait alors l'état de contrainte et on reprenait la même procédure jusqu'à ce que la précontrainte ait été atteinte après blocage. La différence entre les lectures, avant et après blocage, s'explique par les déformations des cales. Lors de l'essai du spécimen A1, une perte de précontrainte d'environ 10 % a été observée lors du calage. Il est très important de relâcher la tension dans les boulons afin que toute la précontrainte s'applique seulement sur les cales lors de chargement de la poutre.

### 3.3.2 Système de chargement

La mise en charge de la poutre fut effectuée à l'aide de quatre vérins hydrauliques d'une capacité de 980 kN chacun (100 tonnes). Puisque l'on charge avec des paires de vérins, la charge maximale disponible est de 1960 kN par point de chargement (voir figure 3.16). La course maximale de chaque vérin est de 152 mm (6"). Les essais ont été effectués sous chargement contrôlé, et non en déplacement contrôlé, de façon à représenter les conditions réelles de chargement d'un pont.

Il y avait deux étapes de chargement: celui de la section d'acier seule et celui de la section mixte. Le chargement devait être appliqué à la section d'acier sans causer une

trop grande discontinuité dans la dalle de béton. À cette fin, un plot (plaque d'acier de 150 x 170 x 50 mm) a été soudé sur l'aile comprimée vis-à-vis des points de chargement (voir figure 3.16). Ceci permettait d'effectuer les deux étapes de chargement sans changer de montage. La discontinuité engendrée dans la dalle a été compensée par l'ajout de barres d'armature. Afin d'assurer la stabilité du plot, des raidisseurs triangulaires ont été ajoutés. De plus, des raidisseurs porteurs ont été disposés vis-à-vis des points de chargement pour permettre le transfert graduel de la charge introduite par le plot à l'âme de la poutre.

Puisque le chargement s'effectuait au centre, il fallait prévoir un dispositif permettant la rotation ainsi que la translation longitudinale de la poutre par rapport aux vérins. La première idée était un système de rouleau. Cependant, il y avait de bonnes probabilités qu'il se produise un glissement généralisé du spécimen. Ceci n'assurait donc pas un comportement stable tout au long du chargement. La meilleure solution était d'utiliser un appui de néoprène fretté. Il s'agit d'un bloc de caoutchouc auquel on ajoute des plaques d'acier parallèles qui agissent comme frettes. Sous un chargement quelconque, le néoprène s'écrase. Le bombement des côtés est diminué par la présence des frettes. De plus, la translation du bloc n'est pas entravée puisque les plaques sont parallèles au sens de l'effort. L'appui de néoprène fut fabriqué par la compagnie Z-Tech. Le tableau 3.4 indique ses caractéristiques de fabrication.

**TABLEAU 3.4 - Caractéristiques des appuis de néoprène.**

| **Propriétés** | |
|---|---|
| **Dimensions** | 600 x 450 x 125 mm |
| **Charge maximale** | 1890 kN |
| **Déplacement vertical** | $2{,}76*10^{-3}$ mm / kN |
| **Cisaillement maximal** | 235 kN |
| **Déplacement horizontal** | 0,56 mm / kN $_{\text{cisaillement}}$ |
| **Rotation maximale** | 1,3° |

Afin de transmettre l'effort des vérins à l'appui de néoprène, deux profilés en I disposés côte-à-côte ont été soudés ensemble. Le cheminement des contraintes s'effectuait dans l'âme des profilés en I et ainsi, il y avait déjà une dispersion de la charge appliquée par le vérin avant son application au bloc de néoprène. L'ajout de plusieurs plaques d'acier fut nécessaire pour permettre une dispersion des contraintes à 45°. La plaque la plus importante se situait entre le plot et le néoprène. On devait passer d'une largeur de 600 mm à 150 mm. Une simulation par éléments finis a permis de déterminer que l'ajout d'une plaque de 75 mm permettait d'uniformiser le transfert des efforts. À cause de leur poids, ces plaques furent soudées au spécimen. Le poids mort de cette plaque a été retranché de la charge fournie par les vérins car elle n'était pas retransmise au spécimen. Par ailleurs, les vérins ont été déposés sur une plaque de 25 mm et non directement sur la dalle d'essai.

Un dégagement de 20 mm a été laissé entre le plot et la dalle de béton de façon à ce que la charge soit transmise du plot à la section d'acier sans affecter la dalle de béton. De plus, lors de la coulée de la dalle de béton, une certaine quantité d'isolant rigide fut posée autour du plot pour que celui-ci gêne le moins possible le glissement à l'interface de l'acier et de la dalle de béton.

Durant l'essai, il était prévu que les deux plots se rapprocheraient dû à la flexion de la poutre. À la rupture, une déformation unitaire de 3000 $\mu\varepsilon$ était anticipée ce qui résulte en un déplacement de 4,6 mm de chaque plot. Les appuis de néoprène ont été conçus pour absorber ce mouvement et prévenir le déplacement horizontal du piston des vérins. Deux profilés HSS ont donc été disposés pour empêcher le mouvement horizontal au niveau des vérins et reprendre l'effort horizontal se développant dans les appuis de néoprène. La figure 3.16 illustre le système de chargement et les dessins d'atelier inclus à l'annexe A contiennent le détail de chacune des pièces.

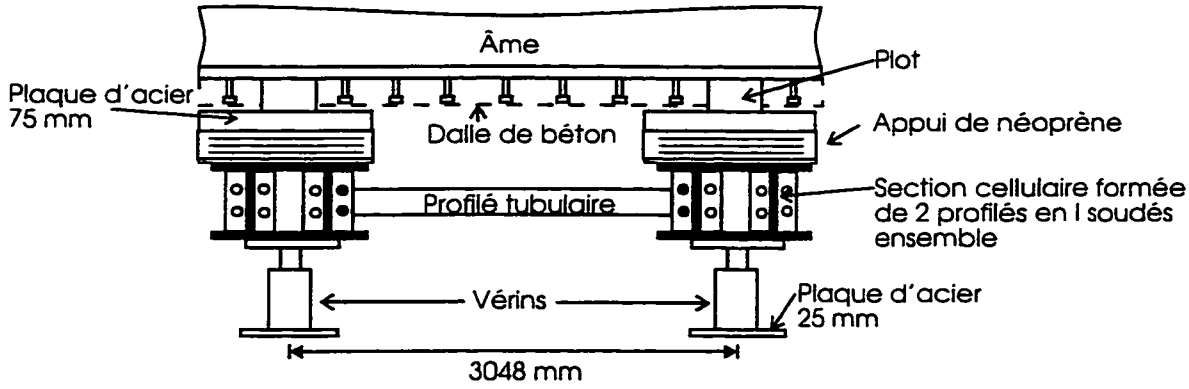



**FIGURE 3.16 - Dessin du système de chargement.**

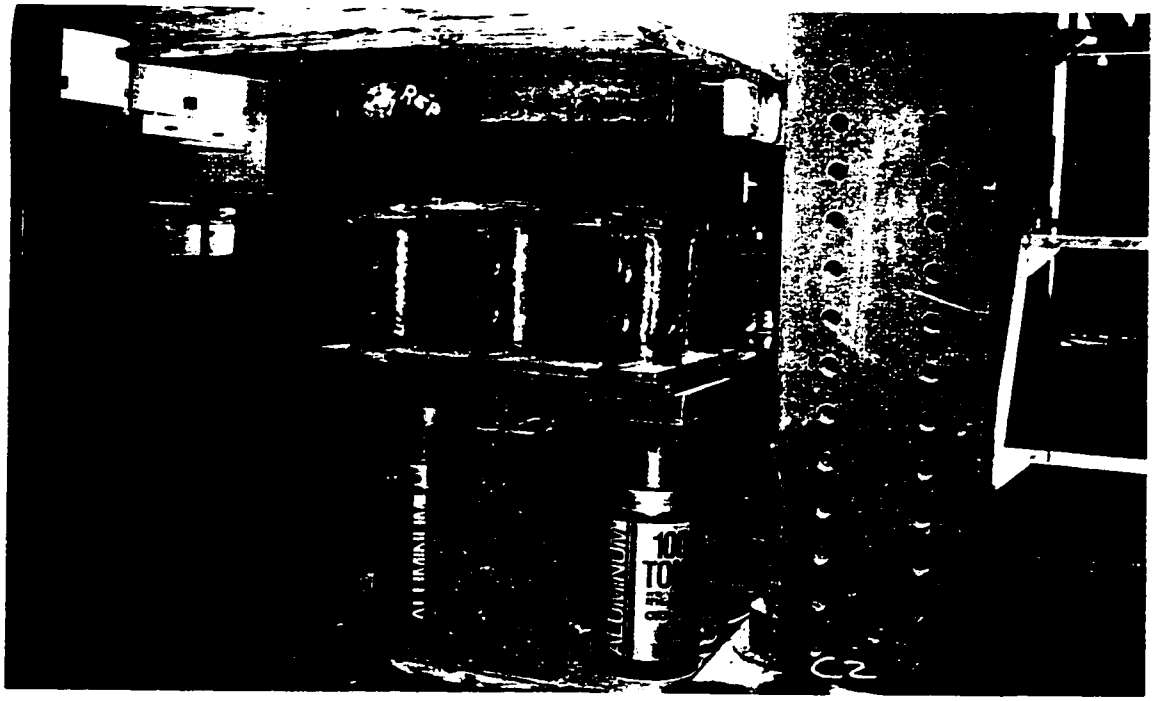


**FIGURE 3.17 - Photographie du système de chargement.**

### 3.3.3 Système d'appui et de contreventement

Aux extrémités du spécimen, on a utilisé des poutres de transfert pour assurer le cheminement des efforts du spécimen à la dalle d'essai via le cadre de réaction et les équerres mobiles disponibles au laboratoire. Du côté Est du laboratoire, le système d'appui était composé d'une colonne du cadre de réaction et d'une équerre mobile tandis

que celui du côté Ouest était composé de deux équerres mobiles (voir figure 3.18). Les spécimens étaient munis de raidisseurs aux extrémités afin de permettre le transfert graduel des efforts de l'âme aux appuis. À chacune des extrémités, quatre plaques d'acier élancées reliaient le spécimen à la poutre de transfert. Ces plaques ont été disposées du côté extérieur du raidisseur porteur afin de ne pas gêner le déplacement longitudinal et la rotation du spécimen.

Par ailleurs, des contreventements transversaux ont été placés aux extrémités ainsi qu'aux points de chargement. Les extrémités étaient contreventées des deux côtés tandis que les points de chargement ne l'étaient que d'un seul côté. Deux cornières dos-à-dos, disposées dans la partie inférieure et supérieure du spécimen, agissaient comme contreventement. La seule exception était le contreventement inférieur aux points de chargement pour lequel un profilé en C a été utilisé. Le dispositif de retenue des contreventements centraux possédait une fente verticale afin de ne pas restreindre la flèche du spécimen. Les profilés en C étaient fixés au dispositif de retenue à l'aide de deux boulons. La présence de deux boulons donnait une certaine rigidité au contreventement et l'empêchait de se coincer dans la fente verticale. De plus, de la graisse a été ajoutée afin minimiser la friction. Toutefois, le contreventement supérieur situé aux points de chargement n'était fixé qu'avec un seul boulon de sorte qu'une équerre a dû être ajoutée afin de rigidifier le contreventement pour éviter que celui-ci ne se coince au cours du chargement. L'angle d'inclinaison de l'équerre était d'un peu plus de 45° pour faciliter le coulissage. Au cours de l'essai, nous avons pu bouger facilement les contreventements à l'aide d'une tige métallique signifiant que les contreventements ne s'étaient pas coincés dans la fente verticale. Les deux figures suivantes illustrent les systèmes d'appui et de contreventement.

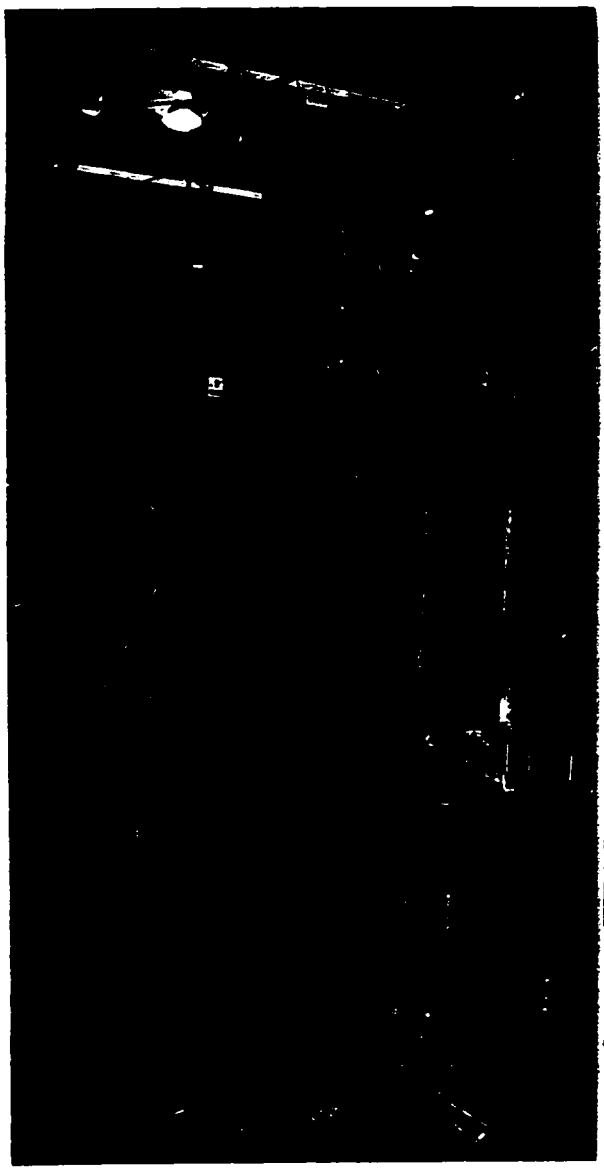


**FIGURE 3.18 - Système de contreventement.**



**FIGURE 3.19 - Système d'appui (Côté Ouest).**

## 3.4 INSTRUMENTATION

Afin de recueillir les données pertinentes à l'analyse pour quantifier le comportement des spécimens, plusieurs types d'instruments furent utilisés. Tout d'abord, il y avait des jauges électriques pour mesurer les déformations longitudinales. Ensuite, des potentiomètres à corde étaient installés afin de mesurer les flèches ainsi que la courbure. Des capteurs de déplacement (LVDT) mesuraient les déplacements aux points d'appui. Finalement, des micromètres étaient utilisés afin de mesurer le glissement dalle-acier ainsi que les déformations latérales de l'âme provoquées par le voilement.

### 3.4.1 Jauges électriques

Deux types de jauges électriques ont été utilisés. Des jauges soudables ont été utilisées sur la section d'acier tandis que des jauges collées furent placées sur la dalle de béton. L'utilisation des jauges soudables a été rendue possible grâce au Ministère des Transports du Québec qui nous a gracieusement prêté l'appareil servant à souder les dites jauges. L'avantage des jauges soudables est la réduction du temps de préparation de la surface ainsi que du temps de pose. En effet, la surface d'application n'avait besoin que d'une légère rectification afin d'enlever la calamine. Le temps de pose d'une jauge était d'environ 15 minutes. Des jauges de 75 mm ont été collées à l'aide d'époxy sur la surface de béton. Une attention particulière devait être prise afin de s'assurer que la surface d'application des jauges était bien asséchée. En effet, la dalle de béton était encore humide lors du décoffrage et des ventilateurs ont du être installés afin de sécher la surface d'application. Toutes les jauges étaient reliées à un système d'acquisition de données.

Dix-neuf jauges ont été posées sur la section d'acier et quatre sur la dalle de béton à la section médiane du spécimen. Les analyses effectuées à l'aide du logiciel d'analyse PASCAB2 ont permis de déterminer la variation de la position de l'axe neutre

(voir figure 3.4). À la lumière de ces résultats, les jauges ont été disposées afin d'obtenir le plus de renseignements possible. Comme la variation de la position de l'axe neutre n'est pas identique pour les deux spécimens, chaque poutre mixte à un patron distinct d'emplacement des jauges. Les jauges à béton ont été disposées au-dessus et en dessous de la dalle. Les figures 3.20 et 3.21 indiquent la position des jauges pour le spécimen A1 et A2 respectivement.

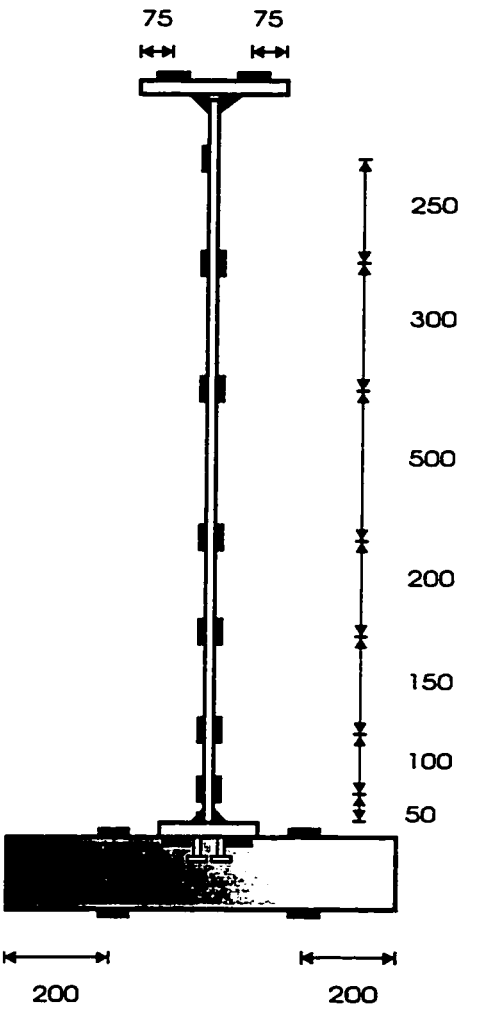



**FIGURE 3.20 - Position des jauges pour le spécimen A1.**

Il est à noter qu'une section de mesure près de l'aile tendue ne contenait qu'une seule jauge. À cet endroit, il ne devait y avoir que peu de variation de mesure de déformations longitudinales entre les deux côtés de l'âme puisque cette section était à proximité d'une semelle et qu'elle était en traction pour toute la durée de l'essai.

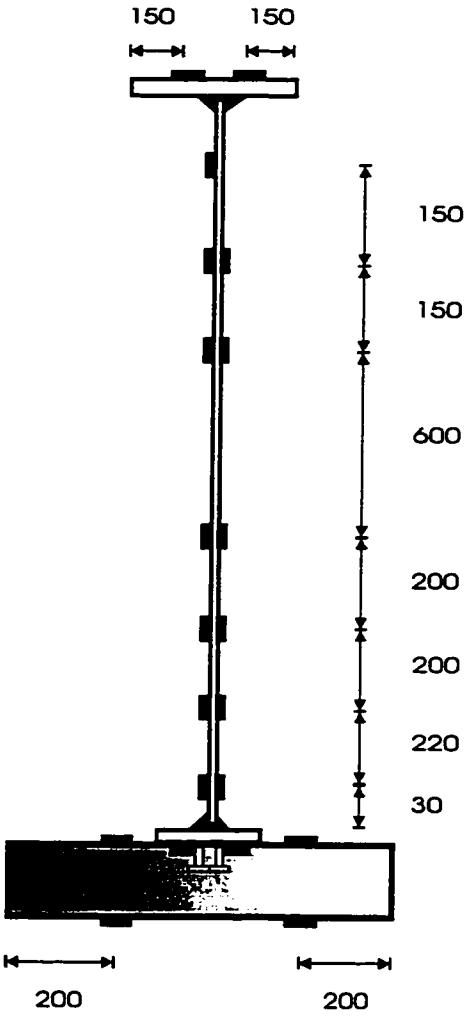



**FIGURE 3.21 - Position des jauges pour le spécimen A2.**

### 3.4.2 Potentiomètre à corde

La flèche a été mesurée en trois endroits le long de la poutre à l'aide de potentiomètres à corde. Un potentiomètre de 635 mm (25") mesurait la flèche au centre de la poutre tandis que deux autres potentiomètres de 254 mm (10") mesuraient la flèche

vis-à-vis les points de chargement. De plus, deux autres potentiomètres à corde ont été utilisés afin de mesurer la courbure dans la partie centrale de la poutre, là où le moment est constant. Un potentiomètre de 127 mm (5") fut placé dans la partie supérieure du spécimen tandis qu'un potentiomètre de 51 mm (2") était placé dans la partie inférieure. Ces potentiomètres étaient disposés à l'intérieur des deux raidisseurs situés dans la portion centrale du spécimen (voir figure 3.22) d'un seul côté de la poutre. En connaissant la longueur initiale des potentiomètres (T) ainsi que la distance les séparant (d), on peut calculer la courbure comme suit:

$$courbure = \frac{\Delta l_{pot\ corde\ 127\ mm} - \Delta l_{pot\ corde\ 51\ mm}}{T \times d_1} \qquad [3.5]$$

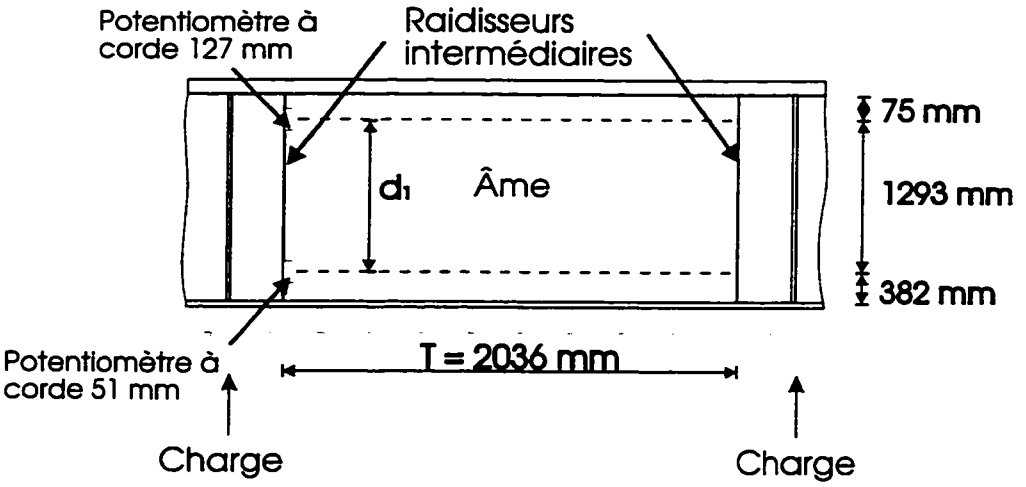



**FIGURE 3.22 - Mesure de la courbure.**

### 3.4.3 Capteurs de déplacement

Deux capteurs de déplacement (LVDT) furent installés à chaque extrémité du spécimen afin de mesurer les déplacements verticaux et horizontaux du spécimen au niveau des poutres d'appui. Les capteurs de déplacement pour mesurer le mouvement vertical possédaient une course de ± 15 mm tandis que ceux mesurant le mouvement horizontal possédaient une course de ± 25 mm. La première mesure indiquait le

glissement se produisant entre le spécimen et la poutre d'appui via les plaques de retenue ou bien celui se produisant entre les poutres d'appui et le cadre de réaction. Ultérieurement, ces valeurs de glissement ont été retranchées à la mesure de flèche centrale. Pour ce qui est de la flèche horizontale, cette mesure a servi d'indicateur afin de s'assurer que le spécimen demeurait stable dans son axe longitudinal.

### 3.4.4 Micromètres

Six micromètres ont été utilisés afin de mesurer le glissement dalle de béton et la section d'acier. Un micromètre à base magnétique a été installé à chaque extrémité de la dalle de béton (voir figure 3.23). Ce système permettait d'obtenir le glissement total entre la dalle de béton et la section d'acier. De chaque côté de l'âme, une paire de micromètres a été installée près du raidisseur porteur. Le micromètre était fixé à une tige filetée que l'on soudait sur l'aile comprimée de la section d'acier. Un profilé en L était collé à l'aide d'un époxy sur la surface de béton et servait d'appui pour la tige du micromètre (voir figure 3.24).

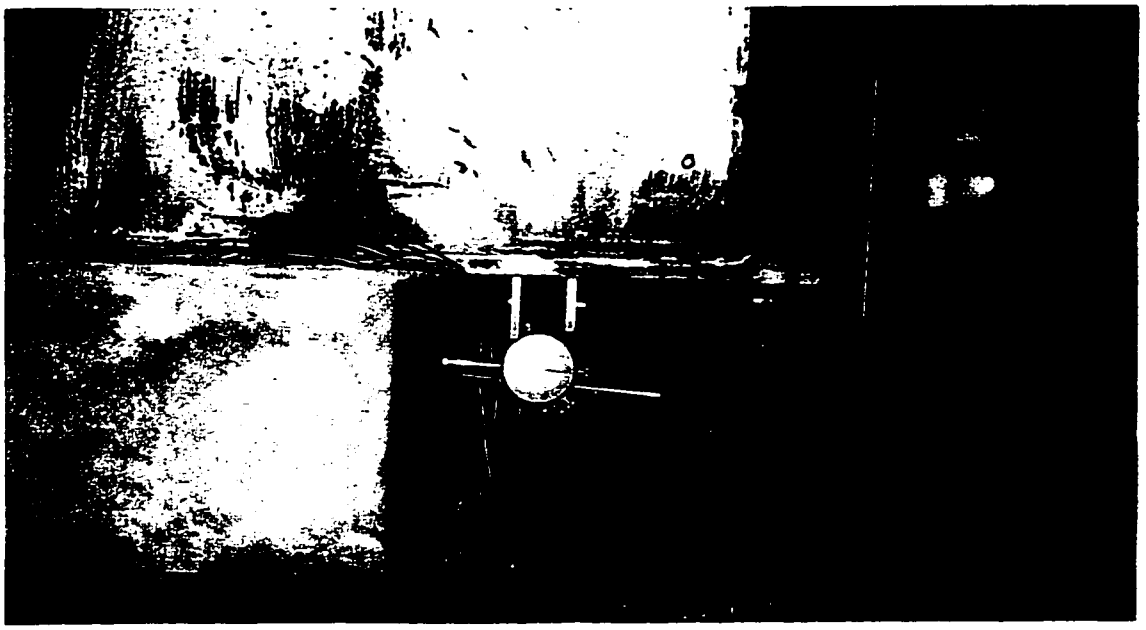


**FIGURE 3.23 - Micromètre de bout.**

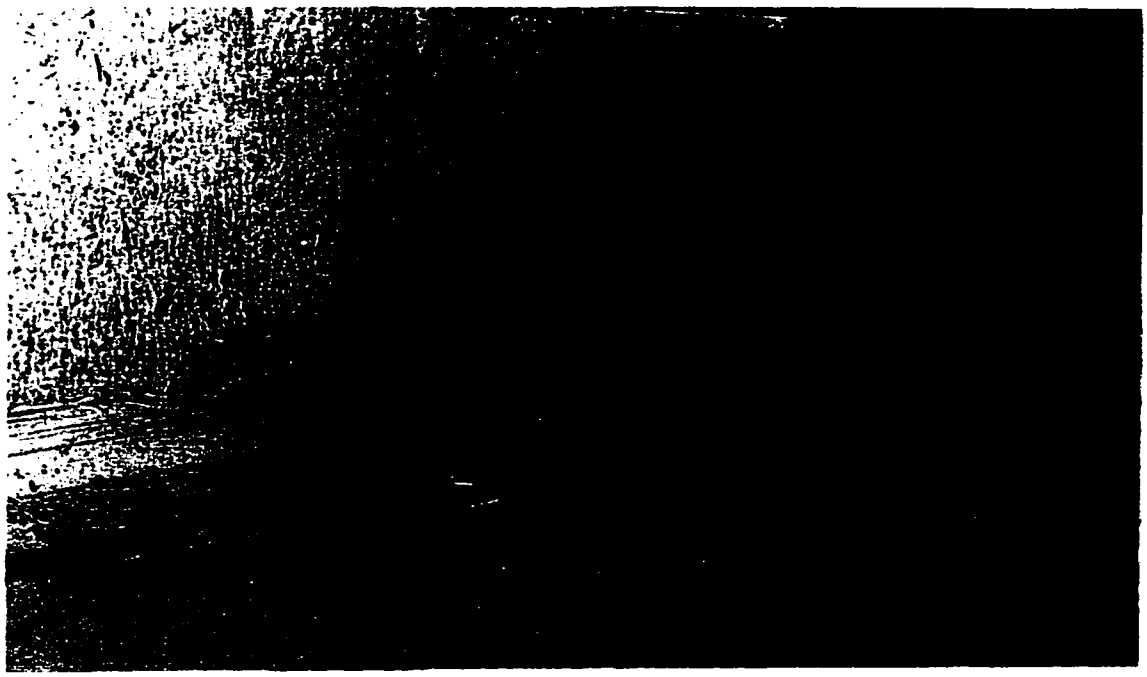


**FIGURE 3.24 - Micromètre central.**

Par ailleurs, un support fait d'une cornière a été fabriqué afin de pouvoir mesurer les déflexions latérales (hors plan) de l'âme sur lequel étaient attachés cinq micromètres montés en série. Les micromètres utilisés possédaient une course de 50 mm. Une pièce en forme de L était soudée à une extrémité de la cornière afin de permettre de suspendre l'instrument à l'aile tendue. La figure 3.25 illustre l'instrument de mesure. Les micromètres devaient être initialement ajustés à mi-course car on ne pouvait prédire le sens du bombement de l'âme. La prise des zéros devait s'effectuer sur une surface plane et on devait être en mesure de refaire une prise de zéros advenant un mauvais fonctionnement de l'appareil de mesure.

Les déformations latérales de l'âme ont été mesurées seulement dans le panneau central. On effectuait une mesure à tous les 250 mm entre les raidisseurs intermédiaires centraux. Un quadrillage d'environ 250 x 250 mm a donc été couvert.

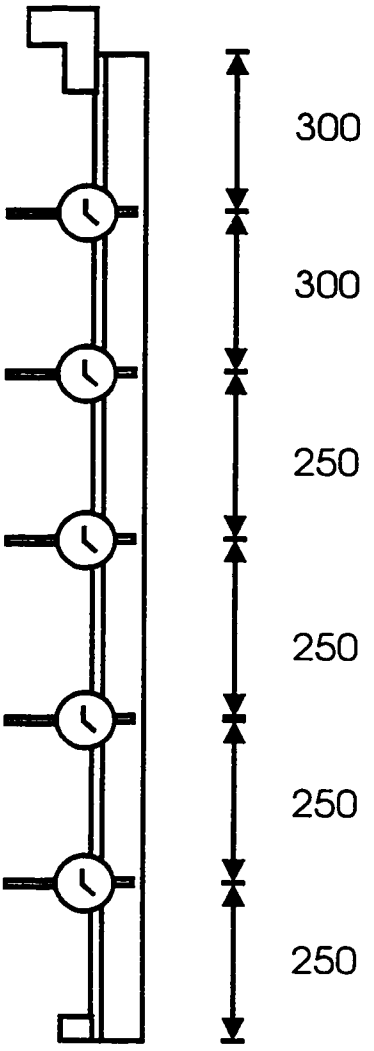



**FIGURE 3.25 - Instrument de mesure des déformations latérales de l'âme.**

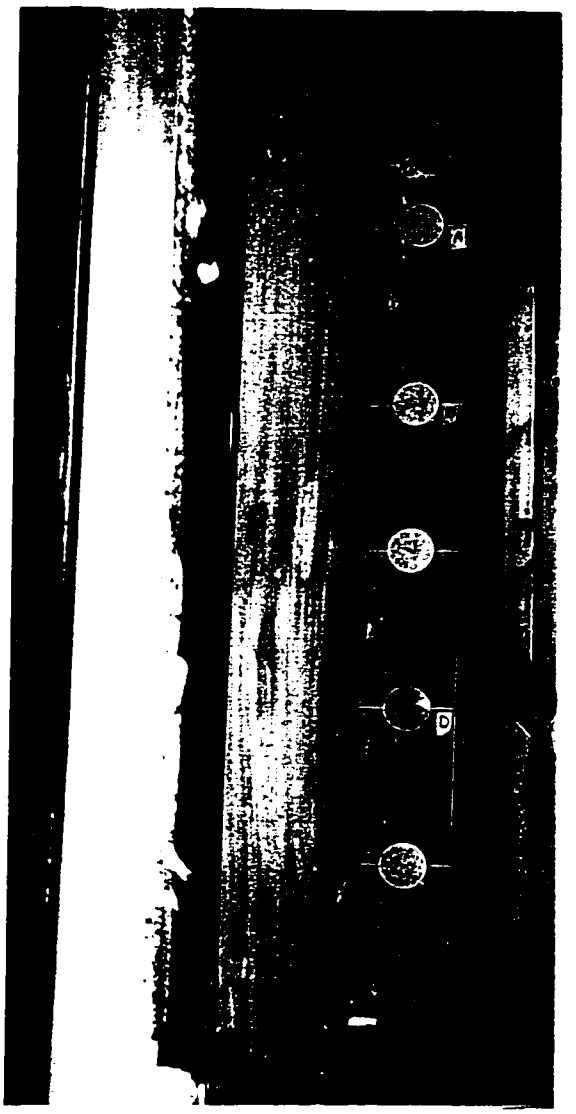


**FIGURE 3.26 - Mesure des déformations latérales de l'âme.**

Deux personnes sont requises afin de prendre ces mesures. La première personne tient l'instrument en l'appuyant sur les ailes du spécimen. Les cales situées aux extrémités de l'instrument sont ajustées selon les dimensions des ailes afin que l'instrument soit vertical lorsqu'il est appuyé sur les deux cales. Il ne faut pas appliquer une grande force sur l'instrument afin de ne pas fléchir l'appareil et ainsi induire des erreurs dans les mesures de déflexion. La figure 3.26 illustre la façon adéquate de

positionner l'instrument. La seconde personne procède à la lecture des divers micromètres. Les mesures obtenues permettent de tracer la déformée globale de l'âme du panneau central à un certain niveau de chargement. De plus, la variation du bombement de l'âme en fonction du chargement à une section donnée peut être observée.

## 3.5 PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

Un essai typique se déroule en quatre phases: mise en place de la précontrainte, chargement de la section d'acier, installation du coffrage et coulée de la dalle de béton et finalement, chargement de la section mixte. Le temps nécessaire pour effectuer toutes ces étapes est d'environ sept jours.

Une fois le spécimen en place, mais avant la mise en tension des barres de précontrainte, on a procédé à une lecture initiale de tous les instruments de mesure. L'opération de la mise en tension des barres de précontrainte décrite à la sous-section 3.3.1 a ensuite été effectuée.

Le chargement de la section d'acier simule l'état de contraintes que subit une poutre mixte de pont avant le début de l'action composite. Fournier et al. (1994) ont observé que l'on pouvait appliquer à la section d'acier seule un moment pouvant atteindre jusqu'à 50 % de la résistance de la résistance de la section d'acier ($M'_r$) sans que la résistance ultime de la section mixte soit affectée. Afin de vérifier ce résultat, il a été décidé d'appliquer un moment correspondant à approximativement 0,50 $M'_r$ à cette étape de chargement. Les lectures de jauges ont été prises à tous les 50 kN tandis que les mesures de déformation latérale de l'âme ont été effectuées à tous les 100 kN. On a dépassé la charge désirée à la fin du premier chargement d'environ 5 % afin de compenser la perte de charge engendrée lors du blocage de la poutre pour l'enlèvement

des vérins. En considérant que le spécimen est demeuré élastique, on a pu utiliser la flèche centrale afin de déterminer la charge après le retrait des vérins pour la coulée de la dalle. Le blocage des vérins s'effectue en positionnant un profilé en I ainsi que des cales sous les deux profilés en I soudés présents dans le système de chargement (voir figure 3.16). À la fin de cette phase, une lecture généralisée des instruments a été effectuée.

La prochaine étape concernait la mise en place des coffrages. La dalle de béton ne fait pas toute la longueur du spécimen car il faut laisser un espace pour permettre d'attacher le spécimen aux poutres d'appui. La dalle a donc une longueur de 11 692 mm au lieu de 12 192 mm pour la poutre. Par la suite, la dalle fut coulée selon les règles de l'art. Le mûrissement du béton fut d'une durée de deux jours, ce qui était suffisant pour obtenir la résistance requise. Après cette cure, les quatre jauges de béton ont été posées ainsi que les micromètres pour la mesure du glissement entre la dalle de béton et l'acier.

La dernière étape concernait le chargement de la section mixte. On devait tout d'abord prendre une lecture générale de tous les instruments de mesure. Par la suite, on appliquait la charge estimée à la fin du premier stade de chargement. Si les cales pouvaient être enlevées, l'estimation était alors exacte. Ensuite, on a augmenté progressivement la charge jusqu'à la rupture du spécimen. Il y a eu prise de lectures à chaque incrément de charge sauf près de la charge de rupture où seules les lectures de jauges ont été prises par mesure de sécurité.

# CHAPITRE 4

# RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre décrit les résultats obtenus lors des essais expérimentaux. Tout d'abord, il y a présentation des propriétés mécaniques des matériaux ainsi que la distribution des contraintes résiduelles obtenue pour les deux spécimens. Il y a ensuite présentation de la mise en charge des spécimens et une description du comportement des spécimens observé durant les essais. Par la suite, les mesures effectuées au cours des essais seront présentées. Ceci inclut la relation moment-courbure, la flèche, la distribution des déformations longitudinales, la position de l'axe neutre ainsi que la déformée latérale de l'âme pour chacun des deux spécimens. Aussi, les résultats concernant le phénomène du glissement entre la dalle de béton et l'aile de la section d'acier seront exposés. En dernier lieu, il y aura présentation de graphiques illustrant la variation de la charge axiale dans les barres de précontrainte au cours des essais suivi d'une discussion des résultats expérimentaux.

## 4.1 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

### 4.1.1 Acier

L'acier utilisé était de type G40.21M350W. Des essais de traction ont été effectués sur des éprouvettes d'acier afin de connaître les relations contrainte-déformation. Trois éprouvettes des principales plaques d'acier ont été testées. La première éprouvette était brute tandis que les deux autres étaient usinées selon la norme CSA G40.20-M88 (CSA, 1988a). Pour conclure qu'une séquence d'essais était satisfaisante, il fallait obtenir un écart maximal de 5% entre les résistances de chacune

des éprouvettes d'une même plaque et la moyenne des trois résultats. Lors des essais, l'écart maximal obtenu était de 3,5 % pour le spécimen A1 et de 4 % pour le spécimen A2.

L'essai s'est effectué à l'aide d'une machine de traction et les déformations étaient mesurées avec un compas à pointe sèche. Les paramètres importants obtenus lors de ces essais sont : la limite élastique ($F_y$), la résistance à la traction ($F_u$), l'élongation au début de l'écrouissage ($\varepsilon_{st}$), celle correspondant à $F_u$ ($\varepsilon_u$) et, en dernier lieu, l'allongement final ($\varepsilon_{max}$). La figure 4.1 illustre ces divers paramètres.

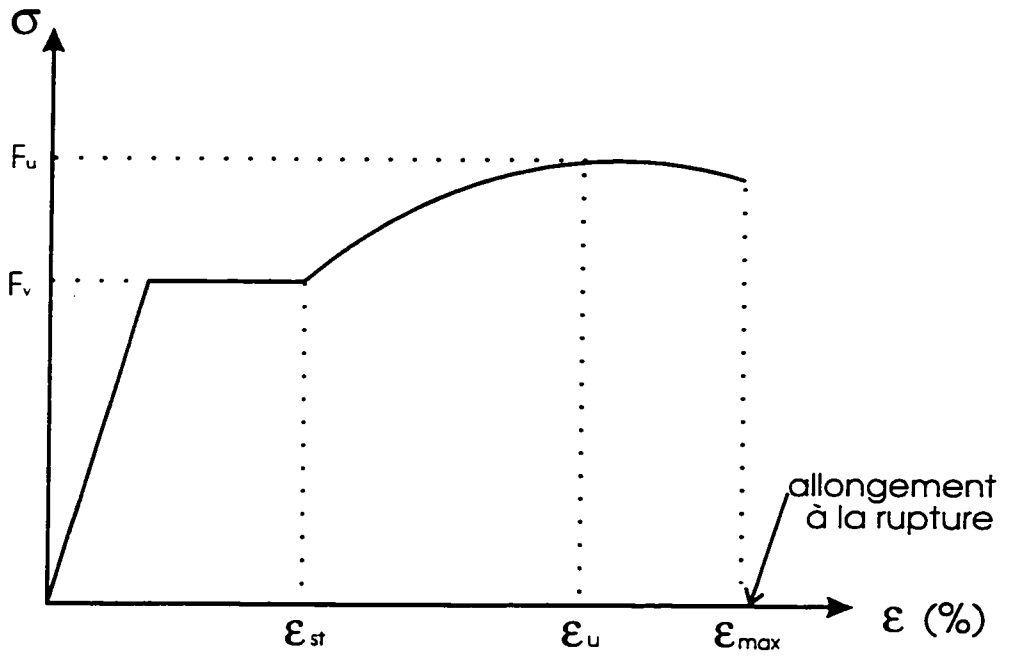



**FIGURE 4.1 - Paramètres des propriétés mécaniques de l'acier.**

Les caractéristiques des plaques d'acier sont résumées au tableau 4.1 et les courbes contrainte-déformation obtenues lors des essais sur les éprouvettes sont présentées à l'Annexe B. Les données mentionnées dans le tableau 4.1 serviront de base à la construction de la courbe contrainte-déformation réelle des spécimens.

Les plaques d'acier répondaient aux exigences de l'acier de type G40.21M350W puisqu'elles avaient toutes une limite élastique ($F_y$) supérieure à 350 MPa, une résistance ultime ($F_u$) incluse entre 450 et 620 MPa ainsi qu'un allongement final ($\varepsilon_{max}$) supérieur à 19 %.

La méthode de mesure utilisée ne permettait pas de mesurer le module d'élasticité de l'acier. Un module de Young de l'acier de 200 000 MPa a donc été assumé. On peut donc utiliser la loi de Hooke pour déterminer la déformation élastique maximale de l'acier ($\varepsilon_y$ ).

**TABLEAU 4.1 - Valeur moyenne des propriétés mécaniques des plaques d'acier.**

| Poutre | Plaques | $F_y$ (MPa) | $F_u$ (MPa) | $\varepsilon_{st}$ (%) | $\varepsilon_u$ (%) | $\varepsilon_{max}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| A1 | âme | 395 | 524 | 0,6 | 16,8 | 20,0 |
| | aile tendue | 422 | 578 | 0,4 | 12,8 | 19,5 |
| | aile comprimée | 408 | 570 | 1,2 | 19,8 | 19,8 |
| A2 | âme | 388 | 524 | 0,6 | 19,1 | 19,1 |
| | aile tendue | 390 | 554 | 1,5 | 19,4 | 19,4 |
| | aile comprimée | 417 | 570 | 1,6 | 15,8 | 20,0 |

La figure 4.2 illustre un exemple de courbe contrainte-déformation typique mesurée (pratique). Une comparaison est faite avec le modèle théorique utilisé par le logiciel de calcul PASCAB2. On remarque que l'écrouissage se produit rapidement et qu'il serait désirable que cette caractéristique soit incorporée dans une future version de PASCAB.

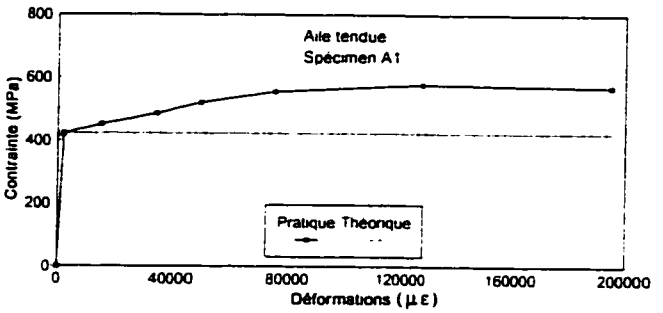



**FIGURE 4.2 - Courbe contrainte-déformation typique de l'acier.**

### 4.1.2 Béton

Par ailleurs, des tests de compression sur des cylindres de béton pris au moment de la coulée de la dalle ont été effectués afin de connaître la résistance en compression du béton ($f'_c$). Un total de trois cylindres par spécimen furent testés. Le béton du spécimen A1 a atteint une résistance maximale moyenne en compression de 20,8 MPa tandis que celui du spécimen A2 a atteint une valeur de 18,1 MPa. De plus, un cylindre de béton du spécimen A2 fut instrumenté de manière à obtenir la relation contrainte-déformation du béton. La figure 4.3 illustre la comparaison entre les résultats obtenus et l'équation de Tsai (1988). On note une très bonne correspondance entre les deux courbes.

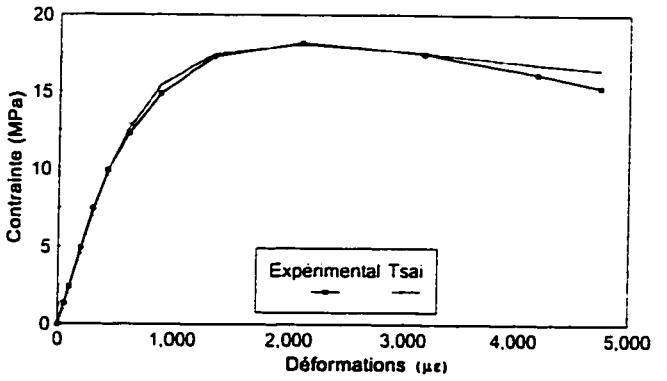



**FIGURE 4.3 - Courbe contrainte-déformation du béton (Spécimen A2).**

### 4.1.3 Propriétés des spécimens

En observant le tableau 4.1, on note que les limites élastiques des plaques principales ne sont pas égales à la limite élastique nominale (350 MPa) par conséquent, les propriétés des spécimens vont varier quelque peu. Le tableau 4.2 illustre les nouvelles valeurs des propriétés obtenues à l'aide des propriétés mécaniques réelles des matériaux.

**TABLEAU 4.2 - Propriétés des spécimens avec les limites élastiques réelles des plaques.**

| Propriétés | | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|---|
| **Profondeur d'âme comprimée** | $D_y$ | 835 mm | 1073 mm |
| | $D_p$ | 523 mm | 1045 mm |
| **Moment ultime (kN-m)** | $M'_r$ | 2350 | 2390 |
| | $M_{pr}$ | 5550 | 7820 |
| | $M_{er}$ | 4290 | 6330 |
| | $M_{epr}$ | 5260 | 6520 |
| **Rigidité ($10^9$ kN-mm$^2$)** | $EI_t$ | 2540 | 4130 |
| | $EI_e$ | 2350 | 3800 |

Les termes $D_y$ et $D_p$ représentent respectivement la profondeur d'âme comprimée sous une distribution élastique et plastique des contraintes. Par ailleurs, les termes représentant les moments ultimes calculés à l'aide des propriétés réelles des matériaux sont respectivement $M'_r$ pour le moment élastique de la section d'acier, pour la section mixte, $M_{pr}$ pour le moment plastique, $M_{er}$ pour le moment élastique et finalement, $M_{epr}$ pour le moment élasto plastique (Picard et Beaulieu, 1993). La rigidité de la section transformée ($EI_t$) ainsi que la rigidité effective ($EI_e$), calculée à l'aide de l'équation 2.15, sont également indiquées. Les coefficients de tenue sont toujours égaux à 1.

## 4.2 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES RÉSIDUELLES

On doit bien connaître le patron de distribution des contraintes résiduelles afin de prédire adéquatement le phénomène progressif du voilement de l'âme. Un volet du programme expérimental a été consacré à la mesure des contraintes résiduelles sur chacun des spécimens. La méthode de coupe a été expliquée à la section 3.2. La distribution des contraintes résiduelles obtenue pour le spécimen A1 est illustrée à la figure 4.4.

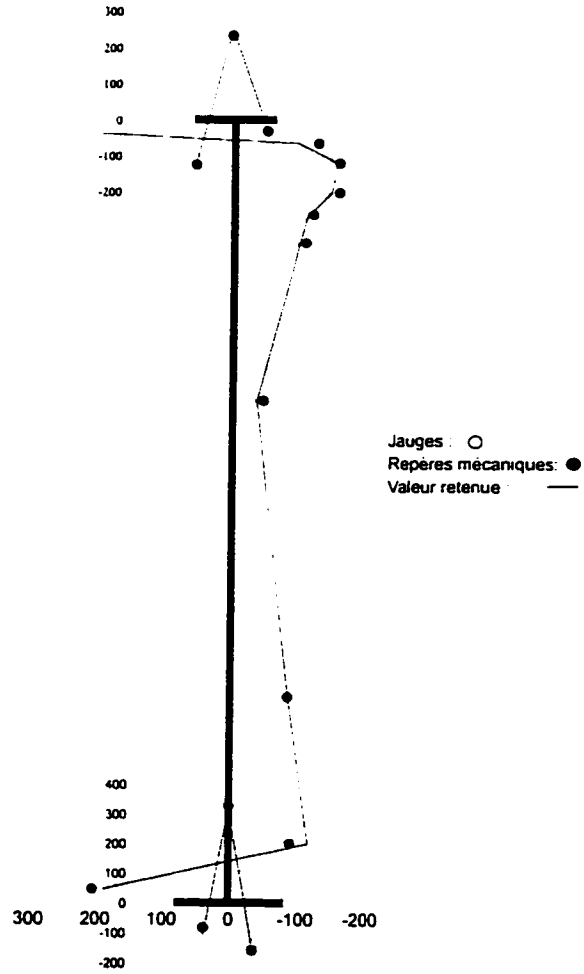



**FIGURE 4.4 - Distribution des contraintes résiduelles du spécimen A1.**

La valeur retenue correspond à la moyenne entre la lecture à l'aide de la jauge électrique et celle avec les repères mécaniques. Les mesures illustrées pour les ailes correspondent aux points de mesure situés sur le côté opposé à l'âme.

On note que les mesures des jauges et des repères mécaniques sont sensiblement identiques avec un écart moyen de 10 %. Toutefois, quelques corrections ont du être apportées aux mesures expérimentales. Tout d'abord, la correction due à la variation de courbure ($\lambda_s$) est négligeable due à l'épaisseur considérable des plaques, une variation d'au plus 2 MPa ayant été calculée. Cependant, une correction fut appliquée sur les lectures des jauges pour tenir compte du fait qu'elles étaient disposées sur un seul côté de l'âme. Pour ce faire, la correction a été basée sur la différence de lecture des repères mécaniques de part et d'autre de l'âme à chacun des points de mesure.

En observant la figure 4.4, on remarque que les ailes ont une distribution quasiment symétrique. De plus, il y a présence d'un pincement au centre de la courbe des contraintes résiduelles dans l'âme. Nous croyons que ceci s'explique par le fait que les contraintes résiduelles ont provoqué le voilement de l'âme, de telle sorte que l'on obtient une distribution des contraintes typique d'un état post-flambement caractérisée par des contraintes de compression plus faibles au centre. Ceci résulte en une redistribution des contraintes à travers la section.

Le même procédé de mesure fut appliqué au spécimen A 2. La figure 4.5 illustre le patron de distribution des contraintes résiduelles obtenu.

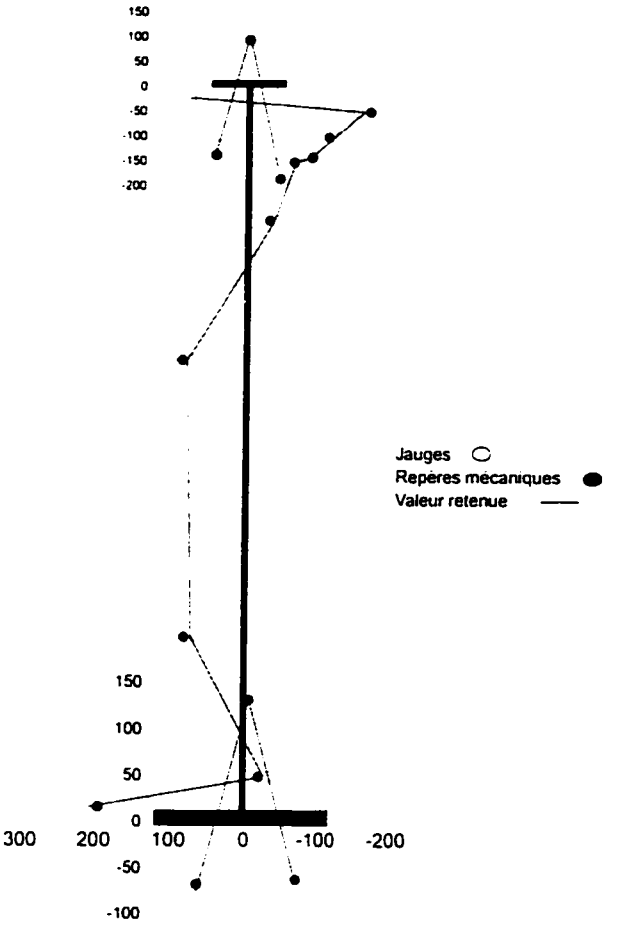



**FIGURE 4.5 - Distribution des contraintes résiduelles du spécimen A2.**

Il y a une très bonne corrélation entre les mesures de jauges électriques et les repères mécaniques. L'écart moyen se situe à 8 %.

On note que la distribution des contraintes dans les ailes est quasiment symétrique par rapport à l'âme. De plus, la contrainte maximale de compression dans l'âme se situe dans la région supérieure. La contrainte à la jonction âme-aile est moins élevée dans la partie supérieure de l'âme que celle inférieure. Par ailleurs, la région centrale de l'âme a une contrainte relativement uniforme de 75 MPa en traction. Tel que

mentionné pour le spécimen A1, cette distribution est caractéristique d'un stade post-flambement. Le phénomène est toutefois beaucoup plus prononcé dans le spécimen A2 que dans le spécimen A1. Lors de la réception des spécimens, nous avions remarqué que le voilement de l'âme était beaucoup plus marqué dans le spécimen A2 que pour le spécimen A1. La mesure des contraintes résiduelles confirme cette observation. Il y aura discussion de ce point au chapitre 5 afin de retenir une distribution de contraintes résiduelles expérimentale adéquate pour inclure dans le logiciel de calcul.

## 4.3 MISE EN CHARGE DES SPÉCIMENS

Lors des essais, une correction a dû être apportée à la charge appliquée. Par ailleurs, la mise en charge des spécimens se divise en quatre parties: la mise en tension des barres de précontrainte, le préchargement de la section d'acier, la coulée de la dalle de béton et finalement, le chargement final. Dans cette sous-section, on décrit chacune des étapes mentionnées ci-haut.

### 4.3.1 Correction de la charge

La première étape effectuée fut une lecture initiale de tous les instruments de mesure sur la section d'acier non chargée, mesures qui ont servi de point de référence. Une correction a dû être apportée aux mesures de la charge puisque ce n'est pas tout l'effort fourni par les vérins qui était repris en flexion par les spécimens. En effet, une fraction de cette charge était utilisée pour soulever les éléments constituant le système de chargement. Ainsi, une charge de 4,2 kN fut retranchée de la charge appliquée aux deux spécimens. De plus, le moment dû au poids propre fut soustrait au moment appliqué. Pour le spécimen A1, le moment maximal sous le poids mort de la section d'acier seul était de 26 kN-m et de 80 kN-m pour la section mixte. Pour ce qui est du spécimen A2, le moment était de 37 kN-m pour la section d'acier et de 91 kN-m pour la section mixte.

### 4.3.2 Précontrainte

La mise en tension des barres de précontrainte s'est effectuée selon l'opération décrite à la sous-section 3.3.1. Cette opération s'est très bien déroulée pour les deux spécimens.

### 4.3.3 Préchargement de la section d'acier

Tel que mentionné plus tôt, ce chargement imposait à la section d'acier du spécimen un état de contraintes dans l'âme typique pour une poutre mixte non étayée conventionnelle. L'objectif de chargement à atteindre était de 50 % de la résistance ultime de la section d'acier ($M'_r$) (voir section 3.5).

Pour le spécimen A1, un moment de 1212 kN-m fut atteint, ce qui correspond à 52 % de la résistance ultime de la section d'acier (voir tableau 4.2). Malgré les défauts initiaux de rectitude de l'aile comprimée, le chargement s'est bien effectué. Il n'y a pas eu flambement de l'aile comprimée au cours de ce stade de chargement. Cependant, le chargement a dû être interrompu lors du premier essai car le montage était défectueux. En effet, les plaques de retenue du système d'appui étaient disposées de part et d'autre du raidisseur d'attache. Ceci restreignait donc le mouvement longitudinal du spécimen. Il y a eu un démontage partiel de l'appui afin de disposer les deux plaques de retenue du même côté du raidisseur.

Par ailleurs, un moment de 1201 kN-m fut atteint pour le spécimen A2. Ceci correspond à 50 % de la résistance ultime de la section d'acier (voir tableau 4.1.3). Lors du premier essai de chargement, il y a cependant eu flambement inélastique de l'aile comprimée. Le phénomène s'est produit de manière subite et n'a donc pas pu être contrôlé. À l'aide de vérins, des mesures furent prises pour de corriger la flèche transversale dans le panneau central de l'âme. Un deuxième essai de chargement a

démontré l'inefficacité de cette méthode puisque le flambement de l'aile comprimée se reproduisit encore. Pour parvenir à charger la section d'acier, il a fallu contreventer l'aile comprimée à trois endroits. Tout d'abord, deux cornières ont été soudées sur l'aile comprimée du panneau central. Les cornières ont été disposées de façon à travailler en tension. De plus, un profilé a été installé au centre de chacun des panneaux d'extrémités afin de retenir l'aile comprimée. L'ajout de ces raidisseurs fournissait un guide latéral au spécimen afin d'éliminer le flambement de l'aile comprimée et cette méthode s'est avérée efficace. Il est à noter que des lectures ont été prises au cours des trois essais et, ainsi, des corrections ont pu être apportées afin de tenir compte des déformations induites au cours des deux premières tentatives.

### 4.3.4 Coulée de la dalle de béton

Le coffrage fut posé en suivant la courbure de la poutre d'acier de manière à ce que la dalle de béton ait une épaisseur constante. Afin de faciliter la pose des coffrages ainsi que la mise en place du béton frais, un potentiomètre à corde servant à mesurer la courbure fut enlevé. Une correction a été ultérieurement apportée afin d'éliminer cette erreur.

### 4.3.5 Chargement final

Finalement, la dernière étape de la mise en charge fut le chargement de la section mixte jusqu'à la rupture. Cette étape s'est très bien déroulée pour les deux spécimens.

## 4.4 COMPORTEMENT GLOBAL DES SPÉCIMENS

### 4.4.1 Spécimen A1

Lors de la réception de la poutre, il a été noté que l'âme était déjà voilée dans la partie centrale de la poutre dû à l'effet des contraintes résiduelles de compression. Toutefois, cette affirmation n'était basée que sur une observation visuelle. Après avoir mesuré les contraintes résiduelles et la déformée latérale de l'âme, on constate que l'observation initiale était fondée.

Au cours du chargement de la section d'acier seul, le seul incident survenu concerne l'arrêt de l'essai pour effectuer le réarrangement des plaques de bout.

Au cours du chargement de la section mixte, plusieurs événements sont survenus. Tout d'abord, il y a eu un glissement entre la section d'acier et la dalle de béton très tôt dans la séquence de chargement de la section mixte soit à un moment de 3100 kN-m. Par la suite, il y a eu plastification de l'âme tendue. Tel qu'illustré à la figure 4.6, l'écaillage de la chaux indique une plastification de l'acier. À un moment égal à 5503 kN-m, un bruit sec fut entendu. Après une vérification sommaire des soudures et des mesures de mouvement en cet endroit, on a convenu qu'il devait s'agir d'un glissement des boulons d'assemblage et il fut décidé de poursuivre l'essai. Finalement à un moment équivalent à 5850 kN-m, une erreur dans l'utilisation du logiciel du système d'acquisition des données a provoqué un arrêt du programme et a forcé un redémarrage du système d'acquisition.

Au cours de l'essai, il y a eu un suivi des déformations longitudinales dans la dalle de béton ainsi que dans la région comprimée de l'âme afin de prévoir la rupture. Lorsque l'on arriva près de la charge de rupture, un voilement inélastique de l'âme fut observé, rapidement suivi d'un éclatement de la dalle de béton (voir figure 4.7), le tout, accompagné d'une perte de charge. Il y a donc eu transfert rapide de charge de la région voilée de l'âme à la dalle de béton qui était déjà fortement sollicitée. La rupture fut fragile ductile car elle s'est produite de manière très subite.

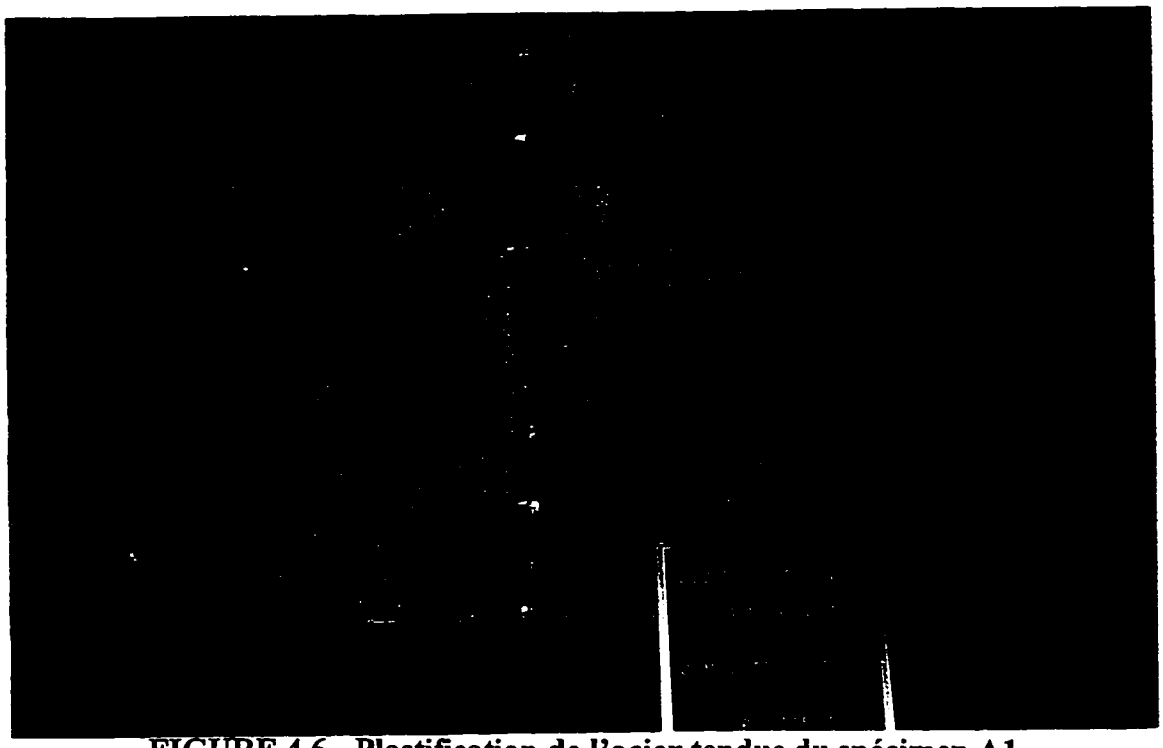


**FIGURE 4.6 - Plastification de l'acier tendue du spécimen A1.**

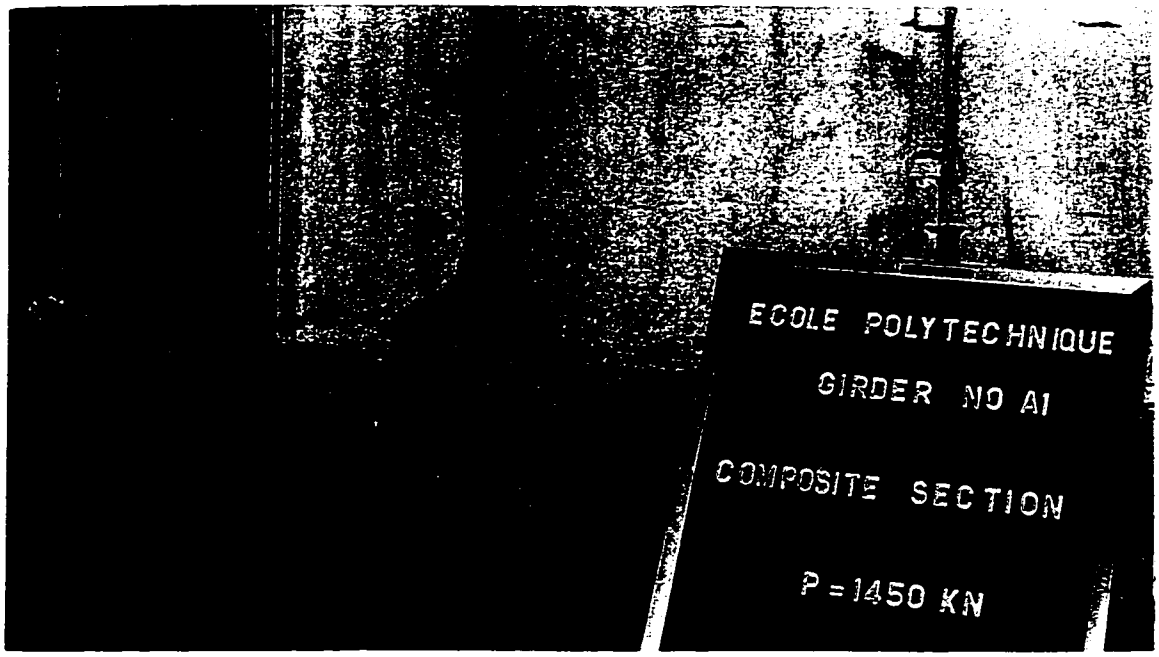



**FIGURE 4.7 - Vue locale de la rupture du spécimen A1 (côté Nord).**

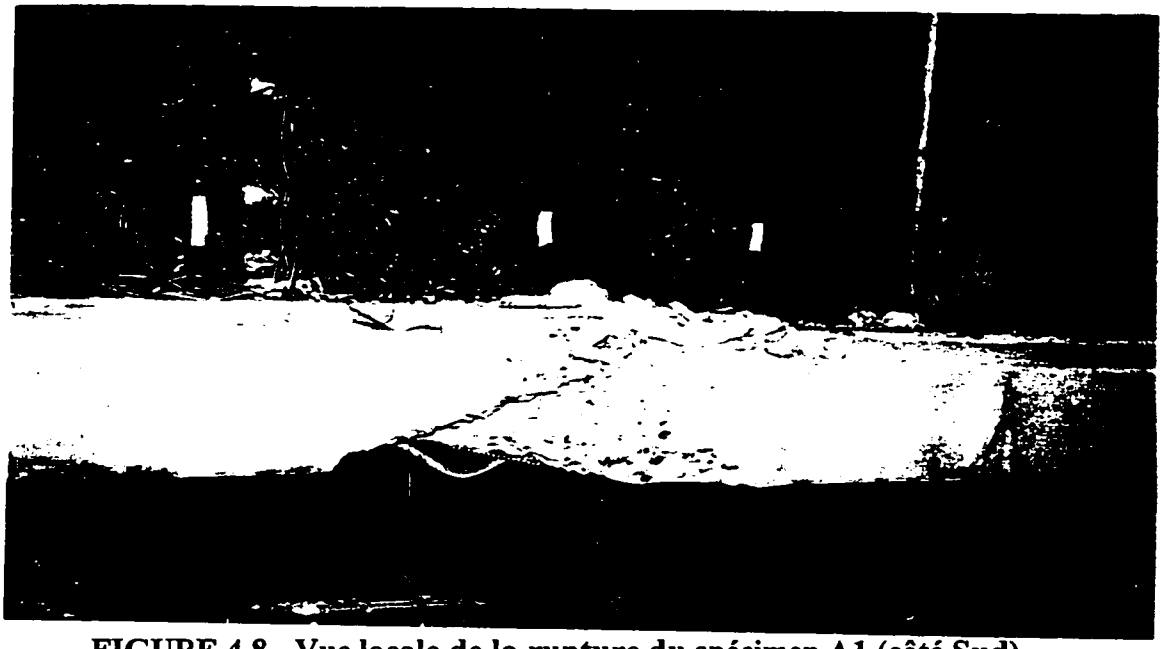


**FIGURE 4.8 - Vue locale de la rupture du spécimen A1 (côté Sud).**

Une résistance de 6530 kN-m a été obtenue pour le spécimen A1 ($M_{rup}$), ce qui correspond à 118 % du moment plastique calculé avec les propriétés mécaniques réelles ($M_{pr}$).

Il est à noter que les charges indiquées sur le tableau des figures 4.6 et 4.8 sont celles mesurées au pressiomètre des vérins et non les charges nettes appliquées aux spécimens. C'est-à-dire que les corrections concernant le poids des plaques du système de chargement et le poids mort des spécimens n'ont pas encore été appliquées.

### 4.4.2 Spécimen A2

Tout comme pour le spécimen A1, le bombement prononcé de l'âme du panneau central du spécimen A2 laissait supposer que l'âme est initialement voilée dû aux contraintes résiduelles. De plus, le bombement était plus prononcé que celui du spécimen A1. Les mesures de contraintes résiduelles ainsi que les mesures de déformations latérales de l'âme semblent appuyées cette hypothèse.

Tel que mentionné à la sous-section 4.3.3, des difficultés furent éprouvées lors du chargement de la section d'acier seul.

Au cours du chargement de la section mixte, quelques observations ont été effectuées. Tout d'abord, le glissement entre la section d'acier et la dalle de béton est survenu dès les premiers stades de chargement de la section mixte soit à un moment de 2134 kN-m. À un moment de 5915 kN-m, il s'est produit un glissement à la poutre d'appui résultant du glissement des assemblages boulonnés des plaques de bout. De plus à partir de ce stade de chargement, un écaillage de la chaux a été observé sur l'aile comprimée ainsi que sur une partie de l'âme en compression.

Le mode de rupture observé est le même que pour le spécimen A1, soit un voilement inélastique de l'âme suivi d'une rupture de la dalle de béton (voir figures 4.9 et 4.10). La rupture était, encore une fois, de type fragile. Une résistance ultime de 7091 kN-m ($M_{rup}$) fut obtenue, ce qui correspond à 91 % du moment plastique calculé avec les propriétés mécaniques réelles (voir tableau 4.1.3). Tel qu'illustré à la figure 4.11, aucune plastification ne fut observée dans les régions tendues d'acier.




**FIGURE 4.9 - Vue locale de la rupture du spécimen A2 (côté Nord).**

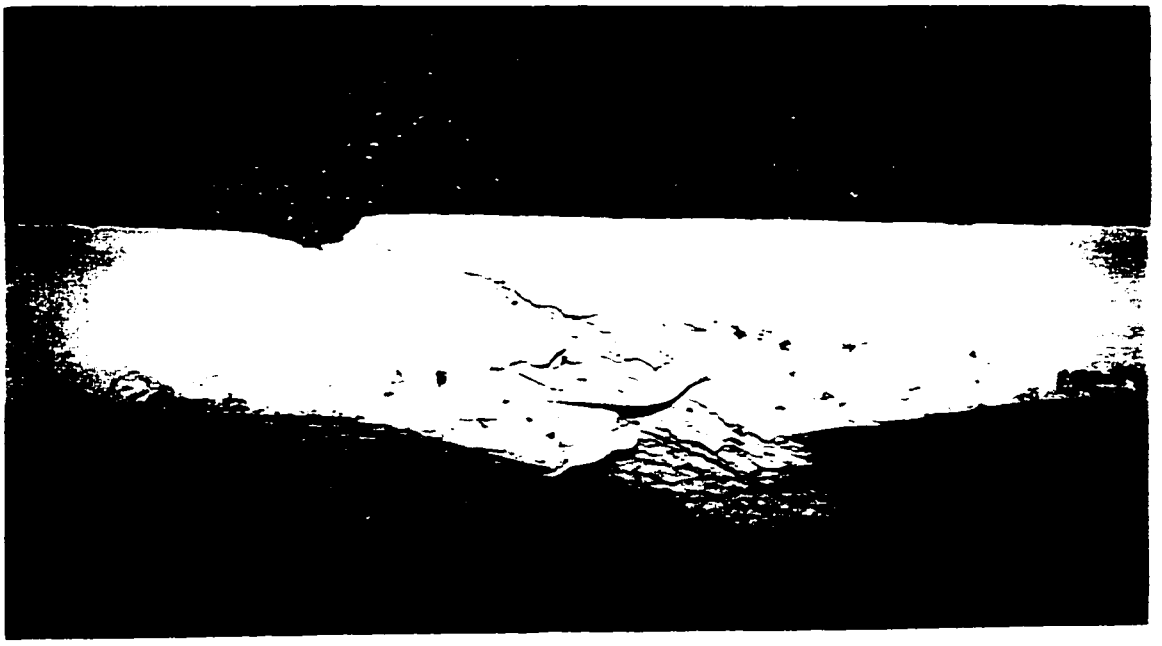


**FIGURE 4.10 - Vue locale de la rupture du spécimen A2 (côté Sud).**

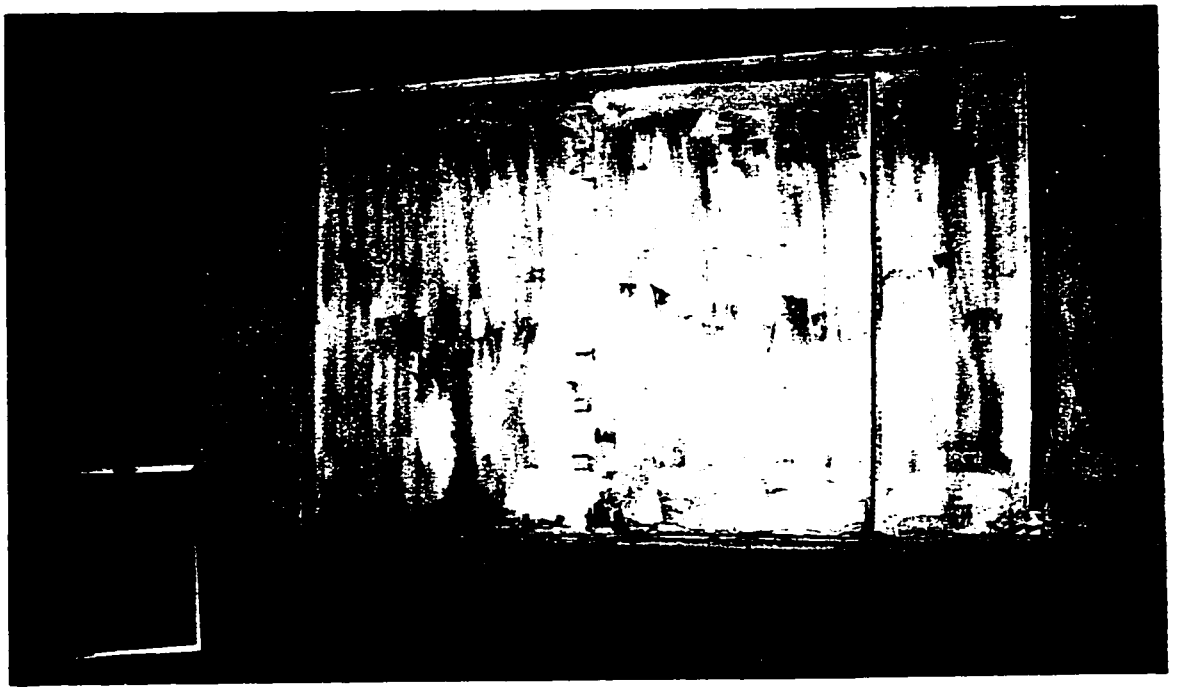


**FIGURE 4.11 - Vue globale de la rupture du spécimen A2.**

## 4.5 RELATION MOMENT - COURBURE

### 4.5.1 Spécimen A1

Les lectures prises par les potentiomètres à corde ont permis d'établir la relation moment-courbure du spécimen. Tel qu'illustré à la figure 4.12, la courbure maximale mesurée pour le spécimen A1 est de $5{,}72 \times 10^{-6}$ mm$^{-1}$.

On note le changement de pente lors du passage de la section d'acier à la section mixte. La courbe mesurée correspond à la courbure calculée à l'aide les lectures brutes. La courbe corrigée inclut les corrections de courbure dues aux séquences de chargement. Les quatre points, identifiés par une lettre, correspondent à des événements survenus lors de l'essai. Tout d'abord, le point *a* correspond à l'arrêt du chargement pour déplacer les plaques de bout. Une lecture avant la modification et une après ont permis de calculer une correction de $79 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$. Le point *b* coïncide avec la fin du chargement de la section d'acier seul. Les manipulations effectuées lors de la mise en place des coffrages ainsi que la coulée de la dalle de béton ont engendré des variations de mesure de courbure. La correction apportée est de $246 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$. Au point *c*, il y a eu un glissement à une poutre d'appui, ce qui a provoqué une erreur de $239 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$. Finalement, le point *d* consiste au redémarrage du système d'acquisition de données. L'erreur de courbure de $237 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$ provient de la reprise des zéros.

En observant la figure 4.12, on note qu'il y a changement de pente lorsqu'il y a plastification d'une région. Le début de plastification d'une région est déterminé à partir des déformations longitudinales et du changement de pente du graphique moment-courbure. En effet, on ne peut pas dire avec exactitude quand survient la plastification d'une région compte tenu de la présence des contraintes résiduelles. En considérant une contrainte résiduelle de 225 MPa à la jonction aile tendue-âme (voir figure 4.4), la plastification de l'âme tendue débute à un moment égal à 1728 kN-m. Toutefois en se basant sur la figure 4.12, la plastification de l'âme tendue devient significative à un moment d'environ 4000 kN-m.

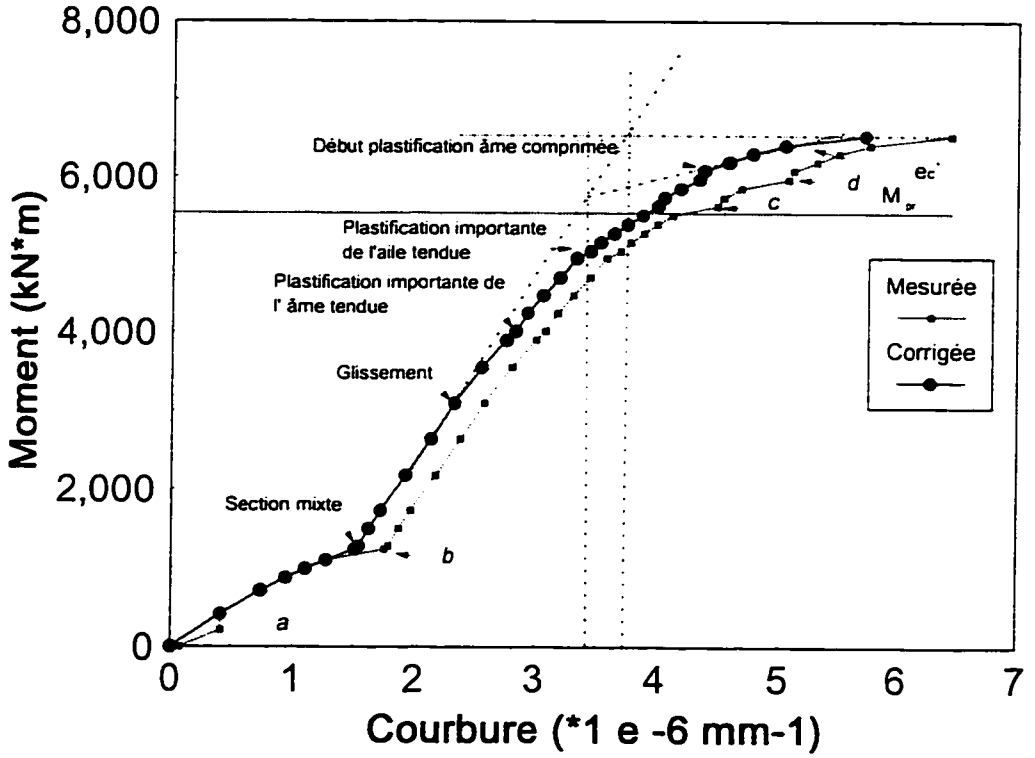



**FIGURE 4.12 - Relation moment-courbure expérimentale du spécimen A1.**

Par ailleurs, en admettant une contrainte résiduelle de -150 MPa pour l'âme comprimée (voir figure 4.4), on prévoit un début de plastification de cette région à un moment d'environ 6000 kN-m. En observant la figure 4.12, on note qu'il y a un important changement de pente à un moment de 5000 kN-m. On pense que le seul phénomène pouvant expliquer cette perte de rigidité à ce stade de chargement est une plastification significative de l'aile tendue combinée avec une plastification importante des goujons. Toutefois, le patron complexe des contraintes résiduelles à l'intérieur de cette région rend difficile la prévision du phénomène de plastification dans le spécimen.

Lors des essais, la dalle de béton a atteint une déformation moyenne à la fibre extrême d'environ 2300 με ce qui est légèrement supérieur à la valeur de déformation maximale ($\varepsilon_c'$) de 2000 με (Massicote et al., 1988). Lorsqu'il y a eu plastification

importante de l'âme comprimée, le phénomène de voilement inélastique s'est produit. Il y a eu un transfert de charge entre l'âme voilée et la dalle mais cette dernière étant déjà fortement sollicitée, il y a eu éclatement de la dalle de béton.

Finalement, il est difficile de prédire le début de la plastification de l'aile comprimée à cause de la présence de contraintes résiduelles. Toutefois, ceci a peu d'importance car il est reconnu que l'aile comprimée n'apporte pas une grande rigidité à la poutre mixte.

### 4.5.2 Spécimen A2

La figure 4.13 illustre la relation moment-courbure pour le spécimen A2. La courbure maximale mesurée pour le spécimen A2 est de $2{,}59 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$. Trois événements sont survenus au cours de l'essai du spécimen A2. Une correction a pu être calculée pour la courbure en examinant une prise de lectures avant l'événement et une tout de suite après. Tout d'abord, le point *a* indique les trois essais effectués pour le chargement de la section d'acier seul. Une correction de $148 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$ a été apportée à la courbure pour remettre la courbure initiale à zéro. Par ailleurs, le point *b* correspond au début de l'action composite. Pour les mêmes raisons qu'évoquées pour le spécimen A1, une correction de $100 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$ a été apportée à la courbure. Finalement, le point *c* représente le glissement s'étant produit à la poutre d'appui. La courbure fut ajustée en retranchant une valeur de $200 \times 10^{-9}$ mm$^{-1}$ pour les mesures subséquentes.

En admettant une contrainte résiduelle de 200 MPa à la jonction aile tendue-âme (voir figure 4.5), il y a début de plastification de l'âme tendue à un moment égal à environ 4800 kN-m. Cette hypothèse correspond bien à un changement de pente significatif sur la figure 4.13.

Pour ce qui est de l'âme comprimée, on peut admettre une contrainte résiduelle de -150 MPa (voir figure 4.5), ce qui donne un début de plastification de l'âme comprimée à un moment d'environ 6100 kN-m. Cette valeur correspond elle aussi à un changement de pente marquée sur le diagramme M-$\phi$.

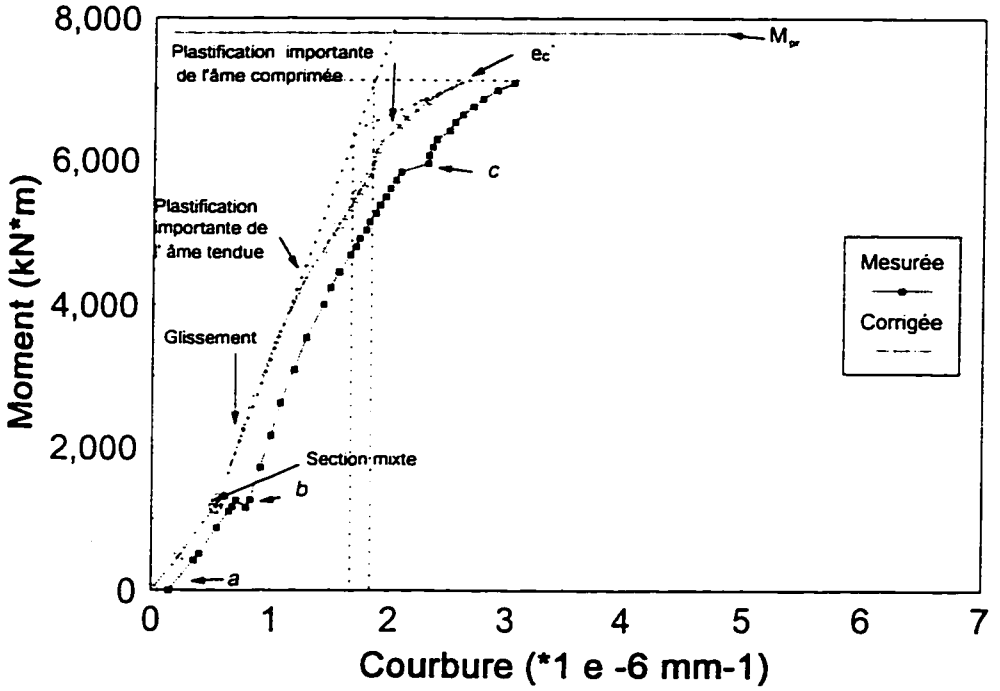



**FIGURE 4.13 - Relation moment-courbure expérimentale du spécimen A2.**

Il y a une grande similitude entre les phases de plastification des deux spécimens. La seule différence est qu'il n'y a pas eu de plastification de l'aile tendue dans le spécimen A2. La grande quantité d'acier incluse dans l'aile tendue fait en sorte que l'axe neutre est très bas et les faibles déformations longitudinales mécaniques ne sont pas suffisantes pour que $F_y$ soit atteint à cet endroit.

## 4.6 DUCTILITÉ

Le graphique moment vs courbure mesuré est semblable à celui de la figure 4.14. En pratique, il est difficile d'obtenir le point de première plastification (point B sur la figure 4.14) compte tenu de la présence des contraintes résiduelles ainsi que le phénomène progressif du voilement de l'âme. Afin de mesurer la ductilité de chacun des spécimens, le point C fut pris comme courbure de plastification. Ce point est plus représentatif du comportement global de la poutre mixte. Ainsi, une ductilité en courbure ($\mu_{exp}$) de 1,4 et 1,3 a été obtenue respectivement pour le spécimen A1 et A2. Il est à noter que cette ductilité est calculée à l'aide de la dernière mesure prise lors des essais et ne correpond donc peut-être pas à lu ductilité ultime des spécimens.

Toutefois, ces valeurs de courbure sont influencées par le chargement initial de la section d'acier. Une seconde approche utilisée consistait à soustraire la courbure initiale (point A sur la figure 4.14) de manière à évaluer plus adéquatement la ductilité de la section mixte. Ainsi la ductilité est calculée en effectuant le rapport de $\phi_d$-$\phi_a$ sur $\phi_c$-$\phi_a$. On obtient donc une ductilité en courbure ($u_{exp\ corr}$) de 1,6 pour le spécimen A1 et de 1,5 pour le spécimen A2. Ceci démontre très clairement le caractère fragile des ruptures ainsi qu'un manque de ductilité pour les poutres mixtes à âme élancée.

Une seconde méthode d'évaluation de la ductilité consiste à prendre une ligne avec une pente égale à $EI_{exp}$ /10 au lieu d'une ligne horizontale pour déterminer le point $c_{eccs}$ (voir figure 4.14). On suppose que l'essai sous-estime la ductilité parce que l'on ne peut capter les dernières étapes de chargement. Cette méthode est utilisée par la Convention Européenne de la Construction Métallique (ECCS, 1986). Cette méthode donne une ductilité en courbure ($\mu_{eccs}$) d'environ 1,5 pour le spécimen A1 et d'environ 1,4 pour le spécimen A2.

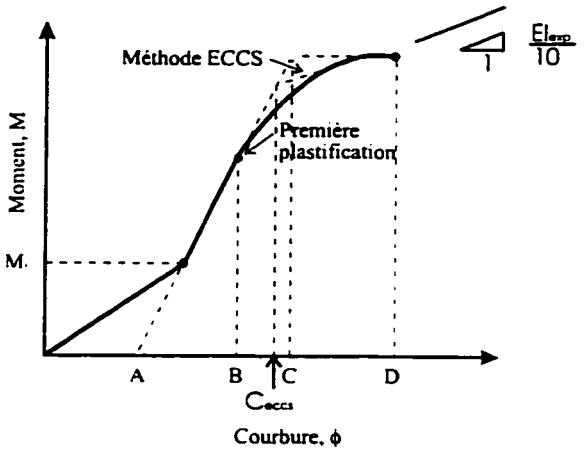



**FIGURE 4.14 - Calcul de la ductilité.**

Il est à noter que la ductilité en courbure du spécimen A2 est légèrement inférieure à celle du spécimen A1 et cela même si l'aire d'acier du spécimen A2 est une fois et demie supérieure à celle de A1.

## 4.7 FLÈCHE

### 4.7.1 Spécimen A1

La figure 4.15 montre l'évolution de la flèche au centre et aux points de chargement en fonction du moment appliqué pour le spécimen A1. On note la présence d'une flèche négative lorsque la charge est nulle. La mise en tension des barres de précontrainte est la cause de cette flèche. Les divers événements s'étant produit au cours de l'essai sont identifiés. Le début du glissement dalle de béton-acier ne semble pas affecter de façon significative la rigidité du spécimen. Cependant, la plastification d'une région entraîne une perte de rigidité.

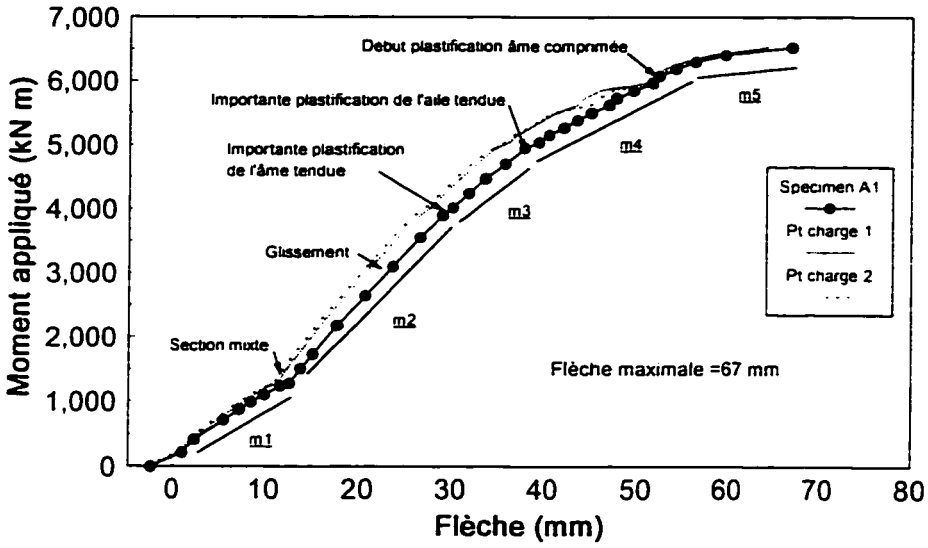



**FIGURE 4.15 - Variation de la flèche au cours du chargement du spécimen A1.**

En considérant le diagramme de chargement utilisé lors des essais, une relation entre la flèche et le moment appliqué peut être établie.

$$\Delta(mm) = \frac{234\,(M/4{,}572)\,L^3}{6144\,EI}$$

$$\begin{aligned} où \quad & M = moment\ appliqué\,(kN-m) \\ & L = longueur\ de\ la\ poutre\,(mm) \\ & EI = rigidité\,(kN-mm^2) \end{aligned} \qquad [4.1]$$

Il est à noter que le terme (M/4,572) représente en fait la charge appliquée. En isolant le terme de rigidité de l'équation 4.1, on obtient:

$$EI_{exp} = \frac{234(\delta\ M/4{,}572)\,L^3}{6144\,\delta\,\Delta} \qquad [4.2]$$

La dernière équation permet de calculer la rigidité du spécimen à l'aide de la figure 4.12. En effet, la rigidité est obtenue en calculant la pente du graphique moment appliqué-flèche centrale. Le tableau 4.3 indique les diverses rigidités en fonction du moment appliqué calculées à l'aide de la relation 4.2.

**TABLEAU 4.3 - Rigidités du spécimen A1.**

| Tronçon | $EI_{exp}$ ($10^9$ kN-mm$^2$) | $\frac{EI_{exp}}{EI_{m2}}$ (%) | Fraction du moment résistant ( % $M_{rup}$) | Fraction du moment plastique ( % $M_{p\ réel}$) |
|---|---|---|---|---|
| **m1** | 1362 | | 0 à 20 | 0 à 24 |
| **m2** | 2430 | 100 | 20 à 60 | 24 à 71 |
| **m3** | 1840 | 76 | 60 à 76 | 71à 90 |
| **m4** | 1130 | 47 | 76 à 95 | 90 à 112 |
| **m5** | 320 | 13 | 95 à 100 | 112 à 118 |

Tout d'abord, on observe que la rigidité de la section mixte correspond à 180 % de la rigidité initiale de la section d'acier. De plus, il y a une perte de rigidité d'environ 25 % lorsqu'il y a début de plastification de l'âme tendue. On obtient une rigidité équivalente à la section d'acier lorsque l'on atteint un moment appliqué égal à 70 % du moment de rupture.

### 4.7.2 Spécimen A2

Les mêmes mesures furent prises pour le spécimen A2. La figure 4.16 illustre la relation flèche-moment appliquée. L'allure générale du graphique est semblable à celle obtenue pour le spécimen A1. Puisque le spécimen A2 est plus rigide que le spécimen A1, il est tout à fait normal que la flèche finale soit moindre même si la charge de

rupture est un peu plus élevée. Toutefois, la figure 4.16 contient un tronçon de moins que la figure 4.15. Tel que discuté plus tôt, il n'y a eu aucune plastification de l'aile tendue et par conséquent, aucune perte de rigidité attribuable à ce phénomène. Le tableau 4.4 indique les diverses rigidités calculées à l'aide de la relation 4.2.

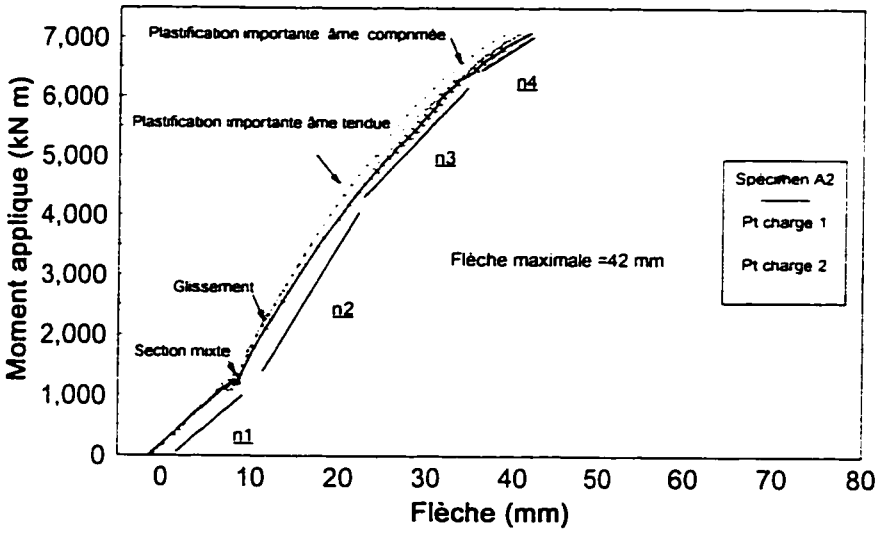



**FIGURE 4.16 - Variation de la flèche au cours du chargement du spécimen A2.**

**TABLEAU 4.4 - Rigidités du spécimen A2.**

| Tronçon | $EI_{exp}$ ($10^9$ kN-mm$^2$) | $\frac{EI_{exp}}{EI_{n2}}$ (%) | Fraction du moment résistant ( % $M_{rup}$) | Fraction du moment plastique ( % $M_{p\ réel}$) |
|---|---|---|---|---|
| **n1** | 1918 | | 0 à 18 | 0 à 16 |
| **n2** | 3580 | 100 | 18 à 63 | 16 à 57 |
| **n3** | 2290 | 64 | 63 à 90 | 57 à 82 |
| **n4** | 1330 | 37 | 90 à 100 | 82 à 91 |

La rigidité de la section mixte correspond à 185 % de l'inertie initiale de la section d'acier. De plus, il y a eu une perte de 36 % de la rigidité initiale de la section mixte dans la troisième région de la courbe (n3). Finalement, on observe que le pourcentage de la rigidité mixte à la rupture du spécimen A2 est plus élevé que celui du spécimen A1. Ceci signifie que la plastification était plus importante dans le spécimen A1.

Par ailleurs, si l'on effectue une moyenne de la rigidité des régions m3 et m4 de la figure 4.15, on obtient une perte de rigidité de 38%. La plage couverte par chacune des régions de la courbe, en termes de fraction du moment de rupture, est semblable pour les deux spécimens. En effet, la rigidité initiale de la section mixte couvre une plage s'étendant de 20 à 60% de la valeur du moment de rupture. Une perte de rigidité de 40% est applicable pour la plage allant de 60 à 90% de la valeur du moment de rupture.

## 4.8 DÉFORMATIONS LONGITUDINALES

### 4.8.1 Spécimen A1

La distribution des déformations longitudinales sur la profondeur de la section est un élément essentiel à toute étude concernant la résistance des pièces fléchies. Dans ce projet, l'utilisation de jauges électriques a permis d'obtenir le patron de distribution des déformations longitudinales mécaniques à mi-portée des spécimens tout au cours du chargement. Lorsque deux jauges étaient présentes à une section donnée, la moyenne des deux lectures fut retenue afin de représenter la déformation longitudinale du feuillet moyen.

Afin de clarifier les figures, les distributions des déformations longitudinales pour la section d'acier et la section composite ont été séparées. Par souci de clarté, les déformations n'ont pas été représentées à tous les stades de chargement. Pour obtenir

les déformations longitudinales à toutes les étapes de chargement, on consultera l'Annexe C de ce document. La figure 4.17 illustre le patron de déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A1.

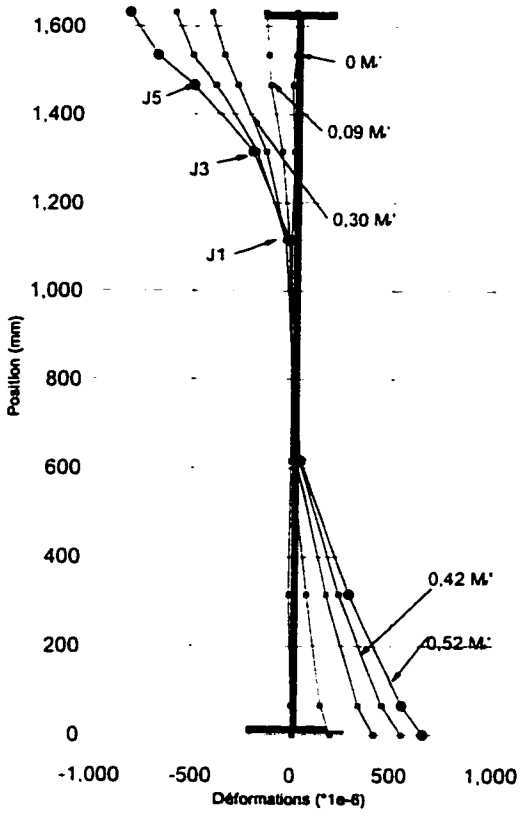



**FIGURE 4.17 - Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A1.**

En observant la figure 4.17, on note que l'hypothèse de Navier supposant que les sections planes demeurent planes semble valide sauf en ce qui concerne les jauges J1, J3 et J5 qui sont situées dans la région la plus voilée de l'âme. À la section de mesure de la jauge J1, il y avait un côté de l'âme en tension et l'autre en compression. Cette section correspond à la région la plus voilée de l'âme. De plus, les mesures situées dans les

ailes dévient aussi de l'hypothèse de Navier. Cependant, il faut noter que la valeur indiquée est une moyenne de deux jauges distancées d'environ 100 mm sur la largeur de l'aile. Une erreur sur la position des jauges fait en sorte que la moyenne ne donne pas la déformation du feuillet moyen comme c'est le cas dans l'âme mais plutôt une estimation de la déformation au centre de la fibre extrême de l'aile. S'il y avait une déformation constante à une fibre donnée telle que l'on suppose en théorie, alors la moyenne des mesures prises aux ailes se rapprocherait de l'hypothèse de Navier.

Le même principe de mesure fut appliqué lors du chargement de la section mixte. Il y a eu ajout de 4 jauges électriques afin de mesurer les déformations longitudinales dans la dalle de béton. Ces jauges étaient disposées sur les fibres inférieures et supérieures de la dalle et de part et d'autre de l'axe de symétrie du spécimen. En se basant sur l'hypothèse de Navier, on a supposé une variation linéaire des déformations sur la profondeur de la dalle. La figure 4.18 illustre la distribution des déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1.

Quelques corrections ont dû être apportées aux lectures prises lors de l'essai. Tout d'abord, une des deux jauges situées sur l'aile comprimée n'était plus fonctionnelle après la coulée. Afin d'obtenir la déformation du feuillet moyen, le rapport entre la jauge restante et la moyenne dans le cas du chargement de la section d'acier seul fut retenu pour la section mixte. Le rapport correspondait à environ 80 % de la lecture de la jauge restante. Les lectures subséquentes de la jauge restante ont donc été corrigées en leur appliquant un facteur multiplicatif de 0,8. La proportion devrait être gardée puisqu'il ne peut pas se produire de voilement de l'aile comprimée car elle est de classe compacte.

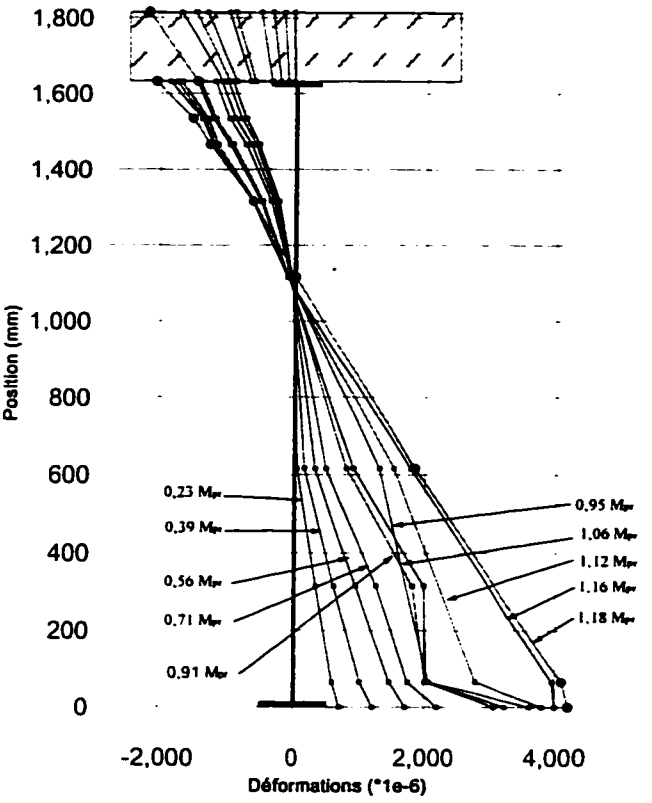



**FIGURE 4.18 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1.**

Par ailleurs, il y a eu décollement d'une des deux jauges située à la section de mesure d=316mm à un chargement de 5850 kN-m (1,06 $M_{pr}$). En observant la figure 4.18, on note que l'acier situé à une profondeur inférieure à 600 mm à partir de l'aile tendue a été fortement sollicité. En admettant une contrainte résiduelle de traction à la jonction aile tendue-âme, on peut affirmer qu'il y a eu plastification dans la région tendue de l'âme. De plus, dû à la grande sollicitation du chargement mécanique, il y a sûrement eu plastification de certaines régions des ailes particulièrement celle qui était tendue. Toutefois, il est difficile de dire à quel point la plastification s'est propagée à cause de la présence des contraintes résiduelles.

### 4.8.2 Spécimen A2

La figure 4.19 illustre le patron de déformations longitudinales obtenu lors du chargement de la section d'acier seul du spécimen A2.

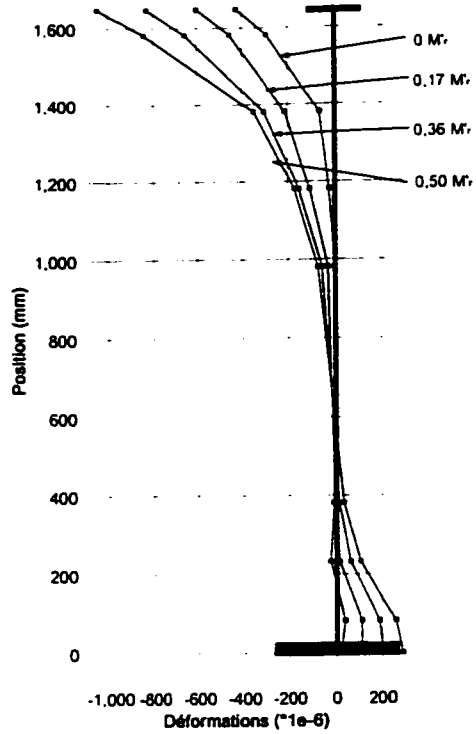



**FIGURE 4.19 - Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A2.**

Il est à noter que le patron illustré est celui obtenu lors de la troisième tentative de chargement de la section d'acier. La prise des zéros des jauges électriques s'est effectuée au début de la première tentative. On rappellera que les techniques utilisées pour redresser l'âme ont provoqué un endommagement partiel de l'aile comprimée ainsi qu'une portion de l'âme comprimée. Toutefois, l'illustration de ce patron initial permet de connaître l'état de déformations réel dans la section d'acier.

Deux corrections ont été apportées aux lectures de jauges électriques. Tout d'abord, une des deux jauges électriques situées à la section de mesure d=1182 mm n'était pas fonctionnelle. La moyenne des rapports entre la lecture de la jauge restante et la moyenne obtenue au cours de la première tentative de chargement de la section

d'acier a été prise. La proportion établie fut que la moyenne était égale à 0,92 fois la lecture de la jauge restante.

La seconde correction concerne la section de mesure située à d=1382 mm où une des deux jauges n'a pas fonctionné. L'équation 4.3 fut utilisée afin de pallier à la lecture d'une jauge. La jauge $_{d=232}$ est située du même côté de l'âme que la jauge $_{d=82}$. L'utilisation d'une telle proportion dans la région comprimée de l'âme n'est peut-être pas rigoureuse mais il n'existe aucun autre moyen de compenser la perte de cette jauge puisque cette dernière n'a jamais fonctionné. Il n'est donc pas possible d'établir une relation basée sur les premières tentatives de chargement.

$$jauge^{mod}_{d=82} = jauge_{d=82}\ x\ \frac{jauge_{d=232}}{Moyenne\ jauges_{d=232}} \qquad [4.3]$$

La figure 4.20 illustre le patron de déformations longitudinales pour la section mixte du spécimen A2.

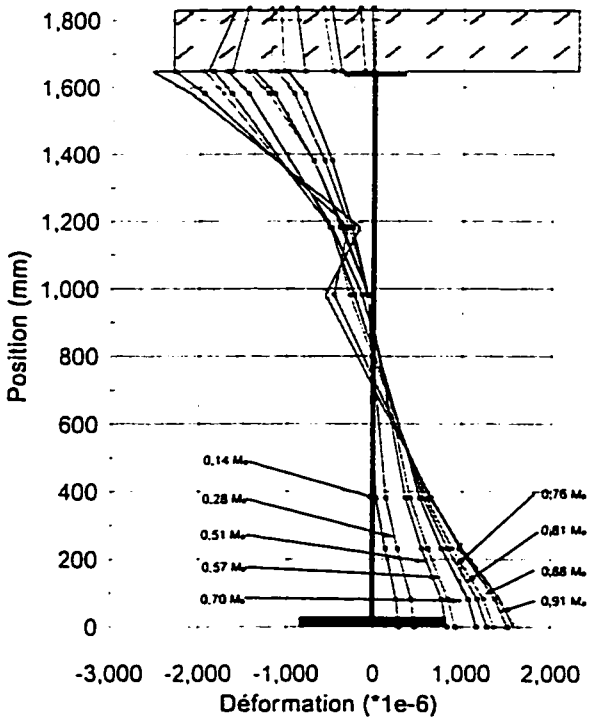



**FIGURE 4.20 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2.**

Une seule modification fut apportée. Elle concerne la lecture à la section d=1382 mm. La proportion utilisée ne s'applique plus pour un moment supérieur à 4459 kN-m ($0,57M_{pr}$) car le voilement à la section d=1182 mm est devenu trop prononcé. Il devient donc impossible de prédire si le comportement aux deux sections demeure identique.

En observant la figure 4.20, on note deux phénomènes. Tout d'abord, il y a une cassure des lectures à la section d=1182 mm. Ceci s'explique par le fait que la déformation latérale de l'âme était rendue tellement importante qu'un côté de l'âme était en tension et l'autre en compression. Ce phénomène est particulièrement important pour les deux derniers stades de chargement. La différence maximale compilée est de 975 με en tension et de -1325 με en compression. Pour les derniers stades, la distribution entre la position 1382 mm et 1582 mm n'a pas été tracée car on ne peut pas dire si elle est linéaire vu qu'il manque une section de mesure intermédiaire.

Par ailleurs, il y a eu inversion de la pente pour les déformations longitudinales dans la dalle de béton au-delà d'un moment de 6289 kN-m (0,81 $M_{pr}$). En effet, les déformations de la fibre inférieure étaient plus grandes que celles de la fibre supérieure. À la dernière étape de chargement, la différence était de 315 με. Les figures 4.21 et 4.22 illustrent la progression des déformations longitudinales mesurées au-dessus et en dessous de la dalle de béton.

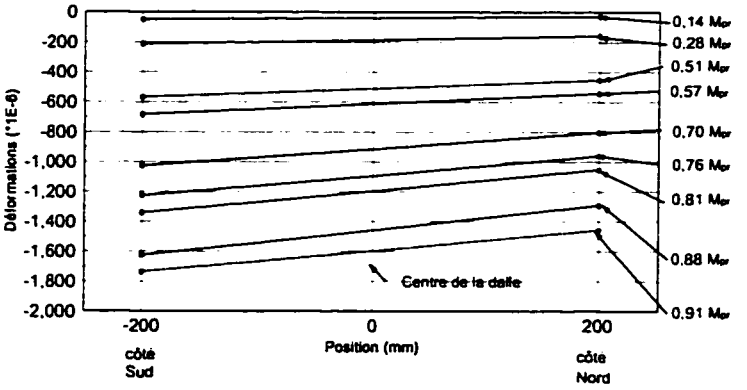



**FIGURE 4.21 - Déformations longitudinales à la fibre extrême de la dalle de béton du spécimen A2.**

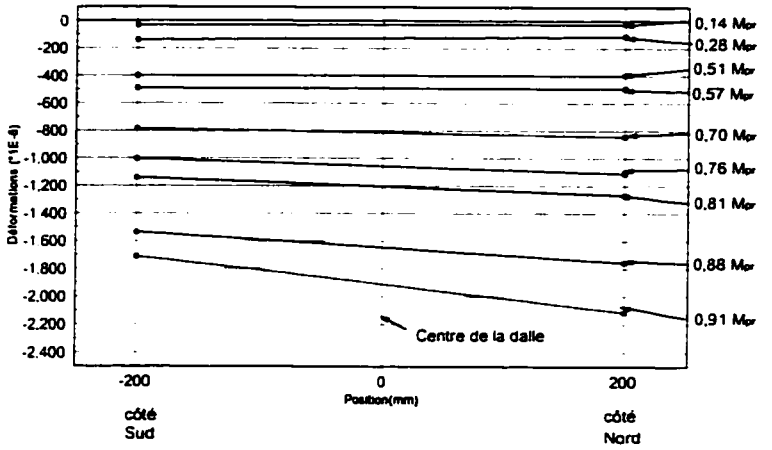



**FIGURE 4.22 - Déformations longitudinales à la fibre inférieure de la dalle de béton du spécimen A2.**

Les figures 4.23 et 4.24 illustrent les déformations longitudinales de la dalle de béton de part et d'autre de l'âme.

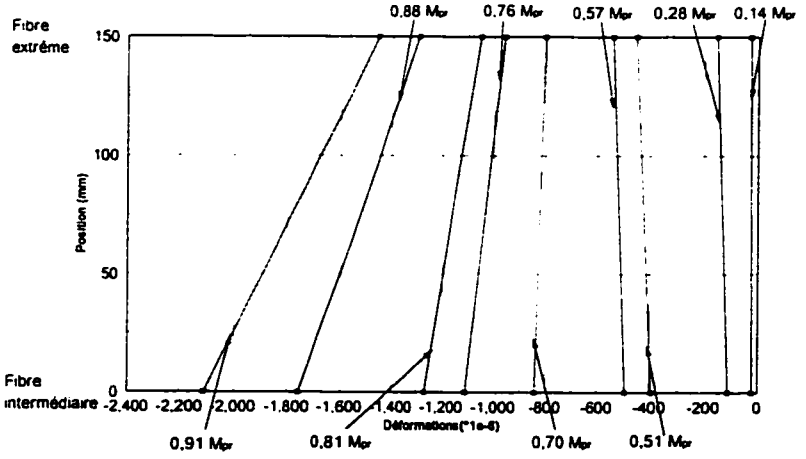



**FIGURE 4.23 - Déformations longitudinales du côté Nord de la dalle de béton du spécimen A2.**

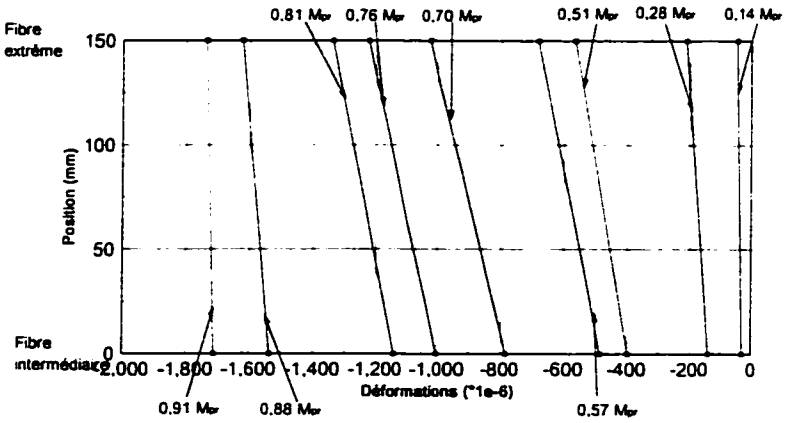



**FIGURE 4.24 - Déformations longitudinales du côté Sud de la dalle de béton du spécimen A2.**

En observant les figures 4.21 et 4.22, on note qu'il y a inversion de la pente de déformations selon que l'on se situe au-dessus et en dessous de la dalle de béton. On observe que la compression est plus importante du côté Nord en dessous de la dalle et du côté Sud au-dessus.

Par ailleurs, en observant les résultats des figures 4.23 et 4.24, on constate que le phénomène d'inversion de pente augmente au cours du chargement. De plus, les déformations longitudinales du côté Sud sont comparables pour les deux fibres de la dalle tandis qu'il y a un certain débalancement au côté Nord. À l'ultime, il y a une différence de 617 με entre la lecture de la fibre inférieure et supérieure de la dalle de béton pour le côté nord.

L'analyse des figures 4.21 à 4.24 suggère qu'il y avait un moment de gauchissement dans la dalle de béton. En utilisant les quatre jauges situées sur la dalle de béton ainsi que les notions de la résistance des matériaux applicables, on obtient un système de quatre équations quatre inconnues. La relation suivante illustre une équation du système:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{A_c} N + \frac{y}{I_{xc}} M_x + \frac{x}{I_{yc}} M_y + \left(\frac{x}{a}\right)\left(\frac{y}{b}\right)\sigma_{gauche} \qquad [4.4]$$

Les termes $a$ et $b$ représentent une fonction d'interpolation utilisée pour représenter la distribution de la contrante de gauchissement ($\sigma_{gauche}$). La figure 4.25 illustre la proportion de chacune des contraintes en fonction de la contrainte totale tout au cours du chargement de la section mixte.

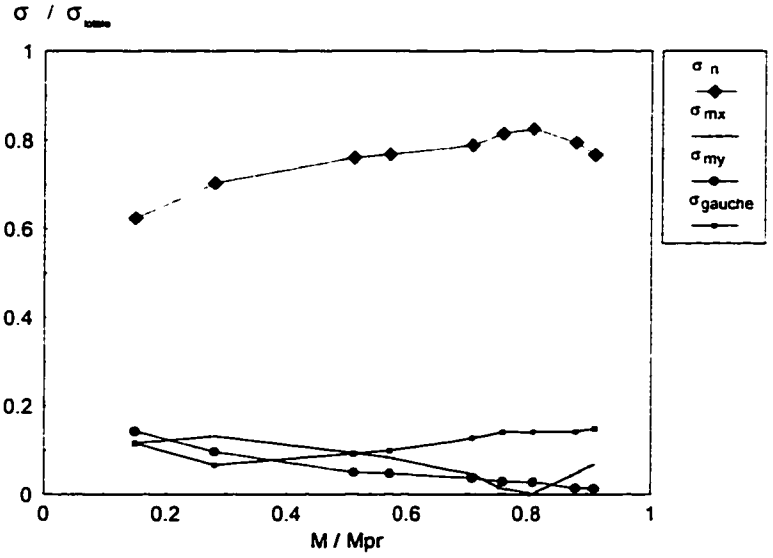



**FIGURE 4.25 - Répartition des contraintes dans la dalle de béton du spécimen A2.**

On note qu'à partir d'un moment de 5492 kN-m (0,71 $M_{pr}$) la contrainte de gauchissement devient importante par rapport aux contraintes de moments principaux. Ce moment de gauchissement a causé une élévation de la dalle du côté Nord et une baisse du côté Sud. Ce mouvement est identique à celui observé au cours du chargement de la section d'acier du spécimen A2.

## 4.9 POSITION DE L'AXE NEUTRE

Afin de déterminer la position de l'axe neutre, deux méthodes de calcul ont été utilisées. Tout d'abord, la position de l'axe neutre fut déterminée en se basant sur l'état des déformations longitudinales pour un chargement donné. La seconde méthode de calcul se base sur les mesures de courbure.

Dans la première méthode, on se base sur les mesures des jauges électriques de déformations. En effet, il suffit d'extrapoler à partir des déformations mesurées dans la partie tendue de la section afin de trouver la position de l'axe neutre. Le choix de ces points de référence se justifie par deux raisons. Premièrement, ils sont éloignés de l'axe neutre ce qui évite les erreurs engendrées par de petites lectures des jauges situées près de l'axe. Ensuite, puisque les jauges sont situées dans la zone tendue, il n'y a pas modification du patron de déformations longitudinales due au voilement de l'âme. Par ailleurs, une préférence est accordée aux sections de mesure contenant deux jauges.

La seconde méthode de calcul se base sur les mesures de courbure. En effet, les lectures des potentiomètres à corde donnent une différence d'élongation entre deux points. À l'aide de la relation suivante, on peut calculer la position du point qui ne subit aucune élongation (voir figure 3.22):

$$axe\ neutre = \frac{1}{\phi} * \frac{C_{pot\ corde\ 127\ mm}}{l} + pos\ y$$

$$\text{où} \quad C_{pot\ corde\ 127\ mm} = potentiomètre\ à\ \text{corde} \qquad [4.5]$$

$$l = \text{longueur des cordes}$$

$$pos_y = \text{position de } C_{pot\ corde\ 127\ mm}$$

### 4.9.1 Spécimen A1

Pour la section d'acier du spécimen A1, l'extrapolation a été effectuée à partir des sections de mesure situées à d=66 mm et d=316 mm. En effet, tel qu'illustré à la

figure 4.17, la pente entre les deux points est représentative de la distribution des déformations longitudinales. Pour ce qui est de la section mixte, les sections de mesure situées à d=616 mm et celle à l'aile tendue ont servi de référence pour l'extrapolation. Il n'était pas possible de prendre les mêmes références pour les deux sections car les mesures prises à la position d=616 mm pour la section d'acier étaient trop faibles et celles à l'aile tendue n'étaient pas représentatives de la pente de distribution des déformations longitudinales. Par ailleurs, les mesures prises aux sections d=66 mm et d=316 mm n'étaient pas valides tout au cours du chargement de la section mixte dû au décollement d'une jauge. La figure 4.26 illustre la variation de la position de l'axe neutre, par rapport à la base de l'aile tendue, pour le spécimen A1.

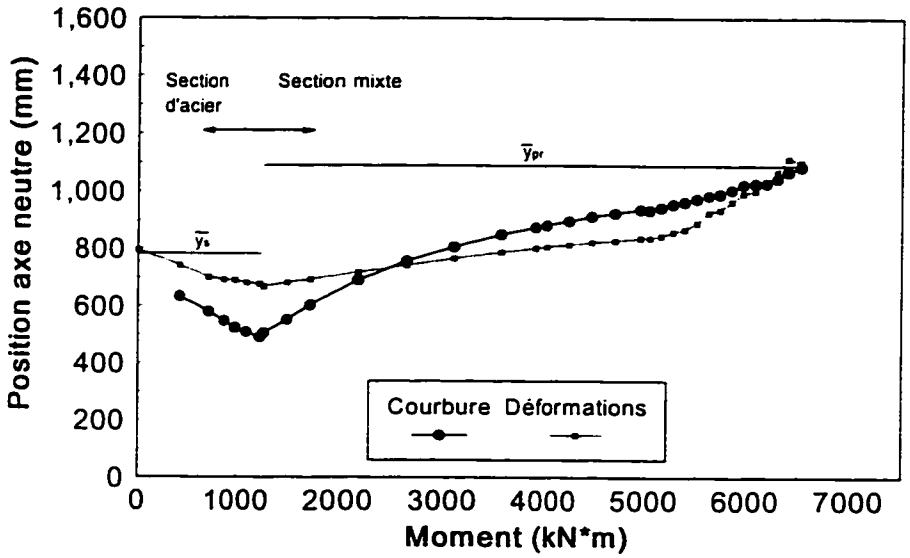



**FIGURE 4.26 - Position expérimentale de l'axe neutre du spécimen A1.**

En premier lieu, on note que les deux méthodes de mesure semblent bien évaluer la position de l'axe neutre. En effet, pour la section d'acier, il est tout à fait normal que l'axe neutre se situe en-deça de la position obtenue à l'aide d'un calcul élastique ($y_s$ = 781 mm) à cause du phénomène de voilement de l'âme. De plus, pour la section mixte, il y a migration de l'axe neutre jusqu'à la position obtenue à l'aide d'un calcul plastique avec les propriétés mécaniques réelles ($y_{pr}$ = 1093 mm).

La première portion de la courbe indique une baisse de l'axe neutre due au phénomène progressif du voilement de l'âme. En effet, lorsqu'il y a voilement de l'âme, une partie de la région comprimée perd de sa rigidité et l'axe neutre doit descendre pour compenser cette perte. Par la suite, lors de l'action composite, il y a une hausse de l'axe neutre pour équilibrer l'effort de compression provenant de la dalle de béton. De plus, on note que le taux de montée de l'axe neutre de la section mixte diminue lorsque la courbure augmente. La diminution du module d'élasticité du béton, causée par l'augmentation des déformations longitudinales, couplée avec une diminution du module de Young de l'acier, causée par la plastification, explique ce phénomène.

### 4.9.2 Spécimen A2

Pour le spécimen A2, l'extrapolation de la position de l'axe neutre s'est effectuée à partir des mesures à d=232 mm et celles sur l'aile tendue. Tel qu'illustré aux figures 4.19 et 4.20, ces sections de mesure sont représentatives de la pente de la distribution des déformations, tant pour la section d'acier que pour la section mixte. Le même processus de calcul fut effectué avec le spécimen A2. La figure 4.27 illustre la variation de position de l'axe neutre pour ce spécimen.

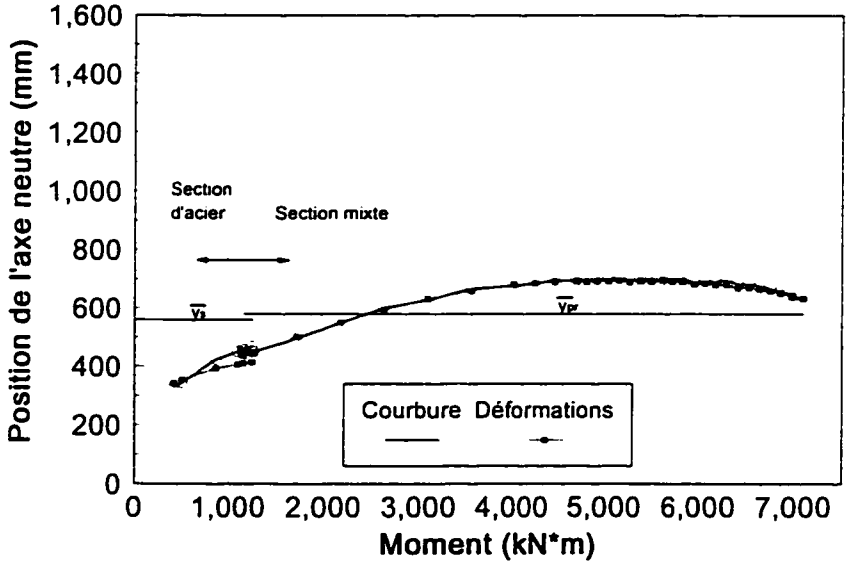



**FIGURE 4.27 - Position expérimentale de l'axe neutre du spécimen A2.**

Il existe une excellente corrélation entre les deux méthodes de calcul. Encore une fois, l'axe neutre pour la section d'acier se situe en-deça de la position obtenue à l'aide d'un calcul élastique ($y_s$ = 559 mm) à cause du phénomène de voilement de l'âme. En observant la figure 4.27, on note qu'il y a une hausse de l'axe neutre lors du chargement de la section d'acier indépendamment de la méthode de calcul utilisée. Ceci va en contradiction avec le comportement prédit par la théorie qui est caractérisé par une baisse de l'axe neutre due au voilement de l'âme.

Tel qu'illustré à la figure 4.28, la baisse de l'axe neutre s'est en fait produite lors de la première tentative de chargement de la section d'acier. Tel que prévu, il y a eu une baisse de l'axe neutre de 155 mm (de 414 mm à 259 mm) lors de cette tentative.

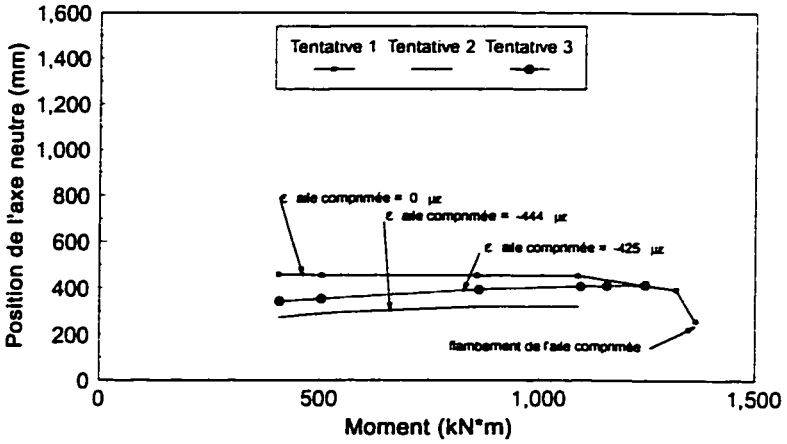



**FIGURE 4.28 - Variation de l'axe neutre au cours des trois tentatives de chargement de la section d'acier du spécimen A2.**

Cependant, on note que l'axe neutre demeure à la même position au début du chargement même si la section est voilée. La variation de la position de l'axe neutre mesurée au cours de la deuxième tentative de chargement est très semblable à celle de la troisième tentative. Pour la troisième tentative, il y a eu une variation de la position de l'axe neutre de 71 mm (de 343 à 414 mm). Il est donc probable que le flambement de

l'aile comprimée, lors des étapes initiales de chargement, ait endommagé quelque peu le spécimen et celui-ci n'a pas retrouvé sa configuration initiale au début de la troisième tentative de chargement.

En résumé, la variation de la position de l'axe neutre au cours de la première tentative est la plus représentative de la réalité car la section n'était pas endommagée et il n'y avait pas de contreventement pour retenir l'aile comprimée. De plus, on note que l'axe neutre se situe à la même position à la fin du troisième chargement que lors du premier. Par souci de cohérence, les mesures de la troisième tentative sur la figure 4.27 seront quand même conservées.

L'allure de courbe de la figure 4.27 pour la section mixte semble être correcte. On observe une hausse de la position de l'axe neutre due l'effort de compression qui se développe progressivement dans la dalle de béton. Par la suite, il y a une baisse de l'axe neutre due au voilement de l'âme et à la plastification de l'aile comprimée. De plus, on note que la position finale de l'axe neutre se situe près de la valeur calculée à l'aide d'un calcul plastique à l'aide des propriétés mécaniques réelles ($y_{pr}$ = 597 mm).

## 4.10 GLISSEMENT DALLE DE BÉTON-ACIER

Les figures 4.29 à 4.32 illustrent la moyenne des lectures de glissement mesuré entre la dalle de béton et la section d'acier pour les deux spécimens. Le glissement était mesuré à 800 mm et à 1400 mm, du côté où il y a variation du moment, du raidisseur porteur vis-à-vis des vérins. Afin de conserver une relation entre la dalle de béton et le glissement, l'abscisse de chacun des graphiques est représentée par l'effort tranchant appliqué à la section mixte ($V_m$) et non l'effort tranchant total. Ainsi pour un effort tranchant $V_m$ de 0 kN, il n'y aucun glissement. On obtient la relation suivante:

$$V_m = V - V_{acier\ seul} \qquad [4.6]$$

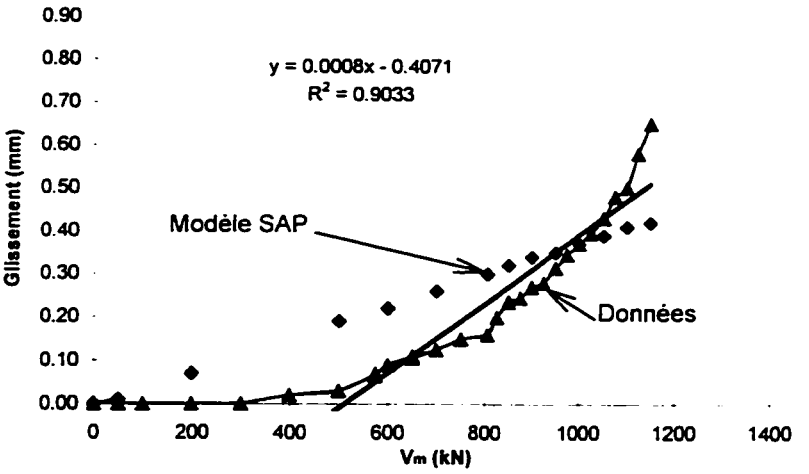



**FIGURE 4.29 - Glissement à 800 mm (Spécimen A1).**

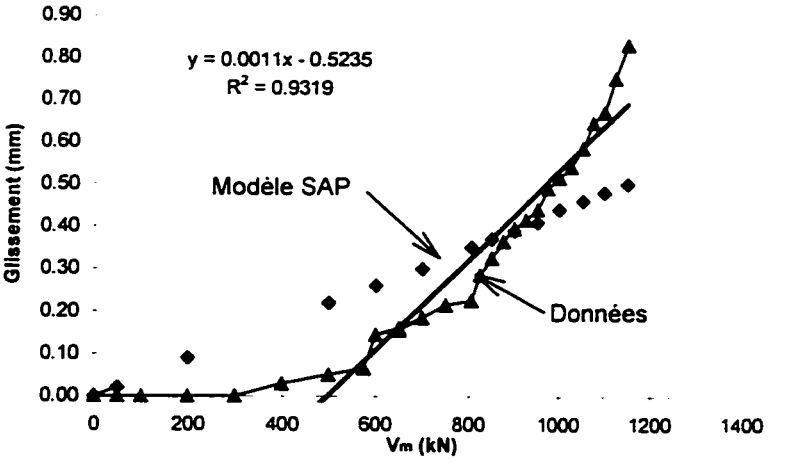



**FIGURE 4.30 - Glissement à 1400 mm (Spécimen A1).**

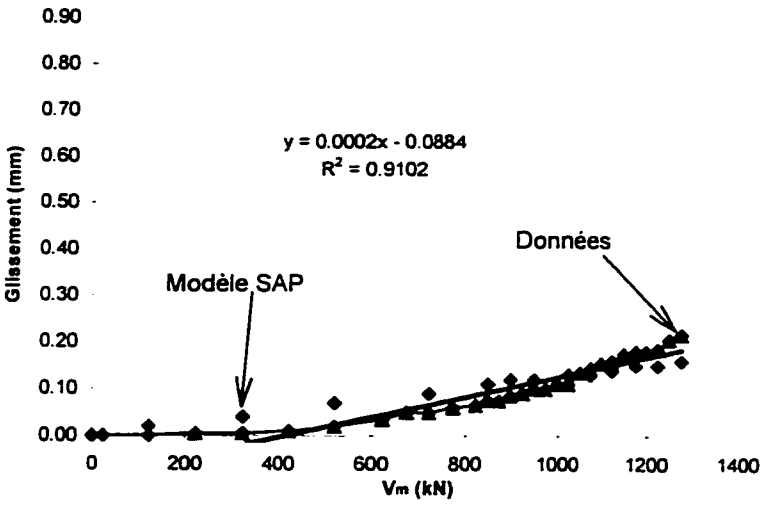



**FIGURE 4.31 - Glissement à 800 mm (Spécimen A2).**

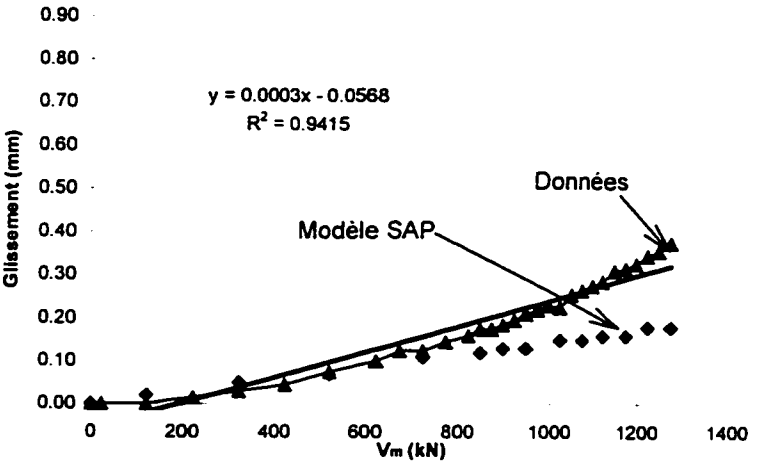



**FIGURE 4.32 - Glissement à 1400 mm (Spécimen A2).**

Une régression linéaire fut effectuée pour chacun des deux spécimens. Pour le spécimen A1, le glissement ne s'est pas produit dans les premières étapes de chargement. Les trois premières mesures ont donc été écartées de la régression afin de conserver une variation linéaire.

Afin de valider les mesures expérimentales du glissement, un modèle simulant le comportement du goujon a été effectué avec SAP90. Le modèle consistait en une série d'éléments de poutres d'une longueur de 152,4 mm chacune disposées sur deux rangées dont l'une représente la section d'acier et la seconde représente la dalle de béton. Les deux sections ont été reliées à l'aide d'un élément de poutre simulant le goujon. Chacune des poutres possède un module de Young, une aire ainsi qu'une inertie représentative de la section considérée. Toutefois, pour le goujon, une aire considérable ($1x10^6$ $mm^2$) a été utilisée pour que les deux sections subissent le même déplacement vertical. Le goujon avait une longueur égale à la distance entre le centre de gravité de la section d'acier et celui de la section de béton. Cependant, une extension rigide fut utilisée pour simuler l'encastrement du goujon dans la dalle de béton et ainsi la hauteur de cisaillement réelle du goujon, $h_g$, a été arbitrairement fixée à 10 mm. Le modèle utilisé a été validé à l'aide d'un porte-à-faux pour trois cas de rigidités du goujon: une rigidité nulle simulant un comportement découplé des deux matériaux, une rigidité infinie simulant une section monolithique sans aucun glissement et finalement une rigidité moyenne simulant une poutre mixte normale. Cette dernière a pu être validée avec la solution présentée à la section 2.2.3. À la lumière de ces analyses, on peut affirmer que le modèle représente fidèlement le comportement d'une poutre mixte avec goujon.

Le modèle initial fut modifié pour représenter le mode de chargement ainsi que les conditions de retenue utilisés lors de nos essais. Par la suite, une procédure itérative a été employée pour déterminer la rigidité des goujons par unité de longueur de la poutre. Pour ce faire, on fixait l'inertie d'un goujon pour une charge donnée et on comparait le glissement obtenu à l'aide du modèle, égal à l'effort tranchant dans le goujon divisé par sa rigidité totale ($12E_sI_g/h_g^3$), à celui mesuré. Lorsque la correspondance devenait satisfaisante, on calculait la rigidité du goujon par unité de longueur qui est égale la rigidité totale divisée par l'espacement (152,4 mm dans le modèle).

En observant les figures 4.29 à 4.32, on note que le modèle donne de meilleurs résultats avec le spécimen A2 puisque le glissement s'est effectué au début de l'essai. On obtient une rigidité de 1,10 kN/mm/mm pour les goujons du spécimen A1 et de 3,15 kN/mm/mm pour ceux du spécimen A2. En considérant que les goujons devraient avoir une inertie semblable puisque l'espacement des goujons et les dimensions de la dalle de béton sont identiques pour les deux spécimens, on obtient une hauteur de cisaillement de égale à 7 mm pour le spécimen A2 et 10 mm pour le spécimen A1. La variation de rigidité par unité de longueur est donc acceptable.

Tel qu'illustré aux figures 4.33 et 4.34, la flèche, au centre de la poutre, obtenue à l'aide du modèle est semblable à celle mesurée pour les premières étapes de chargement. Ensuite, il y a une discordance des résultats s'expliquant par la plastification de certaines régions ainsi que le voilement de l'âme que le modèle ne considère pas. Par ailleurs, on note que le glissement influence légèrement la flèche au centre. En effet, pour le spécimen A1, il y a eu une diminution de la flèche centrale de l'ordre de 4 % pour obtenir une rigidité d'environ $2470 \times 10^9$ kN-mm$^2$ ($EI_{sap}$).

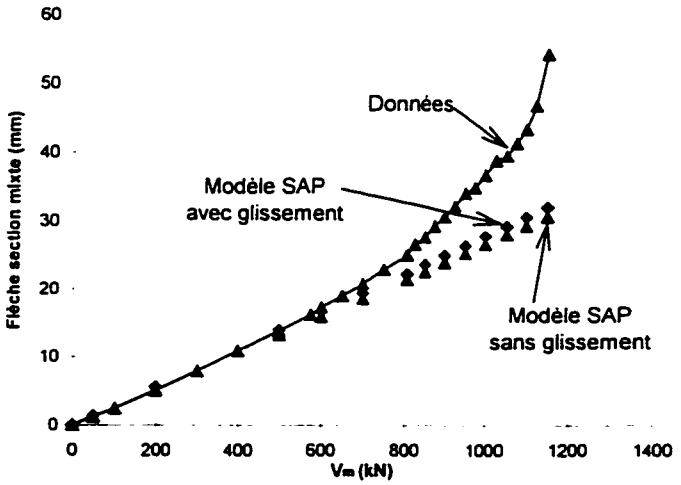



**FIGURE 4.33 - Flèche à l'aide du modèle SAP90 (Spécimen A1).**

Pour le spécimen A2, il y a eu une diminution de la flèche centrale de l'ordre de 2 % pour obtenir une rigidité d'environ $4130x10^9$ kN-mm$^2$ ($EI_{sap}$).

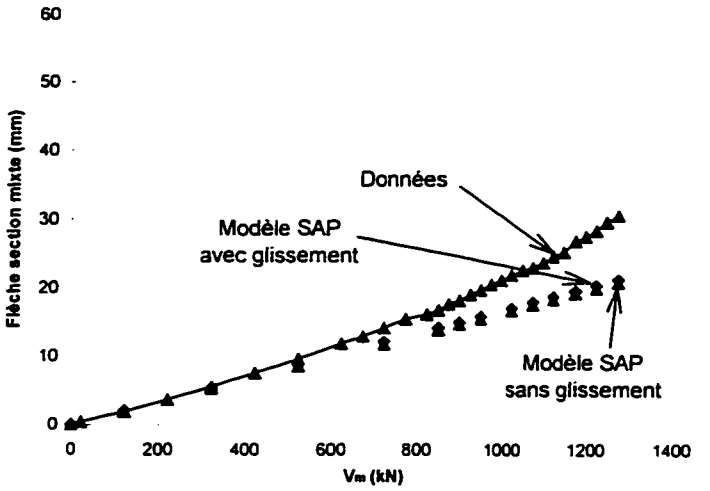



**FIGURE 4.34 - Flèche à l'aide du modèle SAP90 (Spécimen A2).**

Par ailleurs, deux micromètres mesuraient le glissement total de la dalle de béton à chacune des extrémités du spécimen. La figure 4.35 illustre le phénomène du glissement total pour chacun des spécimens.

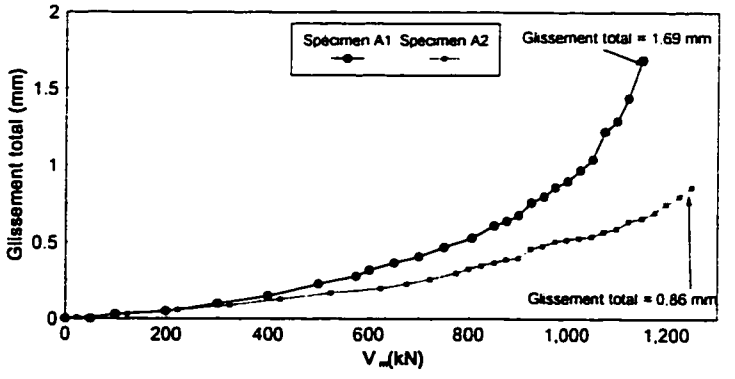



**FIGURE 4.35 - Glissement total pour chacun des spécimens.**

Les données illustrées correspondent à la moyenne des lectures prises à chacune des deux extrémités. On note que le glissement est un phénomène progressif. Tel qu'illustré à la figure 4.35, le caractère non linéaire des courbes indique qu'il y a eu plastification des goujons situés aux extrémités. Par conséquent, il devient difficile de développer un modèle exact afin d'exprimer une différence de micro-déformations due au glissement entre la section de béton et celle d'acier en fonction de l'effort tranchant appliqué à la section mixte.

## 4.11 DÉFORMATIONS LATÉRALES DE L'ÂME

### 4.11.1 Spécimen A1

Au cours de l'essai, il y a eu mesure des déformations latérales de l'âme. Les mesures étaient effectuées à l'aide de l'instrument décrit à la section 3.4.4. Puisque l'appareil est appuyé sur l'aile en tension et l'aile en compression, ceci implique que les mesures prises sont relatives aux deux ailes. Les mesures étaient prises à un intervalle régulier d'environ 100 kN afin de voir la progression de la déformée. La figure 4.36 illustre la déformée obtenue pour le spécimen A1. Les mesures indiquées ont été prises dans le panneau central du spécimen.

Il est à noter que les lignes pointillées indiquent des mesures prises lors de l'essai sur la section d'acier uniquement tandis que les lignes pleines concernent la section mixte. De plus, le stade de chargement est exprimé en fonction de $M'_r$ pour la section d'acier et de $M_{pr}$ pour la section mixte.

On remarque que la flèche initiale est égale à 1/60 de la profondeur de la section d'acier, ce qui excède largement la limite permise de 1/150 généralement utilisée en pratique (ICCA, 1996). Aucune mesure ne fut prise afin de redresser l'âme car on voulait obtenir un patron de contraintes résiduelles relativement uniforme tout au long de la section centrale, ce qui n'aurait pas été le cas si l'âme avait été chauffée afin de la redresser.

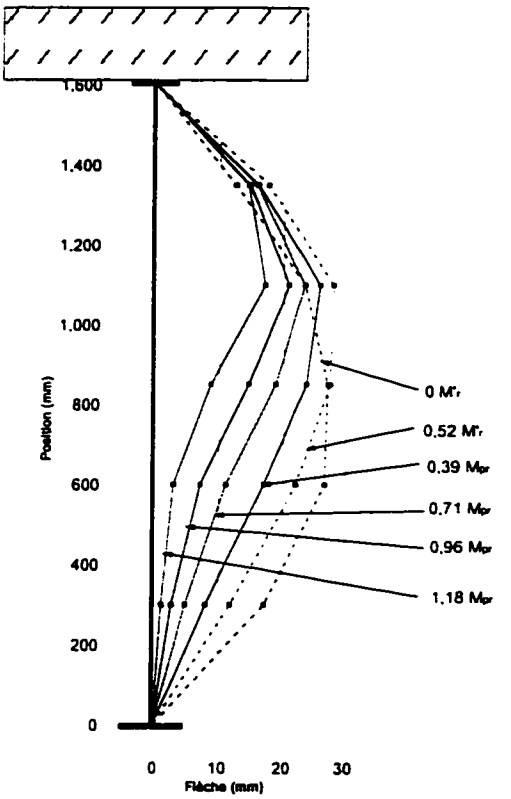



**FIGURE 4.36 - Déformations latérales de l'âme du spécimen A1.**

La déformation latérale maximale observée à la fin de l'essai est de 28 mm. Pour les mesures concernant la section d'acier seul, on note que les régions tendues se raidissent tandis que la déformation latérale des régions comprimées de l'âme a tendance à augmenter. Pour ce qui est de la section mixte, les régions tendues continuent de se

redresser aussi mais les régions comprimées ne subissent plus de grande variation. Ceci s'explique par le fait que l'axe neutre se situe à environ 1100 mm de l'aile tendue et ainsi, les dimensions du panneau comprimé limitent les variations de la déformation latérale. Il y a un effet d'encastrement engendré par la jonction aile comprimée-âme et la zone tendue. De plus, la dalle de béton reprend quasiment toute l'augmentation de la compression, ce qui limite les efforts dans l'âme comprimée.

La figure 4.37 illustre la déformée latérale de l'âme pour tout le panneau central à un moment égal à 6407 kN-m (1,16 $M_{pr}$ ou 0,98 $M_{rup}$).

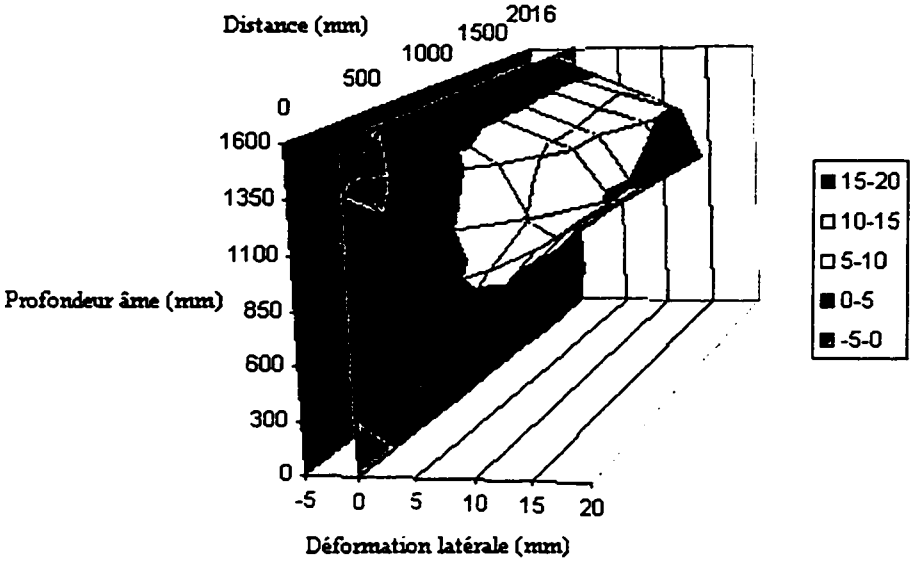



**FIGURE 4.37 - Déformations latérales du panneau central du spécimen A1 (M = 1,16 $M_{pr}$).**

L'axe *distance* représente la position de la section transversale par rapport au premier raidisseur intermédiaire du panneau central.

On note le caractère uniforme du bombement de l'âme. La déformée maximale de l'âme comprimée est de 18 mm. Dans la région tendue de l'âme, la déformée est inférieure à 5 mm. La figure 4.37 illustre bien le phénomène de raidissement des zones tendues et de bombement des zones comprimées.

### 4.11.2 Spécimen A2

Le même principe de mesure fut appliqué au spécimen A2. La figure 4.38 illustre la variation de la déformée. On note que la déformation latérale initiale de l'âme est égale à 1/90 de la profondeur de la section d'acier ce qui excède, encore une fois, largement la limite permise.

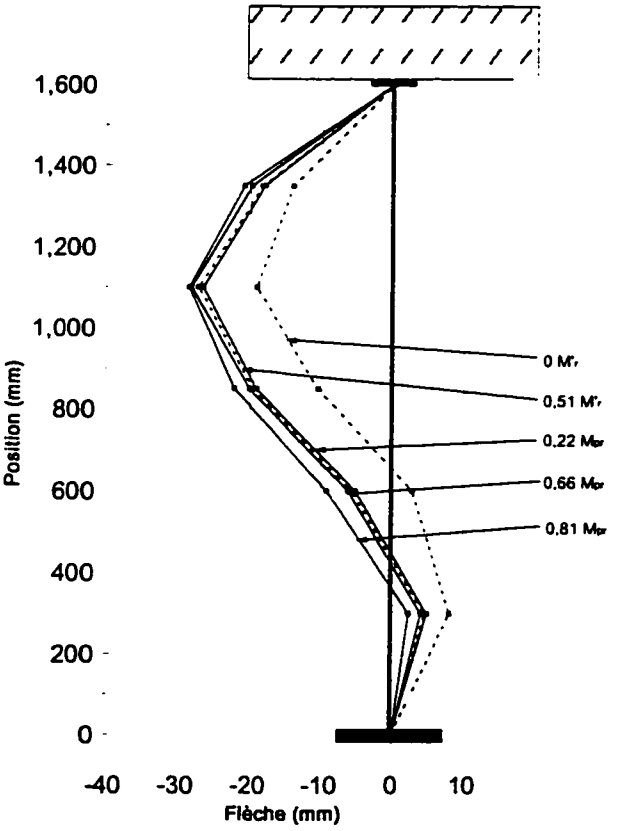



**FIGURE 4.38 - Déformations latérales de l'âme du spécimen A2.**

La déformation latérale maximale de l'âme est de 29 mm ce qui est légèrement supérieur à la valeur du spécimen A1. Le phénomène où les régions tendues se raidissent et où le bombement augmente dans la partie comprimée est très bien illustré sur ce spécimen. En effet, il y a eu une augmentation de la déformée de 14 mm dans la région comprimée de l'âme. L'observation de ce phénomène est facilitée parce que l'axe neutre est relativement bas dans la section d'acier. Ainsi, la région de l'âme en compression n'est pas restreinte dans son mouvement. De plus, on remarque que la plus grande variation de la déformée se produit lors du chargement de la section d'acier seul.

La figure 4.39 illustre la déformée globale à l'intérieur du panneau central à un moment de 6293 kN-m (0,81 $M_{pr}$ ou 0,89 $M_{rup}$).

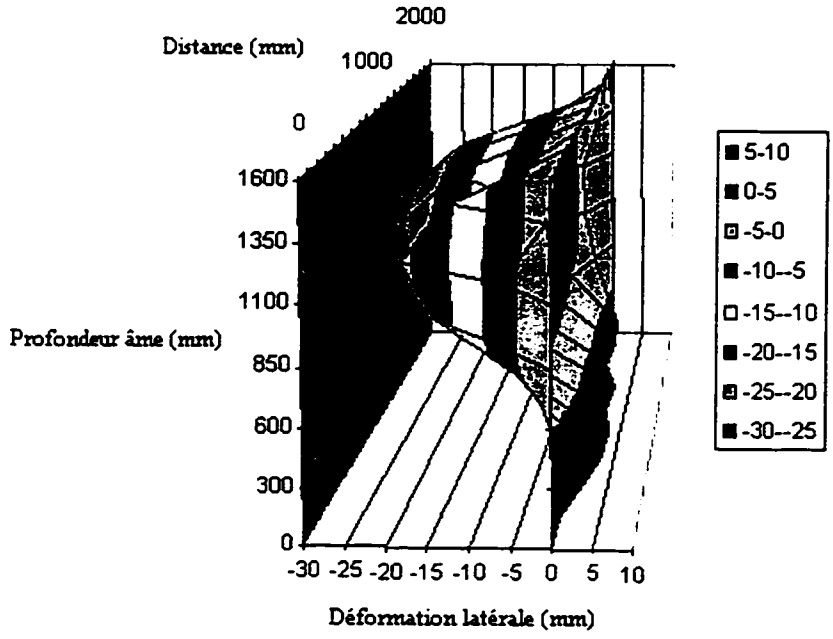



**FIGURE 4.39 - Déformations latérales du panneau central du spécimen A2 ($M = 0,81\ M_{pr}$).**

On remarque que contrairement au spécimen A1, il y a une double courbure. Ce phénomène est simplement dû à la déformée initiale de l'âme. Le bombement de l'âme est beaucoup plus prononcé que lors de l'essai du spécimen A1 car la portion d'âme comprimée est plus élevée. Les régions tendues possèdent une déformation latérale inférieure à 5 mm.

L'annexe D présente la déformation latérale de l'âme pour toutes les étapes de chargement de chacun des spécimens.

## 4.12 VARIATION DE LA PRÉCONTRAINTE

L'utilisation de la précontrainte s'est avérée efficace puisqu'il n'y a pas eu rupture en interaction flexion-cisaillement dans les panneaux adjacents aux points de chargement. Le chargement du spécimen a entraîné une augmentation des contraintes longitudinales dans les barres de précontrainte puisque le système était solidaire de la poutre d'acier. Ce phénomène est illustré à la figure 4.40.

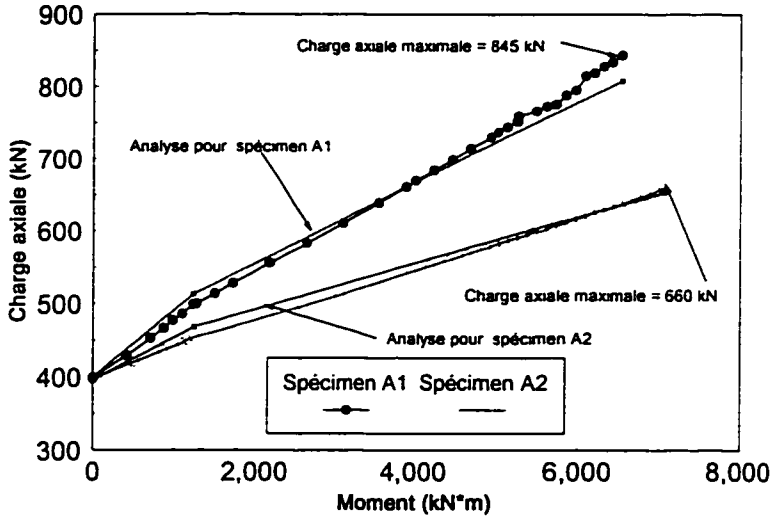



**FIGURE 4.40 - Variation de la charge axiale dans les barres de précontrainte.**

Tout d'abord, on note le caractère linéaire de la variation. Ceci s'explique par le fait qu'il n'y a pas eu plastification des barres de précontrainte. Le changement de pente indique le passage entre la section d'acier et la section mixte. La pente est une indication de la rigidité. En effet, si le spécimen était très rigide et ainsi capable de résister à tout l'effort, il n'y aurait aucune variation de la contrainte. Un spécimen moins rigide aurait une pente plus accentuée. C'est ce que l'on observe car la pente du spécimen A2 est plus faible que celle du spécimen A1.

Par ailleurs, les barres de précontrainte ont un comportement linéaire jusqu'à la rupture alors que la rigidité des spécimens varie de façon significative. L'endommagement principal des spécimens se situe dans la région du panneau central où il n'y a pas de barres de précontrainte. De plus, comme les barres sont reliées à la poutre d'acier en deux endroits très distants l'un de l'autre, les barres de précontrainte réagissent en fonction du comportement global de la section incluse entre les points d'attache. Ainsi, les régions de la section mixte situées près des points d'attache subissent moins de dommage que celles situées près des points de chargement et par conséquent, on obtient un comportement moyen pratiquement linéaire entre les deux points.

Une discrétisation du spécimen en un modèle d'éléments finis a été effectuée à l'aide du logiciel SAP90. Le modèle considérait la séquence de chargement (acier seul suivi de la section mixte) et utilisait un comportement élastique des matériaux. Le modèle avait prédit une charge axiale maximale de 800 kN pour le spécimen A1 et de 655 kN pour le spécimen A2. L'écart de 5 % entre ces valeurs théoriques et les valeurs expérimentales est acceptable. Les faibles différences peuvent s'expliquer par le caractère non-linéaire des matériaux.

## 4.13 DISCUSSION DES RÉSULTATS

### 4.13.1 Résistance ultime

La rupture du spécimen A1 s'est produite à un moment égal à 6530 kN-m ($M_{rup}$). Tel qu'illustré au tableau 4.5, ceci correspond à 118 % du moment plastique calculé à l'aide des propriétés mécaniques réelles des matériaux ($M_{pr}$) et à 120 % du moment calculé à l'aide de la norme CHBDC ($M_{pcr}$). Le calcul de la capacité selon cette norme est effectué à l'aide de principe de profondeur d'âme effective (voir figure 2.11) car la profondeur d'axe neutre plastique ($D_p$) excède la limite permise par la norme, $D_{c\,lim}$. À l'aide de la méthode de calcul élasto-plastique ($M_{epr}$) (Picard et Beaulieu, 1993), on obtient une résistance ultime inférieure de 20 % à celle mesurée expérimentalement. De plus, on remarque que la capacité ultime en flexion excède de 52 % la capacité prédite par un calcul élastique ($M_{er}$) tel que prescrit par la norme S6. Ceci confirme donc le caractère trop conservateur d'un calcul élastique.

**TABLEAU 4.5 - Capacité ultime des spécimens.**

| Propriétés | | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|---|
| **Profondeur d'âme comprimée** | $D_p$ | 523 mm | 1045 mm |
| | $D_{c\,lim}$ | 342 mm | 345 mm |
| **Moment ultime (kN-m)**[1] | $M_{rup}$ | 6530 | 7090 |
| | $M_{pr}$ | 5550 (1,18) | 7820 (0,91) |
| | $M_{pcr}$ | 5450 (1,20) | 6320 (1,12) |
| | $M_{epr}$ | 5260 (1,25) | 6520 (1,09) |
| | $M_{er}$ | 4290 (1,52) | 6330 (1,12) |

[1] les valeurs entre parenthèses correspondent au rapport entre la valeur expérimentale ($M_{rup}$) et la valeur théorique ($M_{pr}$, $M_{pcr}$, $M_{epr}$, $M_{er}$)

Le gain de capacité pourrait s'expliquer par l'écrouissage de l 'acier de l'aile tendue et de l'âme tendue et par le fait que l'effort repris par la dalle de béton excèdait celui calculé à l'aide du concept de bloc équivalent. En effet, il a été constaté expérimentalement que la dalle de béton était sollicitée à sa pleine capacité ($A_c$ x $f'_c$) pour un niveau de chargement près de la rupture. En éliminant le concept de bloc équivalent, on obtient un moment plastique résistant égal à 5770 kN-m. Pour ce qui est de l'écrouissage, l'analyse des courbes contrainte-déformation des matériaux en cause montre que ce phénomène s'est produit mais ne peut pas expliquer le gain excédentaire de résistance. Une vérification des résultats expérimentaux n'a pas permis de déceler un élément permettant d'expliquer ce surplus de résistance.

Le spécimen A2 a atteint un moment ultime égal à 7090 kN-m ($M_{rup}$), ce qui équivaut à 91 % du moment plastique ($M_{pr}$). Le sévère patron de contraintes résiduelles ainsi que la déformation latérale initiale de l'âme ont probablement empêché le spécimen d'atteindre le moment plastique. On note au tableau 4.5 que le moment évalué par la future norme CHBDC sous-estime de 12 % la capacité flexionnelle du spécimen, ce qui est acceptable. De plus, on note que le calcul, en supposant un calcul élastique, donne une bonne estimation de la capacité ultime de la section même s'il ne tient pas compte du voilement de l'âme.

À la lumière de ces résultats, on peut affirmer que la méthode de calcul proposée par la future norme CHBDC semble adéquate pour évaluer la capacité en moment positif d'une poutre mixte à âme élancée.

### 4.13.2 Ductilité

Les deux spécimens ont subi une rupture fragile et ont donc démontré une très faible ductilité. Cependant, l'effet d'échelle des dimensions de la dalle de béton explique peut être ce comportement. En effet comme la dalle des spécimens était de faible dimension, elle n'a pas été en mesure de reprendre l'effort transmis lors du voilement inélastique de l'âme. Afin de valider cette hypothèse, deux poutres de dimensions réelles ont été étudiées. Les propriétés mécaniques des spécimens ainsi que la position de l'axe neutre plastique ont été conservées telles que dans les poutres des essais. De plus, les dimensions de l'âme ont été conservées afin que le transfert d'effort dû au voilement inélastique de l'âme soit le même dans les deux cas. La figure 4.41 illustre ces deux nouveaux spécimens.

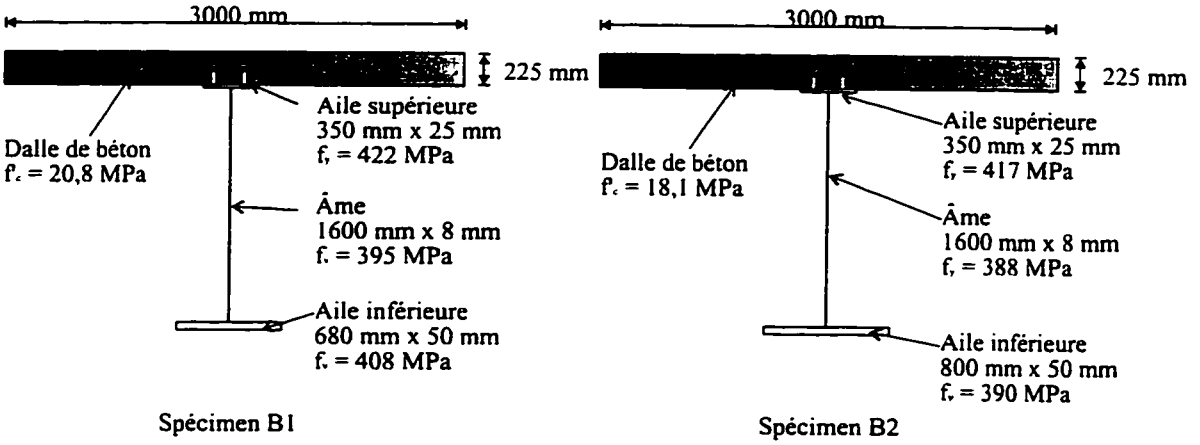



**FIGURE 4.41 - Spécimens réels B1 et B2.**

Quelques hypothèses ont dû être formulées pour effectuer les calculs. Tout d'abord, une déformation unitaire égale à $\varepsilon_y$ a été supposée à la jonction de l'âme comprimée et de l'aile lors de l'apparition du voilement inélastique de l'âme. En observant les figures 4.18 et 4.20, on note que pour un chargement près de la capacité ultime, la mesure de déformation longitudinale mécanique est environ égale à celle de

plastification ($\varepsilon_y$). Par ailleurs, les mesures expérimentales permettent de supposer que l'axe neutre à la rupture se situe à la position de l'axe neutre plastique (voir figures 4.26 et 4.27). Il est à noter que ceci est en accord avec l'hypothèse généralement admise stipulant que le mode de construction n'influence pas la capacité ultime d'une poutre mixte. Une troisième hypothèse suppose que la contrainte moyenne dans la dalle de béton est égale à celle située à mi-profondeur de la dalle. Ceci se justifie par le fait que puisque l'axe neutre est situé très bas dans la section d'acier alors, le béton est sollicité de façon quasi uniforme. Finalement, on suppose que, suite au voilement de l'âme, la dalle de béton doit reprendre tout l'effort de compression s'exerçant dans l'âme avant le voilement. Cet effort , $C_w$, est supposé égal à 850 $w^2 \sqrt{F_y}$ .

Un moment égal à 50 % M'$_y$ a été appliqué afin de simuler le comportement non étayé de la poutre mixte. La contrainte avant le voilement inélastique de l'âme ($\sigma_{avant\ voil}$) est obtenue à l'aide d'une distribution des contraintes correspondant à la plastification de l'âme comprimée. La contrainte additionnelle due au transfert ($\sigma_{transfert}$) est égale à $C_w$ divisé par l'aire de la dalle de béton. Le tableau 4.6 illustre les résultats obtenus pout tous les spécimens.

**TABLEAU 4.6 - Contrainte moyenne dans la dalle de béton à la rupture.**

| Contrainte (MPa) | Spécimen A1 | Spécimen B1 | Spécimen A2 | Spécimen B2 |
|---|---|---|---|---|
| $\sigma_{avant\ voil}$ | 19,4 | 19,9 | 17,4 | 17,2 |
| $\sigma_{tansfert}$ | 9,0 | 1,6 | 9,0 | 1,6 |
| $\sigma_{totale}$ | 28,4 | 21,5 | 26,4 | 18,8 |
| $f'_c$ | 20,8 | 20,8 | 18,1 | 18,1 |

On constate que le transfert de l'effort $C_w$ entraîne la rupture du spécimen par éclatement de la dalle de béton même pour les spécimens B1 et B2. Par ailleurs, on note que lorsque l'on atteint la plastification à l'âme comprimée, la contrainte moyenne dans

la dalle de béton correspond à environ 95 % de la résistance maximale en compression ($f_c$'). Ceci semble être le point sensible de l'analyse puisque même si l'on augmente l'aire de la dalle de béton, on ne fait que diminuer la contrainte de transfert. Cependant, la contrainte totale des spécimens réels se rapproche plus de la contrainte maximale permise ($f'_c$). Toutefois, une étude de sensibilité devrait être effectuée afin de connaître l'influence de la valeur de $f'_c$ sur la contrainte moyenne dans la dalle de béton à la rupture.

Tel que mentionné à la section 2.3, la plupart des normes ne contiennent pas de spécifications quant à une ductilité minimale. La seule exception est la norme AASHTO-94 qui limite la profondeur d'âme comprimée pour garantir un comportement ductile. Toutefois, les deux spécimens étudiés ne répondaient pas au critère de profondeur maximale d'âme comprimée. Dans ce cas, la ductilité doit être évaluée en supposant une distribution élastique des contraintes dans la section lorsqu'une déformation de 3000 με est atteinte à la fibre extrême de la dalle de béton. La figure 4.42 illustre la méthode d'évaluation de la ductilité selon la norme AASHTO-94.

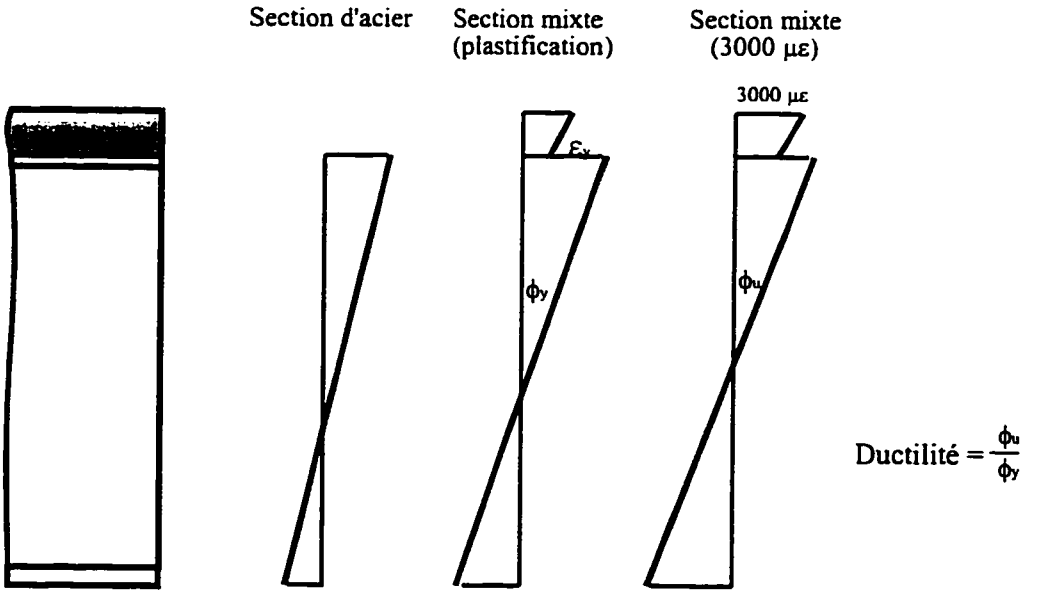



**FIGURE 4.42 - Ductilité en courbure selon la norme AASHTO-94.**

Une ductilité en courbure ($\mu_{aashto}$) de 2,8 et de 1,5 est obtenue respectivement pour les spécimens A1 et A2. Un second calcul fut effectué en utilisant une distribution des contraintes correspondant à une déformation maximale de 2200 $\mu\varepsilon$ à la fibre extrême de la dalle de béton, telle que mesurée lors des essais en laboratoire. On obtient ainsi une ductilité ($\mu_{aashto\ mod}$) de 2,1 pour le spécimen A1 et de 1,2 pour le spécimen A2. Le tableau 4.7 contient un résumé des valeurs de ductilité obtenues à l'aide des diverses méthodes.

Les valeurs de ductilité pour le spécimen A1 se situent en moyenne à 1,6, à l'exception de celle calculée avec le logiciel d'analyse par section plane (PASCAB) ainsi que celle évaluée à l'aide de la norme AASHTO-94. Ceci démontre clairement que l'évaluation de la ductilité en se basant sur l'apparition de la première plastification en un endroit précis, comme c'est le cas avec PASCAB, surestime de beaucoup la ductilité d'une section mixte. Il semble beaucoup plus réaliste d'évaluer la ductilité d'une section mixte en observant le diagramme moment-courbure. Toutefois, il faut mentionner que le logiciel PASCAB ainsi que la norme AASHTO calculent une ductilité pour une section particulière (analyse locale) tandis que les essais donnent une ductilité pour l'ensemble de la poutre mixte (analye globale). Par ailleurs, il est à noter que le calcul simplifié de la ductilité n'inclut pas le phénomène de voilement de l'âme. Cette raison peut expliquer la différence entre les valeurs mesurées expérimentalement et celles calculées à l'aide de la norme.

**TABLEAU 4.7 - Valeurs de ductilité.**

| Méthode | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|
| $\mu_{exp}$ | 1,4 | 1,3 |
| $\mu_{exp\ corr}$ | 1,6 | 1,5 |
| $\mu_{eccs}$ | 1,5 | 1,4 |
| $\mu_{pascab}$ | 4,1 | 1,3 |
| $\mu_{maltais}$ | 1,1 | 1,0 |
| $\mu_{aashto}$ | 2,8 | 1,5 |
| $\mu_{aashto\ mod}$ | 2,1 | 1,2 |

On constate un manque de ductilité pour les deux spécimens. Le caractère fragile des ruptures observées au cours des essais expérimentaux est en accord avec les faibles ductilités mesurées.

La future norme CHBDC n'inclut pas de spécification pour garantir la ductilité d'une poutre de pont mixte. L'ingénieur praticien est donc libre de choisir les dimensions d'une poutre mixte sans considérer la ductilité de cette dernière mais en se basant seulement sur la capacité ultime désirée.

### 4.13.3 Rigidité de la section mixte

Lors des essais expérimentaux, les rigidités initiales des sections mixtes furent mesurées. Le tableau 4.8 indique la valeur de rigidité initiale de la section mixte (voir second tronçon des figures 4.15 et 4.16). Les termes $EI_t$ et $EI_e$ correspondent respectivement à la rigidité de la section transformée et à la rigidité effective (voir équation 2.15). Le terme $EI_{sap}$ correspond à la rigidité de la section mixte obtenue lors des analyses de glissement (voir section 4.10).

**TABLEAU 4.8 - Rigidités des sections mixtes.**

| Rigidité | Spécimen A1 | Spécimen A2 |
|---|---|---|
| $EI_{mes}$ ($10^9$ kN-mm$^2$) | 2430 | 3580 |
| $EI_t$ ($10^9$ kN-mm$^2$)[1] | 2540 (0,97) | 4130 (0,87) |
| $EI_e$ ($10^9$ kN-mm$^2$)[1] | 2350 (1,03) | 3800 (0,94) |
| $EI_{sap}$($10^9$ kN-mm$^2$)[1] | 2470 (0,98) | 4130 (0,87) |

[1] les valeurs entre parenthèses correspondent au rapport entre la valeur expérimentale et la valeur théorique

On peut donc conclure que l'estimation de la rigidité provient du calcul de la rigidité effective est adéquate. La future norme CHBDC pourrait inclure une clause suggérant le calcul de la rigidité effective pour évaluer la rigidité initiale d'une poutre mixte et ainsi, faciliter le calcul de la flèche à court terme.

### 4.13.4 Sommaire

L'analyse des résultats expérimentaux ne permet pas toutefois de vérifier l'influence du moment appliqué au cours de la première phase de chargement (section d'acier seul) sur le moment de rupture. De plus, il est difficile de tirer des conclusions en se basant sur les essais pour estimer l'influence des contraintes résiduelles sur le voilement de l'âme étant donné les caractéristiques particulières de ces dernières et de déformations latérales initiales des spécimens. Ainsi, des analyses numériques sont requises afin d'éclaircir ces points. Cea analyses feront l'objet du prochain chapitre.

# CHAPITRE 5

# ANALYSES NUMÉRIQUES

Ce chapitre présente les résultats des analyses numériques obtenues afin de valider les résultats expérimentaux et isoler l'effet des contraintes résiduelles et du chargement initial de la section d'acier sur la capacité ultime. Les analyses numériques ont été effectuées à l'aide d'un logiciel d'éléments finis. En premier lieu, on présente la modélisation des spécimens. Par la suite, on y présente des résultats concernant le patron de contraintes résiduelles, la relation moment-courbure et la distribution des contraintes longitudinales à la rupture. Finalement, il y a discussion sur les résultats numériques.

## 5.1 GÉNÉRALITÉS

Initialement, les analyses numériques devaient être effectuées à l'aide de la version modifiée du logiciel d'analyse par section plane (PASCAB) présentée au chapitre 2 (Fournier et al., 1994). Toutefois, l'état de voilement initial des spécimens n'a pas permis l'utilisation de ce programme. En effet, l'observation de la déformée latérale initiale de l'âme et le patron de contraintes résiduelles mesurées indiquaient que l'âme avait voilé sous l'effet de ces dernières. Or, le modèle de voilement utilisé dans PASCAB suppose qu'initialement l'âme n'est pas voilée. Cette restriction est imposée par l'algorithme du traitement du voilement de l'âme. En effet, on suppose, dans la phase post-voilement, une redistribution des contraintes en conservant un point fixe (voir section 2.4.6). Ainsi, on doit connaître l'état de contrainte avant le voilement de manière à évaluer la position du point de contrôle.

Afin de réaliser les analyses numériques, on a alors retenu la méthode par éléments finis non linéaires. Cette méthode permet l'étude de phénomènes complexes tels que la présence de contraintes résiduelles, le comportement non linéaire des matériaux, le voilement des plaques, la fissuration du béton, etc. Le logiciel utilisé se nomme MEF (Dhatt et Touzot, 1981).

Les objectifs de l'étude par éléments finis étaient de valider le patron de contraintes résiduelles mesurées, le phénomène de voilement de l'âme, la capacité ultime d'une section mixte à âme élancée ainsi que l'influence des contraintes résiduelles et du premier chargement sur cette capacité.

## 5.2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL MEF

### 5.2.1 Introduction

Ce logiciel a été initialement développé en 1981 par les professeurs Dhatt et Touzot respectivement de l'Université Laval et de l'Université Technologique de Compiègne. Au début, ce logiciel n'incluait que des éléments linéaires. Toutefois, son organisation modulaire permet l'ajout de nouveaux éléments. La version actuelle de MEF comporte une vingtaine d'éléments (1D, 2D, 3D) ainsi que certains éléments spéciaux pouvant simuler le comportement de structures minces. Les éléments peuvent suivre des lois de comportement élastique, élasto plastique et des lois de comportement de béton en 2D et 3D. Deux types d'éléments ont été utilisés afin de modéliser la poutre mixte. L'élément choisi pour représenter les plaques d'acier et la dalle de béton est un élément de coque triangulaire déjà présent dans la banque d'éléments du logiciel MEF. Par ailleurs, un élément de barre fut utilisé pour modéliser le comportement des goujons.

### 5.2.2 Élément de coque triangulaire

Cet élément nommé DLTP (Discrete Kirchhoff Linear Strain Triangular Plus) a été développé à l'aide de la superposition d'un élément de membrane quadratique en déplacement à six noeuds (Linear Strain Triangular) et d'un élément de flexion de type DKTP (Discrete Kirchhoff Triangular Plus). L'élément DLTP a été développé par Fafard et al (1987) afin de simuler le comportement des structures minces. Cet élément constitue le modèle 42 de la banque d'éléments du logiciel MEF.

Tel qu'illustré à la figure 5.1, cet élément est composé de six noeuds et comporte 27 degrés de liberté. Les noeuds sommet possèdent six degrés de liberté tandis que les noeuds milieu ont seulement trois degrés de liberté en déplacement.

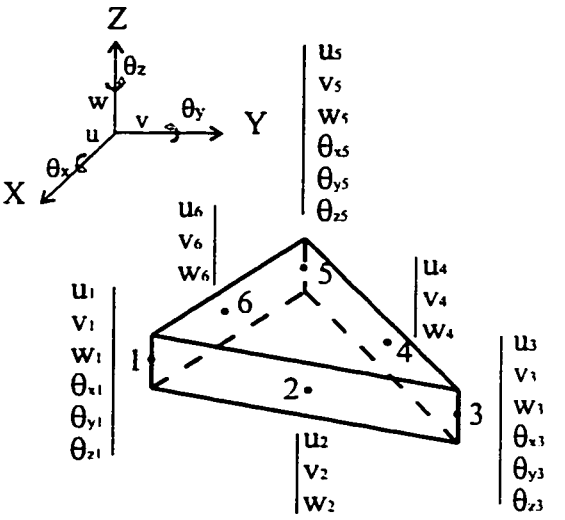



**FIGURE 5.1 - Élément de coque DLTP.**

Cet élément utilise une loi de comportement de type élasto plastique avec ou sans écrouissage pour les matériaux répondant à ce critère alors qu'une loi de béton en contrainte planaire est également disponible avec le même élément (modèle 44 dans la

banque de MEF). Pour tenir compte de la non linéarité des matériaux, l'intégration des contraintes s'effectue à l'aide de cinq points de Radau sur l'épaisseur et six points de Gauss en plan. Ainsi, chacun des éléments de coque triangulaire comporte 30 points d'intégration.

L'utilisation du modèle de béton (modèle 44) a provoqué une incompatibilité avec le modèle de goujon. La principale différence entre le modèle 42 et le 44 est que ce dernier tient compte de la fissuration du béton. Toutefois, la dalle de béton des deux spécimens à l'étude est toujours en compression et ainsi, l'utilisation du modèle 42 de concert avec une loi représentant le comportement du béton en compression était adéquate. Les goujons furent modélisés en utilisant l'élément de barre modifié (élément 70 dans la librairie de MEF).

### 5.2.3 Élément de goujon

Le modèle 70 de la banque d'éléments de MEF simule le comportement d'un goujon à l'aide d'un élément de barre travaillant en cisaillement et en traction. Son comportement dans la direction axiale est similaire à une barre tendue tandis qu'en cisaillement, une courbe caractéristique force-glissement (Q-$\gamma$) est introduite (voir figure 5.3). Il est à noter que ce modèle ne considère aucun couplage entre les efforts axiaux et de cisaillement alors que les résistances en flexion et en torsion du goujon sont négligées. Yam et Chapman (1968) proposèrent la relation suivante pour représenter le comportement d'un goujon.

$$Q = \alpha\,(1 - e^{-\beta\gamma}) \qquad [5.1]$$

où $\alpha$ représente la résistance ultime du goujon tandis que $\beta$ est une constante. Ces deux paramètres peuvent être déterminés à l'aide d'essais expérimentaux.

Afin de reproduire le comportement non-étayé d'une poutre mixte, une modification fut apportée au modèle initial de goujon. Puisque le programme ne permet pas de modifier la géométrie d'un problème au cours d'une analyse, la dalle de béton devait être initialement modélisée sans toutefois être sollicitée lors de la phase de construction (chargement de la section d'acier seul). Deux solutions étaient alors possibles. La première solution consistait à modifier les propriétés mécaniques du béton. Tel qu'illustré à la figure 5.2, on supposait une faible rigidité de la dalle de béton lors du chargement initial jusqu'au début de l'action composite (point a). Cependant, des problèmes de convergence se produisaient lors de la mise en action de la dalle de béton. Afin de franchir ce point critique, un pas de chargement très faible devait être appliqué ce qui augmentait considérablement le temps de calcul.

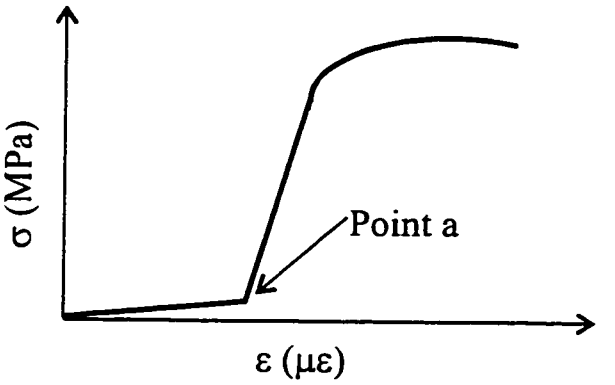



**FIGURE 5.2 - Loi de comportement de béton modifié.**

La seconde solution consistait à modifier le comportement du goujon. Pour ce faire, un indice, indiquant le nombre de pas de chargement sans action composite, fut ajouté au programme initial. Tel qu'illustré à la figure 5.3, ceci provoque un décalage de la courbe force-glissement du goujon. Avant le début de l'action composite, la rigidité des goujons est fixée à zéro ce qui conduit à des efforts nuls dans les goujons. Aucun effort n'est donc transféré à la dalle. Afin d'éviter une trop grande perturbation de la matrice de rigidité au début de l'action composite, la rigidité du goujon fut incluse à la matrice globale au pas précédant l'entrée en action des goujons. L'effort dans le

goujon demeure cependant encore nul. Au pas de chargement suivant (début de l'action composite), la matrice de rigidité est déjà actualisée et il ne reste plus qu'à ajouter les déplacements ou efforts. Le glissement initial ($\gamma_0$) devient alors une constante que l'on retranche au glissement actuel. Ainsi l'exposant de la base du logarithme naturel de l'équation 5.1 devient $-\beta(\gamma-\gamma_0)$ au lieu de $-\beta\gamma$.

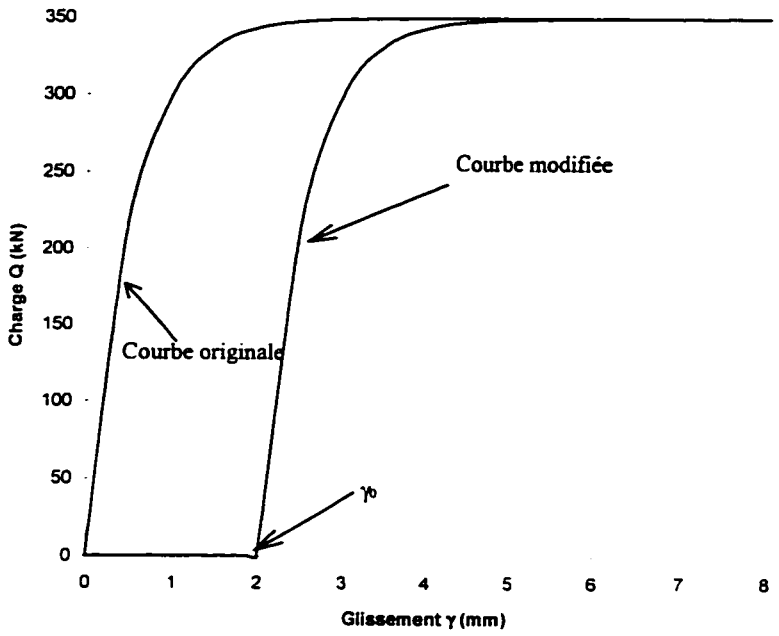



**FIGURE 5.3 - Relation modifiée force-glissement d'un goujon .**

### 5.2.4 Caractéristiques des éléments

Le logiciel MEF comporte deux blocs d'instructions caractérisant les éléments. Tout d'abord, il y a le bloc de commande PREL. Dans ce bloc, on inclut un indice d'impression des contraintes, l'épaisseur de la plaque, le type de problème (isotrope à déformations planes ou à contraintes planes), le module de Young du matériau, son coefficient de Poisson, le type d'intégration sur l'épaisseur (par exemple méthode de Radau), le numéro de la courbe de plasticité lui étant associée ainsi que la présence ou non de contraintes résiduelles.

Le second bloc de commande se nomme PLAS. À l'intérieur de celui-ci, on y définit le critère de plasticité, le type d'écrouissage, la limite d'élasticité pour un élément d'acier ou bien des points $\sigma$-$\varepsilon$ de la courbe contraintes-déformations. Ainsi, il est possible qu'un groupe d'éléments ait deux propriétés élémentaires différentes mais la même courbe de plasticité. Par exemple, si on veut les contraintes présentes dans certains éléments de l'âme, on définit une propriété élémentaire pour ces éléments indiquant que l'on veut obtenir les contraintes et tous les autres éléments de l'âme ont une autre propriété élémentaire. Toutefois, les deux groupes ont la même courbe de plasticité. Cette technique fut utilisée à plusieurs reprises au cours des analyses de façon à limiter la taille des fichiers de sortie.

### 5.2.5 Méthode de chargement

Le logiciel MEF contient trois types de sollicitations externes applicables pour les analyses des spécimens. Tout d'abord, un bloc d'instructions RESI permet l'application du patron de contraintes résiduelles. Le matériau doit demeurer élastique et il ne peut pas se produire d'instabilité (voilement) sous les contraintes résiduelles appliquées. L'application de ce type de sollicitation externe s'effectue au premier pas de chargement et seulement en ce pas. C'est-à-dire que l'on ne peut pas appliquer le bloc RESI en plusieurs pas de chargement.

Un second type de sollicitation externe permet un chargement constant appliqué à un noeud. Ce bloc d'instructions se nomme SOLP. Ce type de chargement s'applique en un ou plusieurs pas. Il peut être utile, par exemple, pour inclure une charge perturbatrice lors de l'étude du voilement d'une plaque.

Finalement, le dernier type de chargement externe consiste en une sollicitation concentrée à un noeud mais dont l'amplitude varie au cours de l'analyse. Ce bloc d'instructions se nomme SOLC. Ce type de chargement est le plus utilisé. Il s'applique par incrément afin d'éviter les problèmes de non-convergence. Le chargement total sollicitant le modèle est exprimé à l'aide d'un facteur multiplicatif du chargement concentré.

### 5.2.6 Méthodes de pilotage

La résolution de problèmes non linéaires est basée sur une approche incrémentale où l'on augmente progressivement la sollicitation sur la structure. Ainsi, à chaque pas, la structure est déséquilibrée et elle doit se stabiliser. La rigidité de la structure varie au cours du chargement en fonction de l'endommagement que cette dernière subit. Généralement, une méthode de pilotage permet de contrôler le chargement en évitant les problèmes de divergence. Le logiciel MEF dispose de trois méthodes de pilotage.

Premièrement, la méthode de pilotage par chargement imposé consiste à appliquer un incrément de charge. L'augmentation de la charge se fait de façon monotonique et par conséquent, cette méthode ne permet pas de dépasser des points de bifurcation. Par exemple, on ne peut pas utiliser cette méthode pour suivre le comportement post-flambement d'un poteau parfait puisqu'après la contrainte critique, les déplacements augmentent tandis que la charge demeure constante.

Deuxièmement, la méthode de pilotage par déplacement imposé consiste à appliquer un accroissement constant à un degré de liberté d'un point de la structure selon une direction prédéterminée. Cette méthode permet de combler la lacune de la méthode par chargement imposé.

Finalement, la méthode de pilotage par longueur d'arc est plus générale. Elle constitue une méthode itérative adaptée aux problèmes non linéaires. Elle est équivalente à la méthode du déplacement imposé sauf que c'est l'ensemble des déplacements qui est contrôlé. Soit $\{\Delta u_F^1\}$ qui est l'incrément de déplacement à l'itération 1 dû au vecteur de force externe $\{F\}$, on obtient:

$$\{\Delta u_F^1\}=[k^1]^{-1}\{F\} \qquad [5.2]$$

La notation utilisée est la suivante: l'indice n dans les termes $\Delta\lambda^n$ ,$\Delta u_F^n$ *et* $K^n$ signifie la $n^{ième}$ itération. Le vecteur colonne est représenté par $\{\ \}$,le vecteur ligne est représenté par < > tandis que le symbole $[\ ]$ représente une matrice carrée. La matrice $[k]$est la matrice de rigidité tangente et les termes $\lambda$, $\Delta\lambda$, S et $\Delta$S sont des scalaires.

La méthode consiste à limiter l'incrément de déplacement de sorte que la longueur du vecteur dans l'espace à n dimension (où n = DDL) soit égale à la longueur d'arc $\Delta$S de façon à satisfaire l'équation suivante:

$$\Delta S=\sqrt{\Delta\lambda^1 < \Delta u_F^1 > \Delta\lambda^1 \{\Delta u_F^1\}} \qquad [5.3]$$

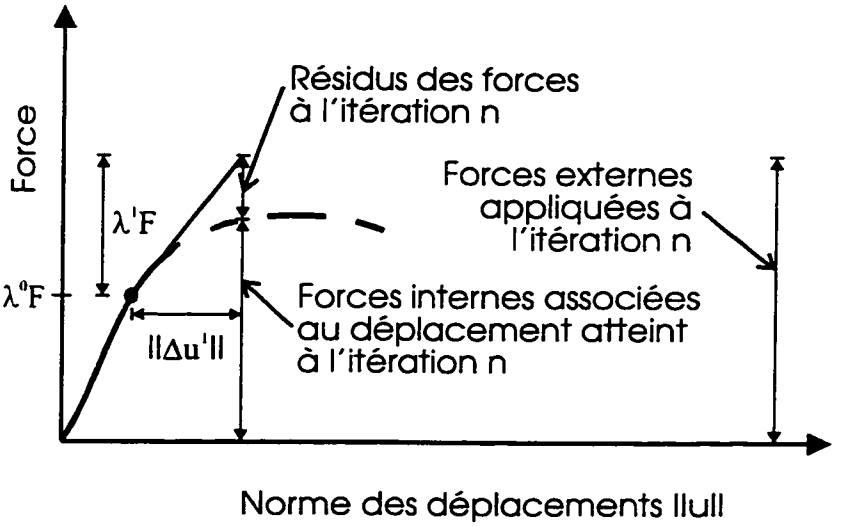
On obtient donc:

$$\Delta\lambda^1=\frac{\Delta S}{\sqrt{< \Delta u_F^1 > \{\Delta u_F^1\}}} \qquad [5.4]$$

Ainsi, le premier incrément de charge appliqué est égal à $\Delta\lambda^1\{F\}$ afin de limiter l'incrément du vecteur des déplacements, $\Delta$S. Donc,

$$\{\Delta u^1\} = \Delta\lambda^1 \{\Delta u_F^1\} \qquad [5.5]$$

Il existe plusieurs variantes de la méthode de la longueur d'arc (Fafard et Massicotte, 1993). Celle de Ramm (1981) est l'une des méthodes les plus performante. Le logiciel MEF comprend une version légèrement modifiée de cette méthode, la méthode de Crisfield-Ramm (Fafard et Massicotte, 1993). La méthode de Ramm force l'incrément de déplacement $\{\Delta u^n\}$, où n > 1, à être perpendiculaire à $\{\Delta u^1\}$. La figure 5.4 illustre comment l'incrément de déplacement est défini.




• Forces externes : $(\lambda^0 + \Delta\lambda^1)\{F\} = \{F_e\}$ [5.6]

• Forces internes : $\{F_{int}\}$ ($\Sigma$ forces aux noeuds dues aux contraintes internes )

• Résidu : $\{R\} = \{F_e\} - \{F_{int}\}$ [5.7]

**FIGURE 5.4 - Définition de l'incrément de déplacement.**

Les définitions précédentes s'appliquent pour tous les problèmes non linéaires. La particularité de la méthode de la longueur d'arc est que l'on définit l'incrément de déplacement $\{\Delta u^n\}$ comme étant la somme de deux déplacements tel qu'exprimée à l'équation 5.8.

$$\{\Delta u^n\}=\{\Delta u_R^n\}+\Delta\lambda^n\{\Delta u_F^n\} \qquad [5.8]$$

où $$\{\Delta u_R^n\}=[k^n]^{-1}\{R^n\}$$

$$\{\Delta u_F^n\}=[k^n]^{-1}\{F\}$$

Cependant, on force $\{\Delta u^n\}$ à être perpendiculaires à $\{\Delta u^1\}$ de sorte que pour un système à deux degrés de liberté, on obtient:

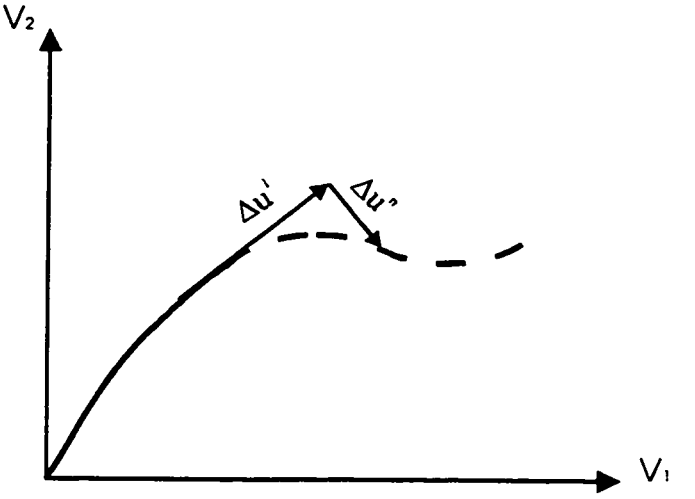



**FIGURE 5.5- Relation force-déplacement pour un système à 2 DDL.**

Afin de forcer deux vecteurs à être perpendiculaire, il faut que le produit vectoriel soit nul. On a donc:

$$<\Delta u^1>\{\Delta u^n\}=0 \qquad [5.9]$$

Avec les équations précédentes, on obtient:

$$\Delta\lambda^1<\Delta u_F^1>\left(\{\Delta u_R^n\}+\Delta\lambda^n\{\Delta u_F^n\}\right)=0 \qquad [5.10]$$

On peut éliminer $\Delta\lambda^1$ qui est un scalaire. On trouve alors:

$$<\Delta u_F^1>\{\Delta u_R^n\}+\Delta\lambda^n<\Delta u_F^1>\{\Delta u_F^n\}=0 \qquad [5.11]$$

, ou encore:

$$\Delta\lambda^n = -\frac{< \Delta u_F^1 > \{\Delta u_R^n\}}{< \Delta u_F^1 > \{\Delta u_F^n\}} \qquad [5.12]$$

Les équations 5.9 et 5.12 constituent l'essentiel de la méthode de la longueur d'arc proposée par Ramm. Au niveau du vecteur des forces appliquées, on a:

$$\lambda^{n+1} = \lambda^n + \Delta\lambda^n \qquad [5.13]$$

alors que pour les déplacements :

$$u^{n+1} = u^n + \Delta u^n \qquad [5.14]$$

où $\Delta u^n$ est défini par l'équation 5.5

En ce qui a trait à la méthode de Crisfield-Ramm introduite dans le logiciel MEF, on remplace dans les équations 5.9 et 5.12 le vecteur $\{\Delta u^1\}$ par la somme des $\{\Delta u^n\}$ de sorte que l'incrément $\{\Delta u^n\}$ sera perpendiculaire à la somme des incréments précédents. Ceci améliore légèrement la convergence.

### 5.2.7 Méthode de résolution et critère de convergence

L'algorithme de Newton-Raphson est utilisé comme méthode de résolution. Le critère de convergence utilisé dans le logiciel MEF s'effectue selon la norme des déplacements et s'exprime ainsi:

$$\frac{\|\Delta u\|}{\|u\|} \leq tol \qquad [5.15]$$

où $\Delta u$ est la norme de l'incrément des déplacements de la dernière itération, $u$ est la norme des déplacements totaux et *tol* est la tolérance permise dans l'analyse. Une tolérance de 0,005 est généralement recommandée. Toutefois, une norme de 0,01 peut également être raisonnable lorsque l'on approche de la rupture ou lorsque l'endommagement de la structure augmente rapidement.

### 5.2.8 Validation de l'élément de coque triangulaire

Le phénomène de voilement de l'âme doit être observé lors des analyses numériques. On doit donc s'assurer que l'élément de coque triangulaire utilisé dans le modèle est capable de simuler le comportement post-voilement d'une plaque. Afin de valider cet élément (modèle 42 dans MEF), un exemple simple a été effectué. Tel qu'illustré à la figure 5.6, une plaque simplement appuyée mesurant 500 x 500 mm par 4 mm d'épaisseur fut soumise à un chargement axial.

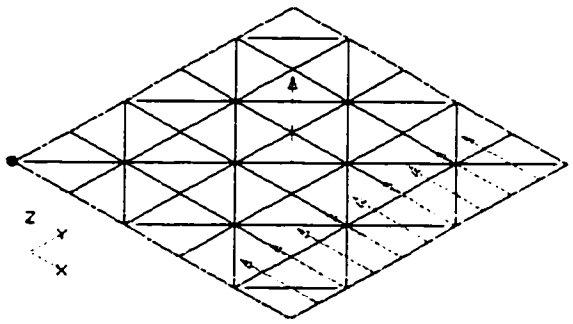



**FIGURE 5.6 - Essai simple d'une plaque chargée axialement.**

Les déplacements selon y et z ont été bloqués pour les noeuds périphériques de trois côtés tandis qu'il y a un encastrement parfait pour les noeuds situés sur le dernier côté. La sollicitation externe consiste en un chargement axial uniforme sur l'un des côtés (sollicitation de type SOLC). Une charge perturbatrice est présente au centre pour amorcer le voilement de l'âme (sollicitation de type SOLP).

La contrainte critique de voilement obtenue à l'aide de l'analyse est de 46,7 MPa, ce qui est très près de la contrainte critique théorique qui de 46,3 MPa pour ce cas. Par ailleurs, il y a eu validation de la distribution des contraintes dans la phase post-voilement. En effet, l'équation théorique décrivant la distribution post-voilement des contraintes est la suivante (Volmir, 1967):

$$\sigma_x = \sigma_{xa} + (\sigma_{xa} - \sigma_{cre}) \cos \frac{2\pi y}{a} \qquad [5.16]$$

où $\sigma_{xa} = \sigma_{cre} + \frac{E_s \pi^2 f^2}{8a^2}$

$\sigma_{cre}$ est la contrainte critique de voilement (voir éq.[2.1])

$a$ est l'épaisseur de la plaque

$y$ est la position le long de la plaque

$f$ est la flèche verticale au pas de chargement

Tel qu'illustré à la figure 5.7, on note une très bonne corrélation entre les valeurs obtenues de l'analyse et les valeurs théoriques.

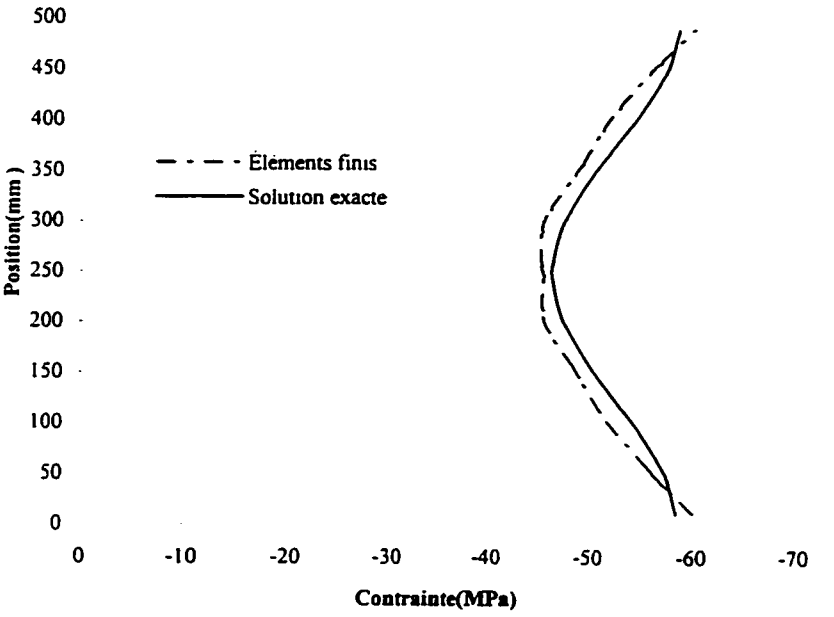



**FIGURE 5.7 - Distribution des contraintes post-voilement.**

À la lumière de ces analyses préliminaires, on conclut que le modèle de coque triangulaire représente fidèlement le comportement post-voilement d'une plaque fléchie.

## 5.3 MODÉLISATION DES SPÉCIMENS

L'élément de coque triangulaire (DLTP) est conçu pour être utilisé avec différents types de matériaux. Pour cette étude, cet élément de coque (en réalité le modèle 42 de la librairie de MEF) fut utilisé pour décrire le comportement des plaques d'acier ainsi que la dalle de béton. Ce modèle permet l'utilisation de contraintes résiduelles.

### 5.3.1 Maillage

La discrétisation de la poutre mixte en éléments finis fut effectuée à l'aide du logiciel de maillage FEMAP. L'utilisation de cet outil a grandement facilité la modélisation des spécimens. De plus, deux interfaces ont été développées (PRE-MEF et POST-MEF) afin de transférer les données de FEMAP à MEF (Bouzaiene et Massicotte, 1997).

Afin de limiter la taille du problème à analyser, une condition de symétrie a été utilisée. Ainsi, la poutre modélisée avait une longueur de 6096 mm au lieu de 12192 mm. Par ailleurs, les barres de précontrainte utilisées lors des essais n'ont pas été incluses dans le modèle afin de simplifier ce dernier (voir section 3.1.4). Ceci aura pour effet d'augmenter la sollicitation de l'aile inférieure située dans la région de moment variable. Les figures 5.8 et 5.9 illustrent le maillage des spécimens A1 et A2.

Chaque modèle comprend 1410 noeuds associés à 677 éléments. Selon la direction X, douze éléments triangulaires furent utilisés, ce qui donne une longueur de 508 mm pour chacun des éléments. Afin de modéliser l'âme, dix éléments, ayant chacun 162 mm de hauteur, ont été utilisés sur la profondeur de l'âme. Ainsi, l'élément triangulaire de l'âme possède un ratio acceptable de largeur sur hauteur égal à 3,0. Au

total, 240 éléments triangulaires furent utilisés pour modéliser l'âme des spécimens. Pour ce qui est des ailes comprimée et tendue, la modélisation de ces plaques s'est effectuée avec un total de 96 éléments (deux éléments triangulaires sur la largeur). Le ratio de hauteur sur largeur varie de 6,8 pour l'aile comprimée des spécimens à 3,0 pour l'aile tendue du spécimen A2. De même, la dalle de béton fut modélisée à l'aide de deux éléments triangulaires sur sa largeur (48 éléments au total) et avec les dimensions originales (800mm x 150 mm). Le ratio obtenu est donc de 1,3. Par ailleurs, les raidisseurs ont été modélisés en utilisant un élément triangulaire de largeur de chaque côté de l'âme (au total 7 raidisseurs * 40 éléments = 280 éléments).

Afin de modéliser la soudure entre l'âme et les raidisseurs, ces derniers ont dû être positionnés de façon à coïncider avec une ligne de noeuds sommet de l'âme, c'est-à-dire que la position des raidisseurs est un multiple de la longueur des éléments (508 mm). Ainsi, la position des raidisseurs intermédiaires diffère quelque peu de celle des spécimens réels. Toutefois, la position du raidisseur de chargement (voir figures 5.8 et 5.9) est exacte, c'est-à-dire 4572 mm (15 pieds). Le raidisseur dans la zone de moment constant est situé à une distance de 1016 mm de la ligne de centre tandis qu'il était situé à une distance de 1014 mm dans le spécimen réel. Les raidisseurs ont la même largeur que l'aile comprimée de sorte qu'en fusionnant les noeuds, les raidisseurs deviennent attachés à l'âme et à l'aile comprimée.

Par ailleurs, un total de treize goujons a été utilisé dans le modèle versus 46 dans les spécimens. Les caractéristiques de cet élément tiendront compte de ce phénomène (voir section 5.3.4). Les goujons étaient localisés vis-à-vis l'âme sur une file à un espacement de 508 mm.

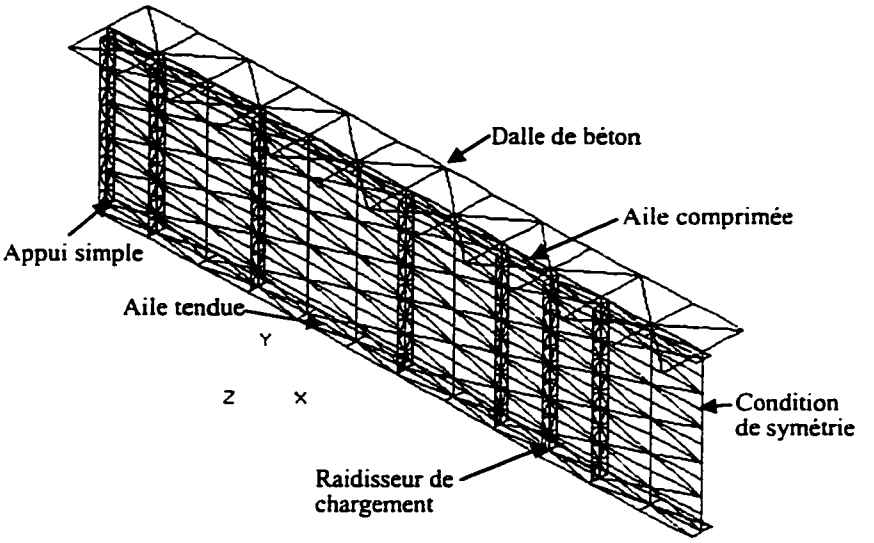



**FIGURE 5.8 - Maillage du spécimen A1.**

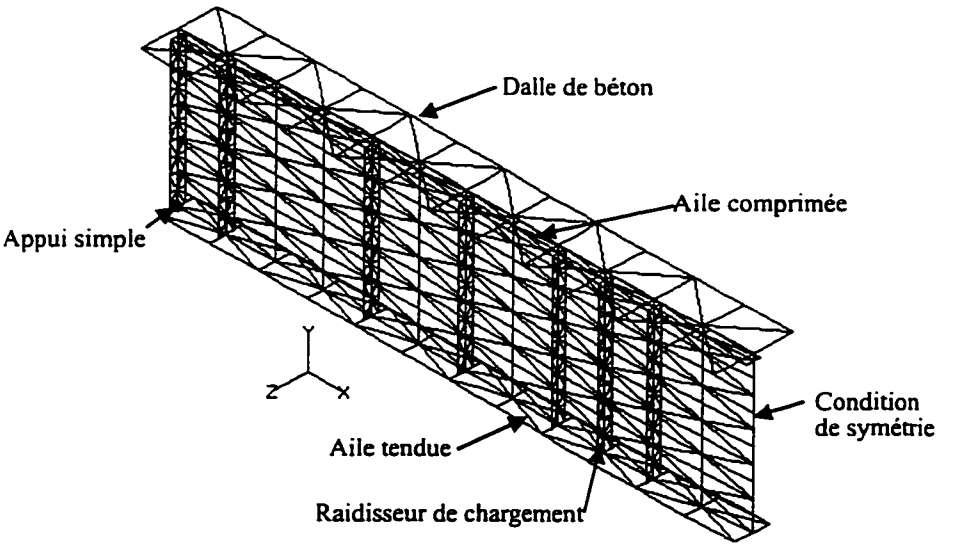



**FIGURE 5.9 - Maillage du spécimen A2.**

### 5.3.2 Conditions frontières

Les conditions aux limites permettent de simuler les appuis, les conditions de symétrie, les supports verticaux ainsi que les supports latéraux. Au cours de cette étude, plusieurs types de conditions limites ont été utilisés. Les conditions frontières sont identiques pour les deux spécimens sauf lors d'indications contraires.

Tout d'abord, l'appui simple fut modélisé en retenant le déplacement en Y et celui en Z (voir figures 5.8 et 5.9) des noeuds de l'aile tendue ainsi que les noeuds situés à la base du raidisseur porteur près de l'appui (au total neuf noeuds). Il est important de retenir ces derniers noeuds car, tel que mentionné ci-haut, les noeuds des raidisseurs ne sont pas reliés à ceux de l'aile tendue.

Pour la condition de symétrie, les noeuds de l'aile comprimée, de l'aile tendue et de la dalle de béton ont seulement un degré de liberté correspondant au déplacement en Y. Afin de permettre le voilement de l'âme, le déplacement en Y, en Z ainsi que la rotation autour de X sont permis pour les noeuds de l'âme.

Des conditions limites pour les ailes ont été ajoutées de façon à empêcher le déversement latéral de la poutre. Ainsi, chaque noeud sommet des deux ailes situé dans le plan du prolongement de l'âme ne peut pas se déplacer selon l'axe Z et tourner autour des axes X et Y. Les mêmes conditions frontières ont été appliquées aux noeuds sommet de la dalle de béton situés au vis-à-vis de l'âme. Le fait de restreindre la rotation autour de X élimine l'effet de torsion.

Par ailleurs, des conditions limites ont été ajoutées afin que certains noeuds de l'âme ne puissent se déplacer selon l'axe Z. Cette condition devenait nécessaire pour empêcher le voilement de l'âme des panneaux intermédiaires lors de l'application du champ de contraintes résiduelles (voir sous-section 5.3.3).

Lorsque la poutre ne travaille pas en action composite, la dalle de béton n'est pas attachée à la poutre dans la direction Y puisque les goujons ont une rigidité nulle. Ainsi, on doit ajouter une condition limite de façon à stabiliser la dalle de béton lors des premiers pas de chargement. Pour ce faire, le déplacement en Y du noeud de la dalle situé au-dessus de l'appui simple fut empêché.

Toutes les conditions frontières mentionnées ci-haut s'appliquent autant pour le spécimen A1 que le spécimen A2. Toutefois, une condition supplémentaire fut ajoutée pour le spécimen A2. Pour reproduire la déformée latérale initiale de l'âme qui a été observée au début de l'essai, quatre noeuds de l'âme, situés dans le panneau central à une hauteur de 322 mm, furent empêchés de se déplacer selon l'axe Z. Ainsi, dans le plan vertical, on a obtenu une déformée latérale de l'âme en forme de S au lieu d'un C.

### 5.3.3 Étapes de chargement

Le chargement du modèle d'éléments finis s'est effectué en trois étapes. Tout d'abord, il fallait trouver un moyen d'appliquer un patron de contraintes résiduelles au modèle qui était similaire à celui mesuré. La version disponible du logiciel MEF ne comporte pas de chargement thermique de plaque. Ainsi, l'objectif initial de vérification des mesures expérimentales de contraintes résiduelles a dû être abandonné. Cependant, il fallait tout de même appliquer des contraintes résiduelles aux plaques. Le logiciel MEF comporte un bloc d'application des contraintes résiduelles (bloc RESI) celui-ci ne permet que l'ajout de distribution de contraintes résiduelles sans voilement ni plastification puisque son application se fait en un seul pas de chargement. Ainsi, ce bloc de commandes seul n'était pas suffisant.

Une première solution envisagée consistait à appliquer un chargement auto-équilibré dans l'âme du spécimen. Les forces appliquées simulaient les efforts présents lors du refroidissement des plaques. Cependant, l'application d'un tel type de

chargement n'affecte qu'une petite portion de l'âme sur la longueur du modèle puisqu'il est auto-équilibré. Le modèle devient donc un ensemble de régions perturbées. De plus, il fallait répéter ce chargement à un intervalle régulier et ceci augmentait de beaucoup l'envergure du problème à analyser. Par ailleurs, bien que les mesures expérimentales de contraintes résiduelles puissent servir de point de départ, l'amplitude des charges à appliquer est inconnue. De plus, l'âme des poutres a voilé sous l'effet des contraintes résiduelles et la distribution des contraintes est affectée par ce voilement. Après plusieurs tentatives infructueuses, il a été décidé d'abandonner cette méthode et de rechercher une autre solution.

La seconde solution élaborée consistait à décaler la courbe de distribution des contraintes résiduelles mesurées vers la tension. Par la suite, en appliquant progressivement une contrainte uniforme de compression, on a forcé le voilement de l'âme du panneau central. Des analyses préliminaires ont été effectuées à l'aide d'un modèle comprenant seulement la section d'acier. L'application des sollicitations externes s'effectuait à l'aide de deux types de chargement. Tout d'abord, le patron modifié de contraintes résiduelles était appliqué à l'aide du bloc de commandes RESI tandis que la contrainte uniforme de compression était appliquée progressivement sous forme de sollicitation externe variable (bloc SOLC). L'avantage de cette méthode est que la seule variable était le patron initial du bloc RESI au lieu de l'amplitude et de la distribution des efforts comme c'était le cas avec la première solution. Toutefois, l'inconvénient de cette méthode est la perte de l'effort de traction à la jonction aile-âme au fur et à mesure que l'on applique la charge externe de compression. Après quelques tentatives, un patron de contraintes résiduelles acceptable fut obtenu. Le patron modifié à inclure dans le bloc RESI ainsi que la contrainte de compression nécessaire sont donc connus. Ce dernier chargement sera inclus dans le modèle de la section mixte sous forme de chargement constant (bloc de commandes SOLP) appliqué en environ une dizaine de pas de chargement. Pour fixer le nombre de pas nécessaires, il suffit de comparer la réponse obtenue à l'aide du modèle de la section d'acier seul et celui de la

section mixte. En appliquant une charge perturbatrice quelconque, il y aura voilement de l'âme à la fin de l'application du bloc SOLP.

La seconde étape consistait au chargement de la section d'acier seul. La charge fut appliquée en trois points aux noeuds supérieurs du raidisseur de chargement par incréments de 15 kN (voir figures 5.8 et 5.9). La répartition de la charge était la suivante: 10 kN au noeud situé à la jonction de l'âme et du raidisseur et 2,5 kN aux deux autres points. La méthode de pilotage par longueur d'arc fut utilisée pour ce premier chargement. L'objectif était d'atteindre un moment comparable à celui obtenu lors de l'essai. Habituellement, le chargement de la section d'acier s'effectuait en sept pas de chargement. Au dernier pas de chargement, la matrice de rigidité globale était actualisée afin d'inclure la rigidité des goujons. Une vérification a été effectuée afin de s'assurer que les efforts induits dans la dalle de béton à ce stade étaient toujours nuls.

Finalement, la dernière étape consistait au chargement de la section mixte jusqu'à la rupture. Les goujons entraient donc en action au début de cette étape. Ainsi, l'indice fixant l'entrée du goujon est égal au nombre de pas d'application du bloc SOLP plus le nombre de pas de chargement de la section d'acier seul. La méthode de pilotage demeurait la longueur d'arc.

### 5.3.4 Caractéristiques des éléments

Afin de modéliser les spécimens, un total de 11 propriétés élémentaires (bloc PREL) et six matériaux (bloc PLAS) ont été utilisés. Les plaques d'acier principales et la dalle de béton ont chacune deux propriétés élémentaires et une loi de comportement. Afin de modéliser les plaques d'acier et la dalle de béton, les courbes $\sigma$-$\varepsilon$ mesurées expérimentalement (voir annexe B) ont été introduites dans le modèle. Il est à noter que le comportement du béton est celui mesuré sur un cylindre et donc, la résistance en traction est négligée. Les lois de comportement sont de type écrouissage isotrope en déformation avec un critère de plasticité de von Mises.

Il y a deux types de raidisseurs: les raidisseurs porteurs et les intermédiaires. Chacun des types possède une propriété élémentaire et les deux ont la même loi de comportement élasto-plastique avec une limite élastique de 450 MPa.

Le goujon est défini à l'aide d'une propriété élémentaire et d'une loi de comportement. L'aire du goujon est déterminée en fonction de l'aire des goujons des spécimens c'est-à-dire qu'en réalité il y avait 15960 $mm^2$ d'aire de cisaillement (46 * 380 $mm^2$) ainsi chacun des goujons de l'analyse avait une aire de 1345 $mm^2$. La hauteur de 100 mm était identique à celle présente dans les spécimens. La résistance en cisaillement d'un goujon est calculée à l'aide de l'équation 5.1. La résistance ultime, le facteur $\alpha$ de l'équation 5.1, a été calculée à l'aide de la relation suivante (CSA, 1994a):

$$q_{rs} = 0{,}5\,\phi_{sc}\ A_{sc}\sqrt{f'_c\,E_c} \le \phi_{sc} A_{sc} F_u \qquad [5.17]$$

La résistance ultime d'un goujon du spécimen est donc de 98 kN ce qui donne une résistance de 350 kN (98x46/13) pour le goujon du modèle. Le facteur $\beta$ de l'équation 5.1 a été fixé de manière arbitraire à 2 car cette valeur permettait d'avoir une rigidité adéquate de la section mixte. En effet, le facteur $\beta$ a de l'importance pour évaluer la pente de l'équation de cisaillement donc la rigidité du goujon, mais n'influence pas la résistance ultime du goujon. La figure 5.3 illustre la loi du comportement du goujon en cisaillement mais la valeur de décalage de la courbe ($\gamma_0$) est fictive. Par ailleurs, la loi de comportement détermine l'effort de traction dans le goujon. La loi adoptée est de type élasto plastique avec une limite élastique de 415 MPa.

## 5.4 ANALYSE DES RÉSULTATS

### 5.4.1 Contraintes résiduelles

Tel que mentionné ci-haut, la validation du patron de contraintes résiduelles mesurées nécessite un logiciel d'analyse permettant le chargement thermique d'un matériau non linéaire et tenant compte du voilement d'une plaque mince. L'utilisation d'un tel logiciel aurait permis de s'assurer de la justesse des mesures expérimentales.

Dans l'impossibilité de valider les contraintes résiduelles mesurées, on devait tout de même appliquer un chargement initial équivalent. La méthode décrite à la sous-section 5.3.3 fut utilisée. La figure 5.10 illustre la distribution des contraintes résiduelles obtenue à l'aide du logiciel MEF.

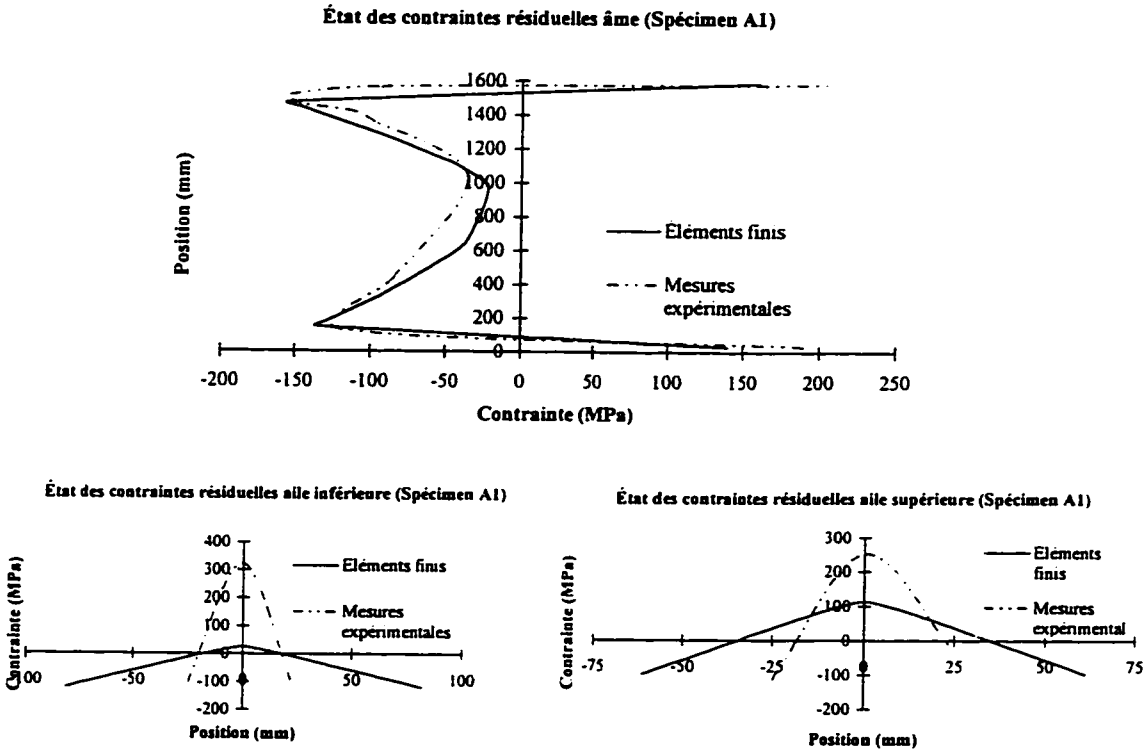



**FIGURE 5.10 - Distribution analytique des contraintes résiduelles du spécimen A1.**

On note que la distribution analytique des contraintes résiduelles dans l'âme est très similaire aux valeurs mesurées. Les contraintes extrêmes de compression sont équivalentes. La seule différence concerne la contrainte de traction présente à la jonction aile-âme. La déformation latérale maximale de l'âme après l'application des contraintes résiduelles est de 21 mm, ce qui est également près de la valeur de 25 mm mesurée expérimentalement. Toutefois, la distribution analytique des contraintes résiduelles dans les ailes diffère largement de celle mesurée. La concentration d'un effort de traction élevé s'est avéré très difficile à modéliser et le patron montré à la figure 5.10 correspond au meilleur résultat obtenu. Ces valeurs n'affecteront toutefois pas le voilement de l'âme.

La figure 5.11 illustre la distribution analytique des contraintes résiduelles du spécimen A2.

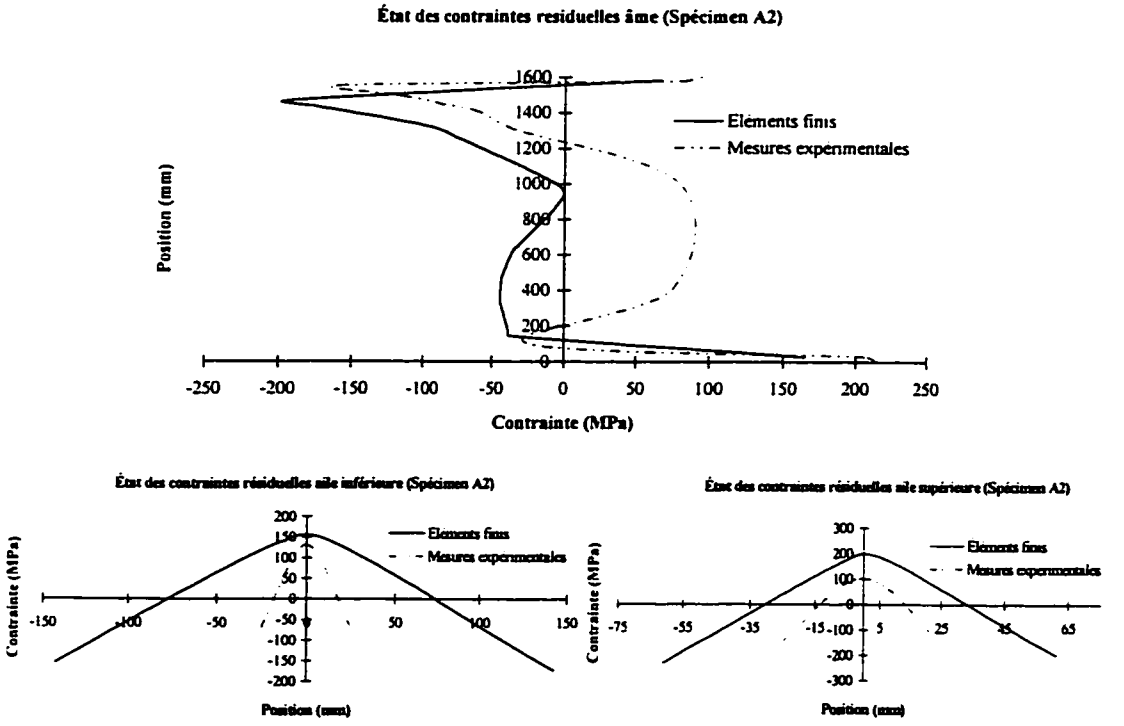



**FIGURE 5.11 - Distribution analytique des contraintes résiduelles du spécimen A2.**

On note ici également que la distribution des contraintes dans l'âme est différente de celle mesurée. La contrainte maximale de compression est par contre similaire aux mesures expérimentales. Il était impossible de reproduire le même patron de contraintes résiduelles à cause du voilement prononcé dans la région centrale de l'âme. En effet, pour obtenir des contraintes de traction au centre, on devait appliquer une très grande charge de compression, ce qui engendrait deux problèmes. Tout d'abord, les contraintes maximales de compression excéderaient de loin celles mesurées. De plus, il n'y avait plus de contrainte de traction au niveau des soudures. Pour ces deux raisons, il a été décidé d'adopter le patron de distribution des contraintes présenté à la figure 5.11 qui représente la meilleure corrélation pour la partie supérieure de l'âme. La déformation latérale maximale de l'âme après l'application des contraintes résiduelles était de 20 mm, ce qui correspond à la valeur mesurée expérimentalement.

### 5.4.2 Relation moment-courbure

Tout comme dans les essais en laboratoire, chacun des modèles fut chargé jusqu'à la rupture. Au cours des essais, la relation moment-courbure fut obtenue pour la région du panneau central. Afin d'être cohérent dans les comparaisons, la courbure fut calculée pour la même région dans les modèles numériques. Elle fut obtenue en additionnant le déplacement selon l'axe X ($u$) de deux points situés à la jonction de l'âme et du raidisseur intermédiaire présent dans le panneau central. La courbure numérique était obtenue à l'aide de la relation suivante:

$$\phi = \frac{\varepsilon}{h} = \frac{u_i - u_j}{l} x \frac{1}{h} = \frac{u_i - u_j}{1016\,mm\,x\,1132\,mm} \qquad [5.18]$$

La valeur numérique de 1132 mm représente la distance verticale entre les deux points (h) tandis que la valeur de 1016 mm représente la distance horizontale entre les points de mesure et la section médiane du spécimen (la condition de symétrie dans le modèle par éléments finis). Il est à noter que la relation moment-flèche du modèle numérique et du spécimen réel ne peut pas être comparée puisque le modèle n'inclut pas la présence des barres de précontrainte. Ainsi, il y aurait comparaison entre deux structures différentes.

Pour chacun des modèles numériques, il y a eu trois analyses. La première représentait les conditions présentes lors des essais en laboratoire, c'est-à-dire une poutre mixte non-étayée avec présence de contraintes résiduelles. La seconde analyse simulait une poutre mixte non-étayée mais sans contrainte résiduelle. Finalement, la troisième analyse représentait une poutre mixte étayée sans contrainte résiduelle. Ces trois analyses permettent d'étudier l'influence des contraintes résiduelles ainsi que l'influence du mode de construction.

La rupture du modèle numérique représentant le spécimen A1 (poutre mixte non étayée avec contraintes résiduelles) est survenue à un moment égal à 5300 kN-m. Le mode de rupture était un éclatement de la dalle de béton suite à un voilement prononcé de l'âme. Ce mode de rupture n'est pas clairement identifié par le logiciel d'analyse, mais a plutôt été déduit d'après le comportement du modèle après qu'il ait atteint la charge maximale. En effet, deux ou trois pas de chargement au-delà de la charge ultime, il n'y avait plus de convergence possible. À ce moment, la contrainte moyenne à la fibre extrême de la dalle de béton excédait la résistance ultime du béton (21,9 MPa versus 20,8 MPa) et le béton commençait à perdre de la résistance. L'âme étant fortement voilée ne pouvait plus reprendre d'effort supplémentaire de compression et il y a eu divergence. La figure 5.12 illustre la déformée de la structure au pas de chargement causant la rupture.

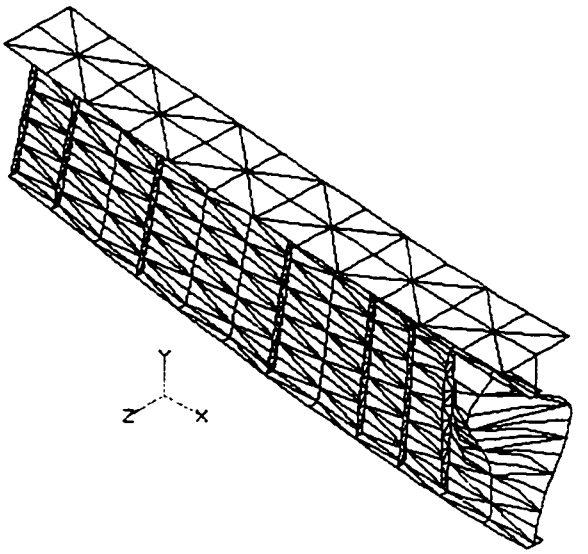



**FIGURE 5.12 - Déformée à la rupture du modèle numérique représentant le spécimen A1.**

On note le voilement prononcé de l'âme. La déformation latérale maximale de l'âme juste avant la rupture était de 25 mm, ce qui se compare bien avec la valeur de 29 mm mesurée expérimentalement. De plus, on note le redressement de la région tendue de l'âme. Cependant, le mode de voilement ne correspond pas à celui observé expérimentalement. En effet, un mode de voilement de la forme d'une seule ondulation (premier mode) fut observé lors des essais (voir figure 4.36) tandis que le mode obtenu numériquement comprenait deux ondulations (en forme de S). Plusieurs tentatives ont été effectuées afin de forcer le premier mode de voilement en ajoutant des charges perturbatrices. À tous les essais, il se produisait une divergence des analyses. C'est donc dire que les conditions limites ou de chargement du modèle ont forcé le mode de voilement en forme de S. Une explication possible de ce phénomène peut être l'application de la charge axiale constante tout au long du chargement. À un certain moment, il peut se produire une instabilité forçant l'âme à voiler dans ce mode.

Par ailleurs, le moment de rupture obtenu dans cette première analyse ne coïncide pas avec le moment de rupture expérimental. En effet, le moment de rupture mesuré était de 6530 kN-m, ce qui est égal à 1,23 fois le moment de rupture obtenu à l'aide des éléments finis. Deux raisons peuvent expliquer cette différence. Tout d'abord, aucun écrouissage ne s'est produit dans l'aile inférieure puisque le patron initial de contraintes résiduelles n'était pas adéquat. Les mesures de déformations latérales dans l'aile inférieure semblent indiquer que l'acier de l'aile tendue a atteint l'écrouissage. La seconde explication concerne la présence des goujons. Ces derniers concentrent les efforts dans la dalle de béton ce qui provoque une rupture prématurée du béton. Le mode de rupture observé est exact mais la dalle de béton est sollicitée trop rapidement. En répartissant les goujons, l'effort de cisaillement serait distribué plus uniformément et solliciterait ainsi moins la dalle de béton.

En comparant les résultats des deux premières analyses mentionnées ci-haut, on constate que la présence des contraintes résiduelles diminue le moment ultime d'environ 3 %. En effet, la seconde analyse du spécimen A1 a donné un moment de rupture égal à 5440 kN-m. Pour ce qui est du mode de construction, la résistance ultime est quasiment identique (5400 kN-m poutre étayée vs 5440 kN-m poutre non étayée). Ainsi, le mode de construction aurait peu d'influence sur la capacité ultime du spécimen A1. Il est à noter que la capacité ultime obtenue de chacune des analyses est très près du moment plastique avec les propriétés réelles des matériaux qui est égal à 5550 kN-m.

Tel qu'illustré à la figure 5.13, les valeurs calculées de courbure sont semblables à celles obtenues lors de l'essai. Toutefois, la rigidité de la section d'acier seule diffère selon l'état initial de la poutre mixte. Ceci peut s'expliquer par le voilement initial de l'âme. Pour ce qui est de la rigidité initiale de la section mixte, les analyses numériques ont une pente semblable à celle obtenue lors de l'essai.

De plus, on constate que l'état initial de la poutre mixte influence légèrement sa ductilité en courbure. En effet, le modèle le plus ductile est la poutre mixte étayée sans contraintes résiduelles ($\mu$=2,5). La poutre mixte non étayée sans contraintes résiduelles possède une ductilité de 2,2 tandis que celle avec contraintes résiduelles possède une ductilité de 1,6. Les analyses démontrent donc le caractère non-ductile du spécimen A1 tel qu'il fut observé lors de l'essai en laboratoire.

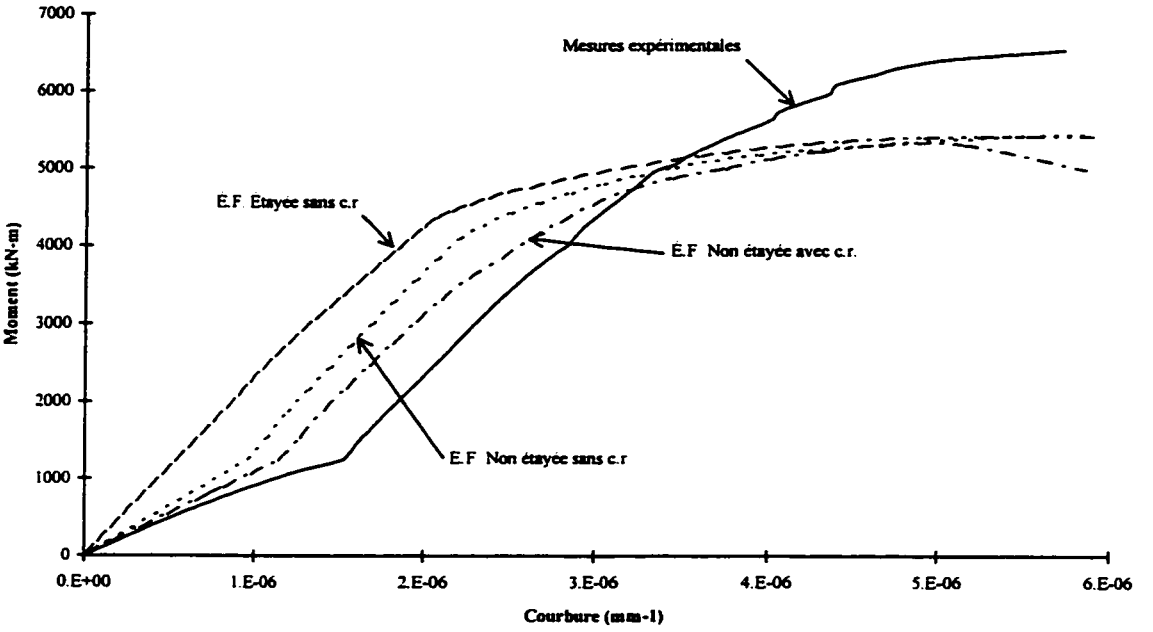



**FIGURE 5.13 - Relation moment-courbure théorique pour le spécimen A1.**

La même série d'analyses a été effectuée pour le spécimen A2. La rupture a été atteinte à un moment de 5550 kN-m pour le modèle représentant une poutre mixte non étayée avec contraintes résiduelles. Cette valeur est très loin de la capacité ultime mesurée de 7090 kN-m obtenu lors de l'essai. Le mode de rupture observé lors de l'analyse fut un éclatement de la dalle de béton. La contrainte à la fibre extrême était de 19,1 MPa en comparaison avec la contrainte maximale de compression du béton ($f'_c$) qui était de 18,1 MPa. Toutefois, on ne peut pas dire que ceci fait suite au voilement inélastique de l'âme puisqu'il y a convergence de l'analyse au-delà de la capacité

maximale de la poutre. Ceci signifie que l'âme voilée peut reprendre des efforts de compression supplémentaires pour compenser la perte de résistance du béton et ainsi, elle n'a pas encore atteint le stade du voilement inélastique. Le mode de rupture obtenu est donc différent de celui observé lors de l'essai. La figure 5.14 illustre la déformée à la rupture du modèle numérique représentant le spécimen A2.

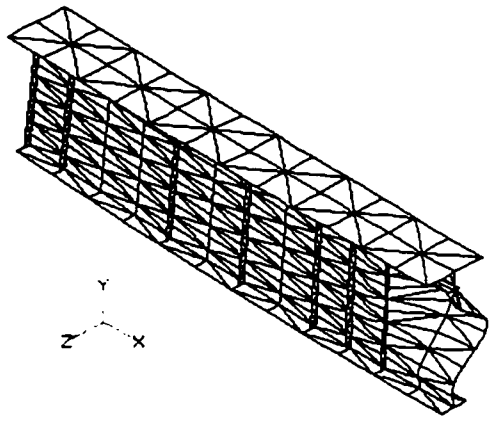



**FIGURE 5.14 - Déformée à la rupture du modèle numérique représentant le spécimen A2.**

On note que l'âme est voilée de façon très marquée à la charge ultime. Le voilement de l'âme s'est produit sur quasiment toute la profondeur de la section car la position de l'axe neutre était très basse. La déformation latérale maximale est de 45 mm ce qui est un peu élevé comparée à la valeur de 30 mm mesurée lors de l'essai. Toutefois, le voilement sous forme d'une seule onde est adéquat car c'est le mode observé expérimentalement (voir figure 4.38). Ceci a été rendu possible en ajoutant une charge perturbatrice au niveau de l'âme. Sans cette charge perturbatrice additionnelle, le mode de voilement, vu en plan, était sous forme d'un S tel qu'obtenu lors des analyses numériques du spécimen A1.

Tel que mentionné plus haut, la capacité ultime du modèle numérique ne correspond pas à celle développée au cours de l'essai (5550 kN-m vs 7090 kN-m). La différence est de l'ordre de 20 %. Le problème n'est pas le voilement de l'âme car l'analyse se poursuit après le déchargement de la structure et le patron initial de contraintes résiduelles est moins sévère que celui mesuré. L'explication semble résider dans la concentration de contraintes dans la dalle de béton vis-à-vis des goujons. Il semble en effet que les contraintes dans la dalle de béton augmentent trop rapidement dû au nombre limité de goujons dans le modèle. La rupture semble être vraiment liée à la dalle puisqu'une analyse supplémentaire réalisée avec un béton légèrement plus résistant ($f'_c$=21,1 MPa au lieu de 18,1 MPa) a montré un gain de résistance de 8 %. À cette étape, il n'était plus possible d'ajouter des goujons sans refaire au complet les modèles et reprendre les analyses préliminaires permettant de reproduire les contraintes résiduelles. Il a été décidé que ces analyses seraient effectuées dans une phase future du projet.

Quatre analyses ont été effectuées pour le spécimen A2. Les deux premières étaient un modèle de poutre mixte non étayée avec contraintes résiduelles mais dont la valeur de la contrainte de compression maximale dans le béton ($f'_c$ ) était variable. Les deux autres représentaient les mêmes conditions d'état initial (non étayée et étayée sans contrainte résiduelle) que les modèles du spécimen A1. La présence des contraintes résiduelles diminue la capacité ultime de la poutre mixte de 11 %. Par ailleurs, le mode de construction ne semble pas influencer la capacité ultime de la poutre mixte. Le modèle non étayé avait une résistance ultime supérieure de 2% à celle du modèle étayé. Une fois de plus, on constate que la dalle de béton semble sollicitée trop rapidement et c'est probablement ce qui cause la rupture prématurée du modèle étayé.

Tel qu'illustré à la figure 5.15, les mesures de courbure sont similaires à celles obtenues lors de l'essai. Le voilement initial de l'âme fait en sorte que la rigidité de la section d'acier seule diffère selon l'état initial de la poutre mixte. Pour ce qui est de la rigidité initiale de la section mixte, les analyses numériques donnent une pente inférieure à celle obtenue lors de l'essai. Des tentatives ont été effectuées afin d'obtenir la même rigidité en faisant varier les propriétés des goujons (facteurs $\alpha$ et $\beta$ de l'équation [5.1]). À un certain point ($\beta \cong 3{,}0$), les analyses ne convergeaient plus. Une augmentation du nombre de goujons sur la poutre mixte favoriserait probablement une meilleure distribution de la rigidité et ainsi la pente initiale de la section mixte pourrait être atteinte.

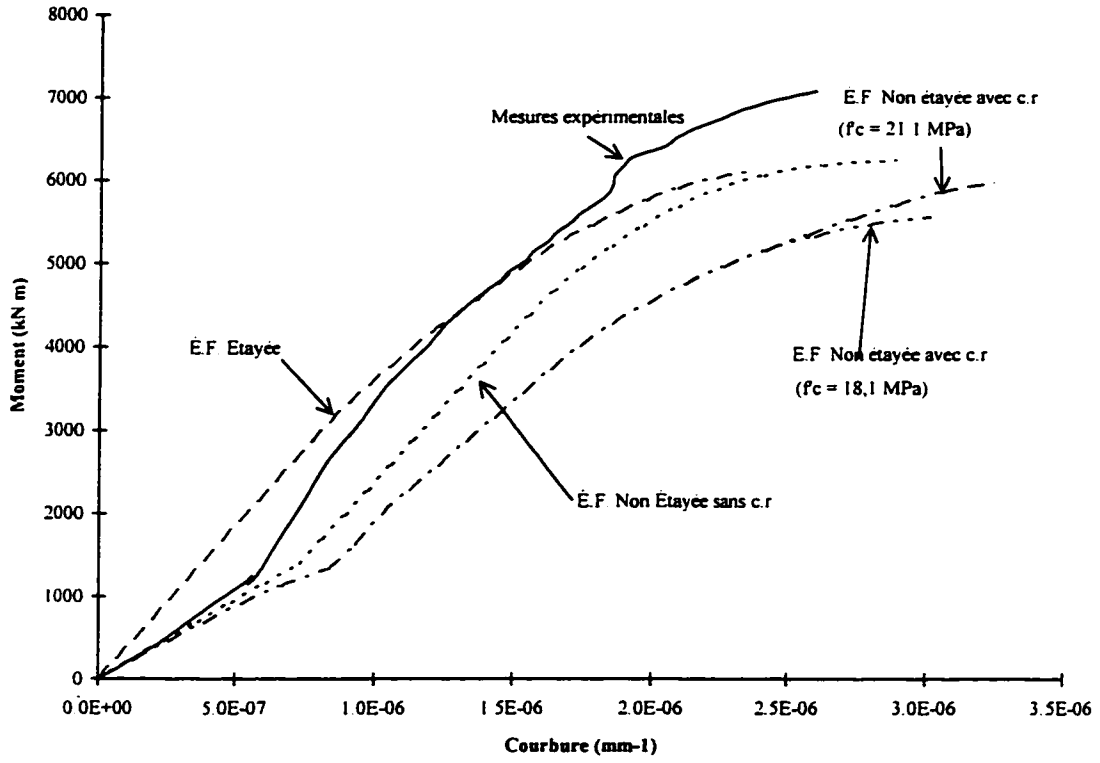



**FIGURE 5.15 - Relation moment-courbure théorique pour le spécimen A2.**

On constate que l'état initial de la poutre mixte n'influence que très légèrement sa ductilité en courbure. En effet, les ductilités en courbure varient de 1,4 à 1,6. Ces résultats confirment donc le caractère non-ductile du spécimen A2 tel qu'il fut observé lors de l'essai en laboratoire. Toutefois, il faut rappeler que les modèles numériques sont probablement pénalisés par une rupture prématurée de la dalle de béton. En effectuant une meilleure répartition des goujons, les spécimens auraient sans doute une résistance et une courbure à la rupture plus élevées que celles obtenues à l'aide de ces quatre analyses.

### 5.4.3 Distribution des contraintes longitudinales

Le logiciel d'analyse MEF permet d'extraire les contraintes présentes dans un élément à un pas de chargement donné. Pour fins d'analyse, les contraintes du point d'intégration milieu des éléments situés à la condition de symétrie (voir figures 5.8 et 5.9) furent retenues. La figure 5.16 illustre la distribution des contraintes des deux spécimens à la rupture pour un spécimen non-étayé avec contraintes résiduelles. Il est à noter que les contraintes sont totales c'est-à-dire qu'elles incluent les contraintes résiduelles et celles dues au chargement mécanique.

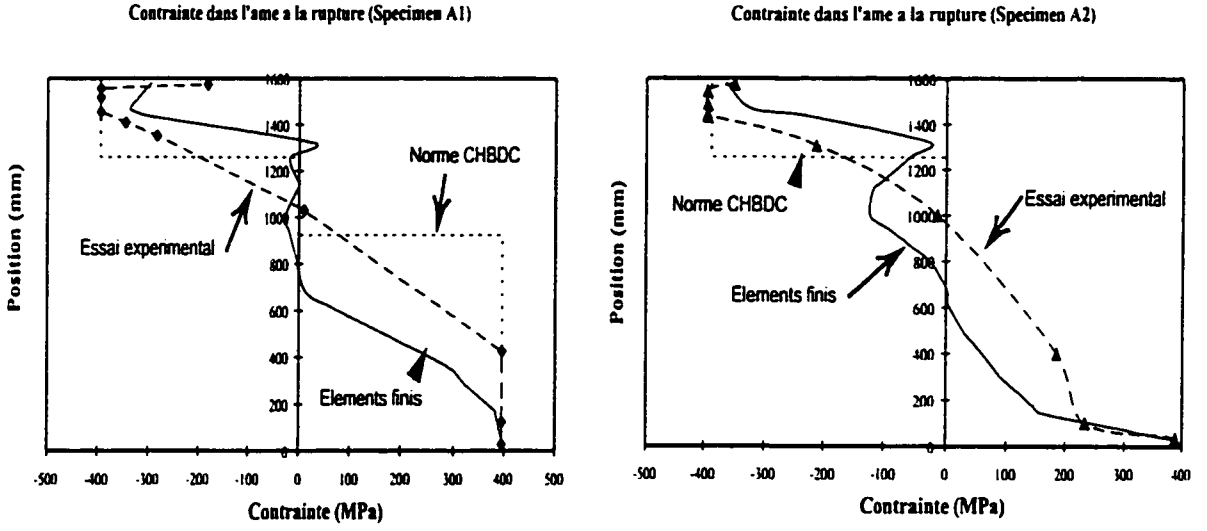



**FIGURE 5.16 - Distribution des contraintes longitudinales à la rupture des spécimens A1 et A2.**

Pour le spécimen A1, on note une distribution des contraintes très différente de celle plastique, même si l'on obtient une capacité voisine de celle du moment plastique. Tout comme lors de l'essai, il y avait un début de plastification dans la région de l'âme tendue. Par la suite, on remarque qu'une portion de la région voilée de l'âme possède une très faible contrainte de compression. La présence d'une contrainte de traction dans la région d'âme comprimée s'explique par un voilement prononcé. Par ailleurs, l'aile inférieure avait une contrainte moyenne de 410 MPa, ce qui est près du point de plastification ($F_y$=422 MPa). Pour ce qui est de l'aile supérieure, la contrainte moyenne de compression à la rupture était de 400 MPa. Finalement, la dalle de béton avait une contrainte de compression variant de 17,5 à 21,9 MPa.

La distribution des contraintes longitudinales obtenue à l'aide du modèle par éléments finis est différente de celle obtenue lors de l'essai. Toutefois, les points de mesure correspondent plus à la distribution théorique ainsi, l'extrapolation entre les points de mesures fausse peut-être quelque peu la comparaison. On remarque cependant que la distribution obtenue du modèle diffère quelque peu de celle proposée par la norme CHBDC.

Pour le spécimen A2, aucune plastification n'a été observée dans l'âme, ce qui est conforme aux mesures expérimentales. En comparant le patron de contraintes résiduelles et la distribution des contraintes à la rupture (voir figures 5.11 et 5.16), on note que la contrainte normale s'exerçant à une hauteur de 1200 mm demeure relativement constante tout au cours du chargement. Ce point se situe à environ 0,75 fois la profondeur de la section (0,75 d), ce qui correspond à environ 0,6 fois la profondeur d'âme comprimée à la rupture (0,6 $D_p$). La position du point de contrainte constante est donc en accord avec le modèle proposé par Rockey et Jenkins (1957), qui fut adopté par Fournier et al. (voir section 2.4.6). Pour ce même spécimen, la contrainte moyenne à l'aile inférieure à la rupture était égale à 300 MPa. À l'aile supérieure, la

contrainte moyenne de compression était de 445 MPa. Il y avait donc plastification de l'aile comprimée, tel qu'observé lors de l'essai. En dernier lieu, la contrainte moyenne de compression dans la dalle de béton variait de 14,8 à 19,1 MPa.

La distribution des contraintes longitudinales obtenue à l'aide des éléments finis suit la même forme que celle obtenue lors de l'essai à l'exception des mesures situées dans la partie centrale de l'âme. On doit toutefois se rappeler que la distribution des contraintes résiduelles considérée pour les analyses est différente de celle mesurée expérimentalement. Une fois de plus, la distribution des contraintes proposée par la norme CHBDC diffère de celles obtenues lors des analyses et de l'essai.

En bref, les régions où l'acier a atteint la limite élastique étaient identiques dans le modèle et lors des essais sauf dans le cas de l'aile inférieure du spécimen A1. Le gain de capacité attribué à l'écrouissage de cette région n'a pas été vérifié par les analyses à l'aide de la méthode des éléments finis.

## 5.5 DISCUSSION

En résumé, les analyses par éléments finis ont été utilisées afin de reproduire le comportement théorique des spécimens. L'utilisation d'un tel outil devient nécessaire afin d'établir un modèle numérique du comportement d'une poutre mixte à âme élancée. Une fois un modèle mis au point, une étude paramétrique pourrait être effectuée avec celui-ci afin de déterminer l'influence des contraintes résiduelles, du chargement de la section d'acier seul ($M_I$), des déformations latérales initiales de l'âme sur la capacité ultime et la ductilité d'une poutre mixte.

L'utilisation du logiciel par éléments finis MEF n'a pas permis de valider complètement les résultats expérimentaux. Néanmoins, on pense que les travaux futurs doivent poursuivre l'utilisation de ce logiciel avec quelques modifications. En effet, les valeurs de courbure obtenues analytiquement sont semblables à celles mesurées expérimentalement, signifiant donc que le modèle simule le comportement des spécimens assez fidèlement. Toutefois, la capacité ultime du modèle différait largement de celle mesurée lors des essais, ce qui nécessite l'ajustement de certains paramètres.

Tout d'abord, une combinaison de deux blocs de commande (bloc RESI et SOLP) a été utilisée afin de modéliser le patron de contraintes résiduelles. Cette technique de chargement semble être la plus efficace avec la version de MEF disponible. Une alternative pourrait être utilisée pour des futures analyses. Une modification du code source de MEF permettant l'application du bloc de commande RESI en plusieurs pas de chargement faciliterait l'application des contraintes résiduelles et éliminerait donc l'utilisation du bloc SOLP. En effet, il faudrait que l'application du bloc RESI s'effectue comme celle du bloc SOLP sauf qu'au lieu d'appliquer des forces, on appliquerait des contraintes. Ceci permettrait peut-être d'obtenir le bon patron de contraintes résiduelles dans les ailes et ainsi inclure l'écrouissage de ces régions.

Le chargement de la section d'acier seul semble être adéquat. L'application de la rigidité des goujons au pas précédant la fin du stade d'action non composite doit être conservée afin d'éviter les problèmes de non convergence. Une amélioration possible serait d'inclure les barres de précontrainte présentes lors des essais afin de représenter plus fidèlement les spécimens.

Pour ce qui est du chargement de la section mixte, la modification majeure concerne la modélisation des goujons de cisaillement. Au cours des analyses de cette étude, on a constaté que des goujons de faible résistance provoquaient un plateau dans la

courbe de chargement dû à la plastification des connecteurs de cisaillement. De plus, la modification des propriétés des goujons influence peu la capacité ultime de la section mixte. Il semble donc que ce ne sont pas les caractéristiques des goujons mais plutôt le nombre qui importe. En effet, il semble que la concentration d'effort à la jonction goujon-dalle de béton nuit à la capacité ultime du modèle numérique en provoquant une rupture prématurée du béton. Pour vérifier ce phénomène, il faudrait modéliser une poutre mixte composée d'une section d'acier compacte afin d'éviter les problèmes de voilement de l'âme. L'étude de sensibilité porterait sur le nombre et les caractéristiques des goujons. C'est-à-dire que l'on doit toujours supposer une action composite totale mais faire varier le nombre de goujon de manière à obtenir une distribution uniforme des contraintes à travers toute la dalle de béton. Ces études préliminaires permettraient de mesurer l'influence du nombre de goujons, de la résistance d'un goujon ainsi que de l'espacement entre ces derniers sur la capacité ultime de la poutre mixte. À la fin de ces futures analyses, on devrait être en mesure de déterminer le nombre optimal de goujons nécessaires pour obtenir un bon comportement de la poutre mixte. Si le problème persiste, on pourrait modéliser les goujons à l'aide d'une plaque orthotropique d'acier comme l'ont fait Maltais et al. (1996).

L'ajout de goujons nécessite un raffinement du maillage au niveau de la dalle de béton et de l'aile comprimée. De plus, afin de procéder à une fusion des noeuds pour représenter la soudure, le maillage situé dans la région comprimée de l'âme devra lui aussi être raffiné. Ce changement est favorable puisqu'il permettra une meilleure représentation du phénomène de voilement de l'âme. Cependant, un problème survient quant à l'ampleur du modèle généré. En observant le modèle actuel, on note que la modélisation des raidisseurs requiert plus de 40 % des éléments utilisés. Les raidisseurs porteurs sont nécessaires afin de redistribuer les efforts mais les cinq raidisseurs intermédiaires ne sont pas vraiment utiles lors des analyses puisque plusieurs noeuds de l'âme sont restreints de se déplacer selon l'axe Z, ce qui empêche le voilement des

panneaux intermédiaires. Ces éléments pourraient donc être éliminés en les remplaçant par une condition limite empêchant le déplacement selon l'axe Z aux noeuds désignés combiné avec l'ajout d'un élément de barre entre les deux ailes pour simuler le champ de tension présent dans l'âme. Ce simple changement permettrait la réaffectation d'environ 200 éléments sans modifier la taille du problème à analyser.

Ces modifications aux modèles initiaux devraient améliorer la corrélation entre les mesures numériques et celles obtenues lors des essais expérimentaux.

# CHAPITRE 6

# CONCLUSION

L'objectif principal de ce projet de recherche était d'étudier le comportement en flexion d'une poutre mixte à âme élancée non étayée, et plus particulièrement, l'influence des contraintes résiduelles et du voilement de l'âme sur sa capacité flexionnelle ultime. De plus, la notion de ductilité fut étudiée. Les résultats de cette étude ont permis de vérifier les règles de calcul proposées dans la future norme de calcul unifiée (CHBDC-97). Afin d'atteindre ces objectifs, le projet de recherche a été divisé en deux volets: un volet expérimental et un volet analytique.

## 6.1 RÉTROSPECTIVE

### 6.1.1 Volet expérimental

Des essais ont été réalisés sur deux poutres mixtes de grandeur réelle composées d'une section d'acier unisymétrique. Les deux spécimens étaient identiques à l'exception des dimensions de l'aile inférieure. Cette différence permettait de varier la position de l'axe neutre plastique et par le fait même, le phénomène de voilement de l'âme. Le premier spécimen (A1) possédait une position d'axe neutre plastique ($D_p$) égale à 0,33 fois la profondeur de l'âme (h). Le second spécimen (A2) possédait une position d'axe neutre plastique égale à 0,67 fois la profondeur de l'âme. Cette dernière valeur constitue une borne supérieure utilisée en pratique.

Au cours des essais, plusieurs mesures ont été prises. Les paramètres pertinents à cette étude étaient la distribution des contraintes résiduelles, la capacité ultime, la ductilité, la distribution des contraintes longitudinales à travers la section médiane, la position de l'axe neutre ainsi que les déformations latérales engendrées par le voilement de l'âme.

Un essai typique se déroulait en trois phases. En premier lieu, il y avait le chargement de la section d'acier seul afin de simuler un comportement non étayé. Le moment appliqué lors de cette phase était d'environ 50 % de la capacité de la section d'acier, ce qui correspondait à environ 1200 kN-m dans le cas des deux spécimens. Ce chargement était ensuite maintenu durant la coulée et le durcissement de la dalle de béton. Finalement, il y a eu chargement de la section mixte jusqu'à la rupture.

La méthode de sectionnement de concert avec deux méthodes de mesures, à l'aide de jauges électriques et de repères mécaniques, a été utilisée afin d'évaluer le patron de contraintes résiduelles. Les deux méthodes de mesures ont donné des résultats identiques et donc, l'utilisation des repères mécaniques est recommandée pour de futurs essais car elle constitue une méthode simple et efficace. En observant les résultats, on conclut que l'âme des spécimens avait voilé sous l'effet des contraintes résiduelles. En effet, le patron de contraintes résiduelles était typique d'un état post-voilement. Ceci vient confirmer une observation que l'on avait effectuée lors de la réception des spécimens. De plus, les mesures initiales de déformation latérale de l'âme appuient cette hypothèse d'état post-voilement.

Les deux spécimens ont obtenu le même mode de rupture soit un voilement inélastique de l'âme suivi d'un éclatement du couvert de béton. En effet, il y a eu un transfert rapide de l'effort de compression de l'âme voilée vers la dalle de béton et celle-ci étant déjà fortement sollicitée, il y a eu éclatement soudain du couvert de béton. La rupture du spécimen A1 s'est produite à un moment égal à 6530 kN-m, ce qui correspond à 118 % du moment plastique. Le gain de capacité n'a pu être clairement identifié mais il pourrait s'expliquer par l'écrouissage qui s'est probablement produit dans l'aile et l'âme tendue ainsi que par l'effort repris par la dalle de béton qui excédait celui calculé à l'aide du concept de bloc équivalent. Une ductilité en courbure d'environ 1,4 fut obtenue pour ce spécimen.

Le spécimen A2 a atteint un moment ultime égal à 7090 kN-m, ce qui équivaut à 91 % du moment plastique. Une ductilité en courbure de 1,3 a été obtenue pour le spécimen A2. Le sévère patron de contraintes résiduelles, la grande portion d'âme comprimée ainsi que la déformée initiale de l'âme ont probablement empêché d'atteindre le moment plastique.

### 6.1.2 Volet analytique

Deux types d'analyses ont été réalisées. Tout d'abord, le choix des spécimens a été effectué à l'aide d'un logiciel d'analyse par section plane développé par Fournier et al. (1994). Les résultats de ces analyses ont permis d'estimer la capacité ultime des spécimens ainsi que d'effectuer le positionnement des jauges électriques de déformation en se basant sur la variation de la position de l'axe neutre au cours du chargement.

Ce logiciel tenait compte du voilement de l'âme en utilisant une adaptation du modèle proposé par Rockey et Jenkins (1957). En résumé, ce modèle suppose qu'à une certaine position de l'âme comprimée, la contrainte normale demeure constante dans la phase post-voilement. Par la suite, il y a redistribution de l'effort de compression vers la dalle de béton et l'aile supérieure. Cependant, cette redistribution des contraintes suppose un état initial non voilé, ce qui n'était pas le cas dans les spécimens puisqu'ils étaient voilés avant même que l'essai ne débute. Ainsi, une analyse par éléments finis a été effectuée afin d'établir le comportement théorique des spécimens.

Le logiciel d'éléments finis MEF (Dhatt et Touzot, 1981) a été utilisé pour simuler le comportement d'une poutre mixte non étayée. Les objectifs visés étaient de valider le patron de contraintes résiduelles mesuré et de vérifier l'influence du chargement de la section d'acier seul, de la déformée initiale de l'âme et des contraintes résiduelles sur la capacité ultime et la ductilité des spécimens. Les deux spécimens ont été modélisés à l'aide d'éléments de plaques. Trois types d'analyses ont été réalisées

pour chacun des spécimens: une poutre mixte non étayée avec contraintes résiduelles (état typique d'un spécimen), une poutre mixte non étayée sans contrainte résiduelle et finalement, une poutre mixte étayée sans contrainte résiduelle.

Le premier objectif a dû être abandonné en cours de route puisque le logiciel MEF ne permettait pas d'effectuer un chargement thermique sur un élément de plaque. Une technique alternative de chargement fut utilisée pour inclure les contraintes résiduelles à la section d'acier.

Les analyses représentant les spécimens n'ont pas été totalement concluantes. La capacité ultime du modèle numérique était bien inférieure à celle mesurée expérimentalement. Il semble qu'un nombre insuffisant de connecteurs de cisaillement ait provoqué une concentration de contrainte dans la dalle de béton. En effet, la contrainte normale dans la dalle de béton augmentait trop rapidement et il en résultait une rupture prématurée du spécimen. De plus, le mode de voilement de l'âme de la région de moment constant était différent de celui obtenu au cours des essais. Toutefois, les valeurs de courbure sont semblables à celles mesurées lors des essais.

Les analyses ont cependant permis de constater que la présence des contraintes résiduelles réduit d'environ 5 % la capacité ultime de la section mixte tandis que le mode de construction ne semble pas avoir d'influence. Cette dernière observation confirme les conclusions de Fournier et al. Par ailleurs, les analyses du spécimen A1 ont démontré que le mode de construction et la présence des contraintes résiduelles diminuent la ductilité en courbure d'environ 20 % dans chacun des cas. Pour le spécimen A2, cette variation n'a pas été observée.

## 6.2 RECOMMANDATIONS

Les recommandations font suite aux essais en laboratoire ainsi qu'aux analyses numériques. Une attention particulière est portée aux prescriptions de la future norme CHBDC-97 concernant l'évaluation de la capacité ultime en région de moment positif d'une poutre mixte non étayée à âme élancée, sa ductilité ainsi que sa rigidité.

### 6.2.1 Capacité flexionnelle ultime

La méthode de calcul de la capacité ultime d'une poutre mixte en région de moment positif proposée par la future norme CHBDC semble adéquate. En effet pour le spécimen A1, la capacité ultime prédite par la future norme équivaut au moment plastique car la position de l'axe neutre plastique est située près de la limite permise. En supposant qu'il n'y aurait pas eu d'écrouissage, la capacité ultime du spécimen aurait été le moment plastique et ainsi, la valeur calculée par la norme est correcte. Pour ce qui est du spécimen A2, le moment évalué par la future norme sous-estime de 12 % la capacité flexionnelle ultime, ce qui demeure acceptable.

De plus, les analyses numériques ont démontré que le mode de construction n'influence pas de manière significative la capacité ultime d'une section mixte. Ceci est en accord avec la future norme puisqu'elle ne contient aucune spécification reliée à ce sujet.

Toutefois, une mise en garde devrait être incluse dans la future norme concernant la distribution des contraintes longitudinales à la rupture. La distribution proposée n'est pas le reflet du patron de contraintes à l'ultime. En réalité la région la plus comprimée de l'âme ne participe plus à la résistance tandis que celle située près de l'axe neutre, donc peu voilée, est encore capable de reprendre des efforts. La distribution proposée par la norme est tout-à-fait le contraire de cette observation: l'âme située à mi-hauteur de

l'âme comprimée participe de manière pleinement effective tandis que celle située près de l'axe neutre est négligée. Il serait important d'inclure cette remarque dans la norme afin que l'ingénieur praticien ne tente pas de calculer des paramètres tel que la courbure à partir de cette distribution fictive.

### 6.2.2 Ductilité

Les normes canadiennes, présentes et futures, ne considèrent pas la ductilité des poutres mixtes. Toutefois lors de l'évaluation d'un pont, on compte souvent sur la ductilité d'un système pour éviter la rupture sous des surcharges exceptionnelles. En effet puisque l'on est en situation de charge contrôlée, la ductilité d'une pièce permet la redistribution des efforts à d'autres composantes de la structure. Des analyses de rupture sur des poutres de pont type devrait être réalisées afin d'évaluer la demande en ductilité d'une pièce maîtresse pour assurer l'intégrité structurale du système. À la suite de ces travaux, on recommande l'ajout d'une prescription garantissant la ductilité d'une poutre mixte. Il faut en effet limiter la position de l'axe neutre plastique. Cependant, le nombre limité d'essais ne permet pas de fixer une valeur de position d'axe neutre. À défaut d'avoir une limite moins conservatrice, nous suggérons de s'en tenir à la norme AASHTO qui limite la position de l'axe neutre à une valeur égale à la profondeur totale de la section mixte divisée par 7,5. De futures analyses par éléments finis confirmeront une nouvelle valeur critique.

### 6.2.3 Rigidité de la section mixte

La future norme CHBDC n'inclut pas de prescription concernant le calcul de la rigidité initiale de la section mixte. Néanmoins, l'équation proposée par la norme CAN/CSA/S16.1-M94 a été utilisée pour fin de comparaison. Pour une action composite totale, on obtient la relation suivante:

$$EI_e = 0{,}85\ EI_t + 0{,}15\ EI_s \qquad [6.1]$$

Pour le spécimen A1, une rigidité égale à 103 % de la rigidité effective ($EI_e$) fut obtenue tandis que pour le spécimen A2, une rigidité égale à 94 % de la rigidité effective a été mesurée.

À la lumière de ces résultats, on suggère d'inclure l'équation 6.1 dans la future norme CHBDC afin d'évaluer la rigidité effective d'une section mixte.

### 6.2.4 Études futures

Les essais en laboratoire effectués sur les deux poutres mixtes constituent une banque importante de données. La prochaine étape serait donc de poursuivre les analyses par éléments finis afin d'obtenir un modèle numérique qui reproduise le comportement observé au cours des essais. L'emphase devrait être mise sur la méthode d'application des contraintes résiduelles ainsi que la modélisation des connecteurs de cisaillement. Par la suite, une étude paramétrique pourrait être effectuée afin de vérifier l'influence des contraintes résiduelles ainsi que la position de l'axe neutre plastique sur la capacité ultime et la ductilité d'une poutre mixte à âme élancée. À la lumière de ces résultats, des essais pourraient avoir lieu sur un troisième spécimen afin de valider les recommandations déduites de l'analyse par éléments finis.

## 6.3 CONCLUSION

En résumé, on recommande l'utilisation des prescriptions de la future norme CHBDC pour évaluer la capacité ultime sous moment positif d'une poutre mixte à âme élancée. De plus, une prescription additionnelle devrait être introduite afin de garantir la ductilité d'une telle poutre en limitant la position de l'axe neutre plastique. Toutefois, des analyses sont requises pour évaluer la demande en ductilité typique d'une poutre de pont afin d'établir un critère de ductilité minimale.

# BIBLIOGRAPHIE

ADAMS, P.F., KRENTZ, H.A. and KULAK, G.L. (1979). *Limits States Design in Structural Steel- SI Units.* Canadian Institute of Steel Construction, Ontario, Canada.

AASHTO. (1994). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Washington, D. C.

ARIBERT, J.-M., RAGNEAU, E. et XU, H. (1993). *Développement d'un élément fini de poutre mixte acier-béton intégrant les phénomènes de glissement et de semi-continuité avec éventuellement voilement de l'âme*. Construction Métallique, no 2, 31-49.

ASTM (1992), *ASTM Commitee E-28. Standard Test Method for Determinig Residual Stresses by the Hole-Drilling Strain-Gage Method.* Annual book of ASTM standards, vol. 03.01, 753-759.

ASTM (1993), *ASTM C 192-90a . Standard Practice for Making and Curing Concrete test Specimens in the Laboratory.* American Society for Testing and Materials, Philadelphia, vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 117-123..

AUBÉ, S. (1995). *Comportement en flexion des poutres mixtes élancées*. Projet de fin d'études, École Polytechnique de Montréal, Canada.

BASLER, K., THÜRLIMANN, B., MUELLER, J.A. and YEN, B.T. (1960). *Web Buckling Tests on Welded Plate Girders*. Welding research Council, Bulletin no 64, New York.

BASLER, K.and THÜRLIMANN, B. (1961). *Strenght of Plate Girders in Bending.* Proceedings of ASCE. vol. 87, 153-181.

BAZERGUI, A., BUI-QUOC, T., BIRON, A., MCINTYRE, G. et LABERGE, C. (1987). *Résistance des matériaux*. 2e édition, Édition de l'École Polytechnique de Montréal.

BLEICH, F. (1952). *Buckling Strenght of Metal Structures*. McGraw-Hill Book Co., New York.

BOTA, V. (1970). *Calcul en plasticité des poutres mixtes acier-béton*. Construction Métallique, no 1, 14-22.

BOUZAIENE,A., BEAULIEU, D. et FAFARD, M. (1990). *Modélisation par éléments finis du comportement des sections mixtes*. Rapport GCT-90-07, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec.

BOUZAIENE,A. et MASSICOTTE, B. (1995). *Caractétisation 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, Montréal.

BOUZAIENE,A. et MASSICOTTE, B. (1997). *Analyse structurale non linéaire par la méthode des éléments finis - Programme MEF*. Rapport EPM/GCS-1997-02, Département de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal, Montréal.

CSA (1988a). *Structural quality steels*. CSA Standard G40.21-M88, Rexdale, Ontario, Canada.

CSA (1988b). *Design of Highway Bridges*. CSA Standard-S6-M88, Rexdale, Ontario, Canada.

CSA (1994a). *Limit States Design of Steel Structures*. CSA Standard-S16.1-M94, Rexdale, Ontario, Canada.

CSA (1994b). *Design of Concrete Structures*. CSA Standard-A23.3-94, Rexdale, Ontario, Canada.

CSA (1997). *Canadian Highway Bridge Design Code*. (Draft, Section 10, Sept. 1995). Rexdale, Ontario, Canada.

CHAJES, A. (1974). *Priciples of Structural Stability Theory*. N.M. Newmark and W.J. Hall editors, Englewood Cliffs, New Jersey.

CHAPMAN, J.C. and YAM, L.C.P. (1968). *The Inelastic Behavior of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete*. Proceedings of the Institution of Civil Engineerings, vol. 41, 651-683.

CHIEN, E.Y.L. and RITCHIE, J.K. (1988). *Design and Construction of Composite Floor Systems*. Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontario, Canada.

CLIMENHAGA, J. and JOHNSON, R. (1972). *Moment-Rotation Curves for Locally Buckling Beams*. Journal of Structural Division ASCE, vol.98, 1239-1254.

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

DUBAS, P. et GEHRI, E. (1986). *Behavior and Design of Steel Plated Structures.* Publication no 44. Zurich, Swistzerland, 94-100.

DUBAS, P. et TSCHAMPER, H. (1990). *Stabilité des âmes soumises à une charge concentrée et à une flexion globale*. Construction Métallique, no 2, 25-39.

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK. (1986). *Recommended Testing Procedure for Assessing the Behavior of Structual Steel Elements Under Cyclic Loads.* Technical Committee 1- Structural Safety and Loadings, No 45, First Edition.

FAFARD, M., DHATT, G. et 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, Université Laval, Québec.

FAFARD, M. and MASSICOTTE, B. (1993). *Geometrical Interpretation of the Arc-Lenght Method.* Computers and Structures, vol. 46, no 4, 603-615.

FLAMAN, M.T. and HERRING, J.A. (1985). *Comparison of Four Hole-Producing Techniques for the Center-Hole Residual-Stress Measurement Method.* Exp. Mechanics, vol. 9, 30-32.

FLAMAN, M.T., MILLS, B. and BOAG, J. (1987). *Analysis of Stress-Variation-with-Depth Measurement Procedures for the Center-Hole Method or Residual Stress Measurement*. Exp. Mechanics, vol. 11, 35-37.

FOURNIER, A., MASSICOTTE, B. et PICARD, A. (1994). *Comportement en flexion des poutres mixtes élancées mixtes de ponts.* Rapport No EPM/GCS-1994-20, École Polytechnique de Montréal, Canada.

FRANK, K.H. and HELWIG, T.A. (1995). *Buckling of Webs in Unsymmetric Plate Girders*. Engineering Journal, Second Quarter, 43-53.

FUKUMOTO, Y., ITOH, Y. and KUBO, M. (1980). *Strenght Variation of Laterally Unsupported Beams.* Journal of Structural Division ASCE, vol. 106, 165-181.

FUKUMOTO, Y., ITOH, Y. and KUBO, M. (1981). *Statistical Study of Experiments on Welded Beams*. Journal of Structural Division ASCE, vol. 107, 89-103.

GALAMBOS, T.V. (1988). *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures,* 4th edition, John Wiley and Sons, 734-744.

GAYLORD, E.H. and GAYLORD, C.N.(1972). *Design of Steel Structures.* McGraw-Hill, New York.

GRANT, J.A., FISHER, J.W. and SLUTTER, R.G. (1977). *Composite Beams with Formed Steel Deck.* Engineering Journal AISC, First Quarter, 67-73.

HAMADA, S. and LONGWORTH, J. (1976). *Ultimate Strength of Continuous Composite Beams*. Journal of Structural Division ASCE, vol. 102, 1463-1478.

ICCA. (1996). *Handbook of Steel Construction*, 6th edition. Institut canadien de la construction en acier (ICCA), Willowdale, Ontario.

KITIPORNCHAI, S. and WONG-CHUNG, A. D. (1987). *Inelastic buckling of welded monosymetric I-beams.* Journal of Structural Engineering, vol.113, no.4, 740-756.

KUBO, M. and GALAMBOS, T.V. (1988). *Plastic Collapse Load of Continuous Composite Plate Girders.* Engineering Journal AISC, 4th Quarter, 145-155.

LU, J., NIKU-LARI, A. et FLAVENOT, J.F. (1985). *Récents développements de la mesure des contraintes résiduelles par perçage incémental.* Matériaux et techniques, vol. 73, 709-718.

MACKAY, H.M., GILLESPIE, P. and LELUAU, C. (1923). *Report on the Strenght of Steel I-Beam Haunched with Concrete.* The Engineering Journal, Engineering Institute of Canada, vol. 6.

MALTAIS, L., BEAULIEU, D. et PICARD, A. (1996). *Étude par éléments finis du comportement des poutres mixtes élancées.* Rapport No GCS-96-09, Université Laval de Québec, Canada.

MASSICOTTE, B., ELWI, A.E.and MacGREGOR, J.G. (1988). *Analysis of Reinforced Concrete Panels Loaded Axially and Transversely.* Structural Engineering Report No 161, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada.

MASSICOTTE, B. (1993). *Conception et évaluation des ponts.* École Polytechnique de Montréal, Montréal.

MULLER, J.A. (1993). *Bridge to the future.* Civil Engineering, January 1993, 40-43.

OMTC. (1983). *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC-83). Downsview, Ontario.

OMTC. (1991). *Ontario Highway Bridge Design Code* (OHBDC-91). Downsview, Ontario.

OPPEL, G.U. (1964). *Biaxial Elasto-Plastic Analysis of Load and Residual Stresses.* Experimental Mechanics, vol.4, 135-140.

PICARD, A., BEAULIEU, D. (1991). *Calcul des charpentes d'acier*, ICCA, Ontario.

PICARD, A., BEAULIEU, D. (1993). *Factored Moment Resistance of Composite Bridge Girders with Singly Symmetric Non-Compact Steel Sections*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 20, 828-833.

RAMM, E. (1981). *Strategies for Tracing the Nonlinear Reponse Near Limit Points.* Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics. New York, 68-89.

RAZAQPUR, A.G. and NOFAL, M. (1990). *Analytical Modeling of Nonlinear Behavior of Composite Bridges*. Journal of Structural Engineering ASCE, vol. 116, 1715-1733.

ROCKEY, K.C. and JENKINS, F. (1957). *The Behavior of Webplates of Plate Girders Subjected to Pure Bending.* The Structural Engineering. vol. 35, 176-189.

ROY, G. MOHAMEDIEN, M.A and POLYZOIS, D. (1994). *Residual Stresses in Cold Formed Steel Section.* Twelfth International Specialty Conference on cold formed steel structure, 691-703.

SCHILLING, C.G. (1988). *Moment-Rotation Tests of Steel Bridge Girders*. Journal of Structural Engineering ASCE, vol. 114, 134-149.

SHERMAN, D. (1969). *Residual Stress Measurement in Tubular Members*. Journal of Structural Division ASCE, vol. 50, 635-647.

SLUTTER, R.G. and DRISCOLL, G.C. (1965). *Flexural strenght of steel-concrete composite beams*. Journal of Structural Division, ASCE, ST2, 71-99.

SSRC Task Group (1988). *Technical Memorendum No.6 Determination of Residual Stresses*. Exp. Techniques, vol. 5, no. 3.

STAFFORD SMITH, B. and COULL A. (1991). *Tall Building Structures: Analysis and design*. John Wiley & Sons Inc. New York, New York.

TABSH, S.W. (1994). *Ductility of Non-Compact Steel Bridge Beams*. Engineering Journal AISC , vol.31, 21-30.

TALL, L. (1964). *Recent Developments in the Study of Column Behavior*. Journal of Institute of Engineering, vol. 38, Australia, 52-55.

TEBEDGE, N., ALPSTEN, G. and TALL, L. (1973). *Residual-Stress Measurement by Sectionning Method*. Exp. Mechanics, 88-96.

TIMOSHENKO, S. (1936). *Theory of Elastic Stability*. McGraw Hill Book Co., New York.

TSAI, W.T. (1988). *Uniaxial Compressional Stress Strain Relation of Concrete.* Journal of Structural Engineering, vol.114, 2133-2136.

VASSEGHI, A. and FRANK, F.(1989). *Strenght and Behavior of Composite Plate Girders Under Shear and Bending Moment* . Dissertation presented to the Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

VIEST, I. (1960). *Composite Steel-Concrete Construction.* report of the Subcommittee on the State-of-the-Art Survey of the Task Committee on Composite Construction, Journal of Structural Division ASCE, vol. 100, 1085-1139.

VOLMIR, A.S. (1967). *A Translation of Flexible Plates and Shells.* Air Force Flight Dynamics Laboratory, Technical Report No 66-216, Ohio.

WANG, J. (1988). *Measurement of Residual Stress by the Hole-Drilling Method: General Stress-Strain Relationship and its Solution.* Exp. Mechanics, vol. 28, 355-358.

YAM, L. and CHAPMAN, J. (1972). *The Inelastic Behavior of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete.* Proceedings of Institute of Civil Engineering, vol. 53, 487-501.

# ANNEXES

# ANNEXE A

Dessins de fabrication des spécimens

et

des pièces du montage expérimental

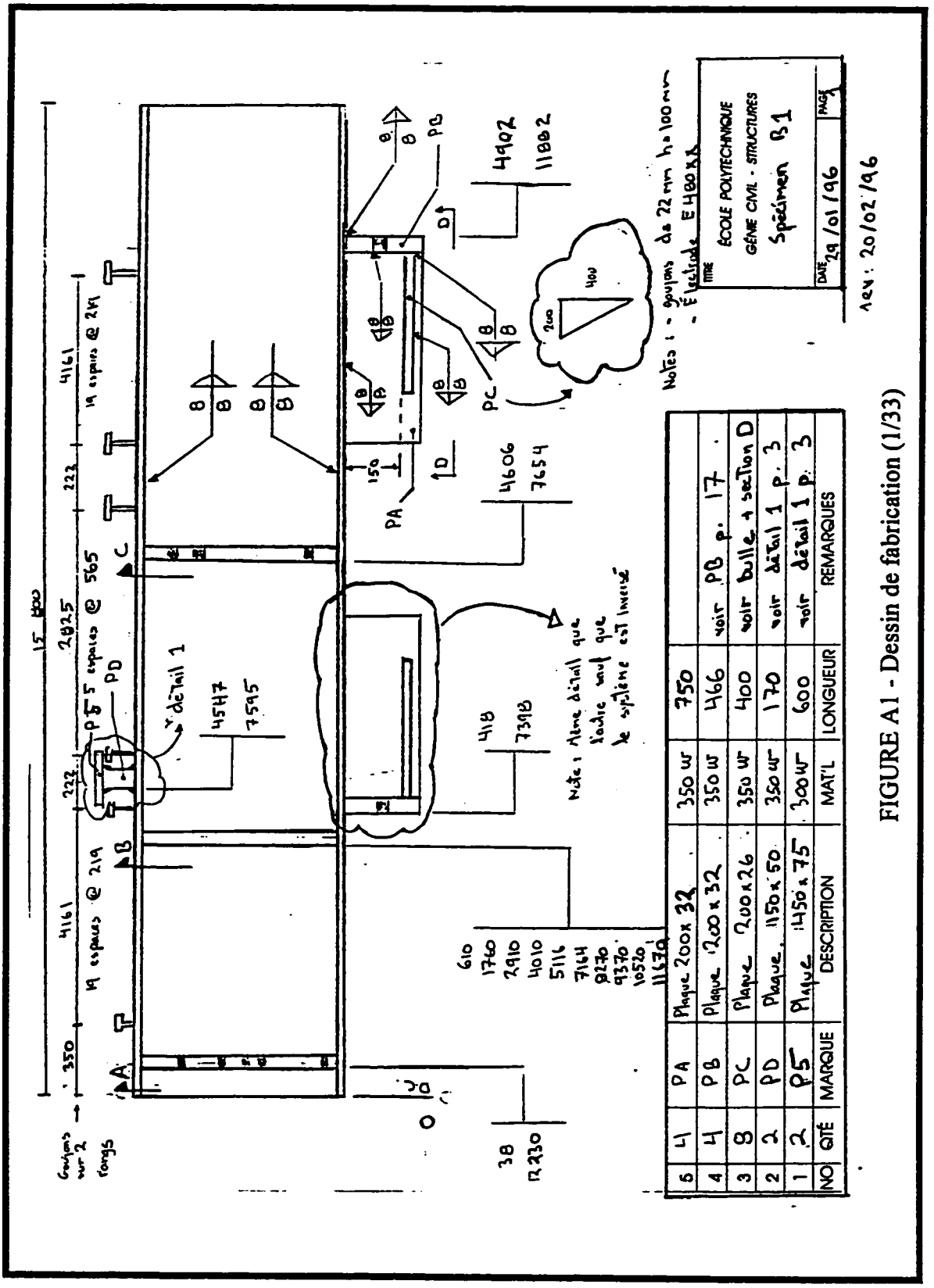
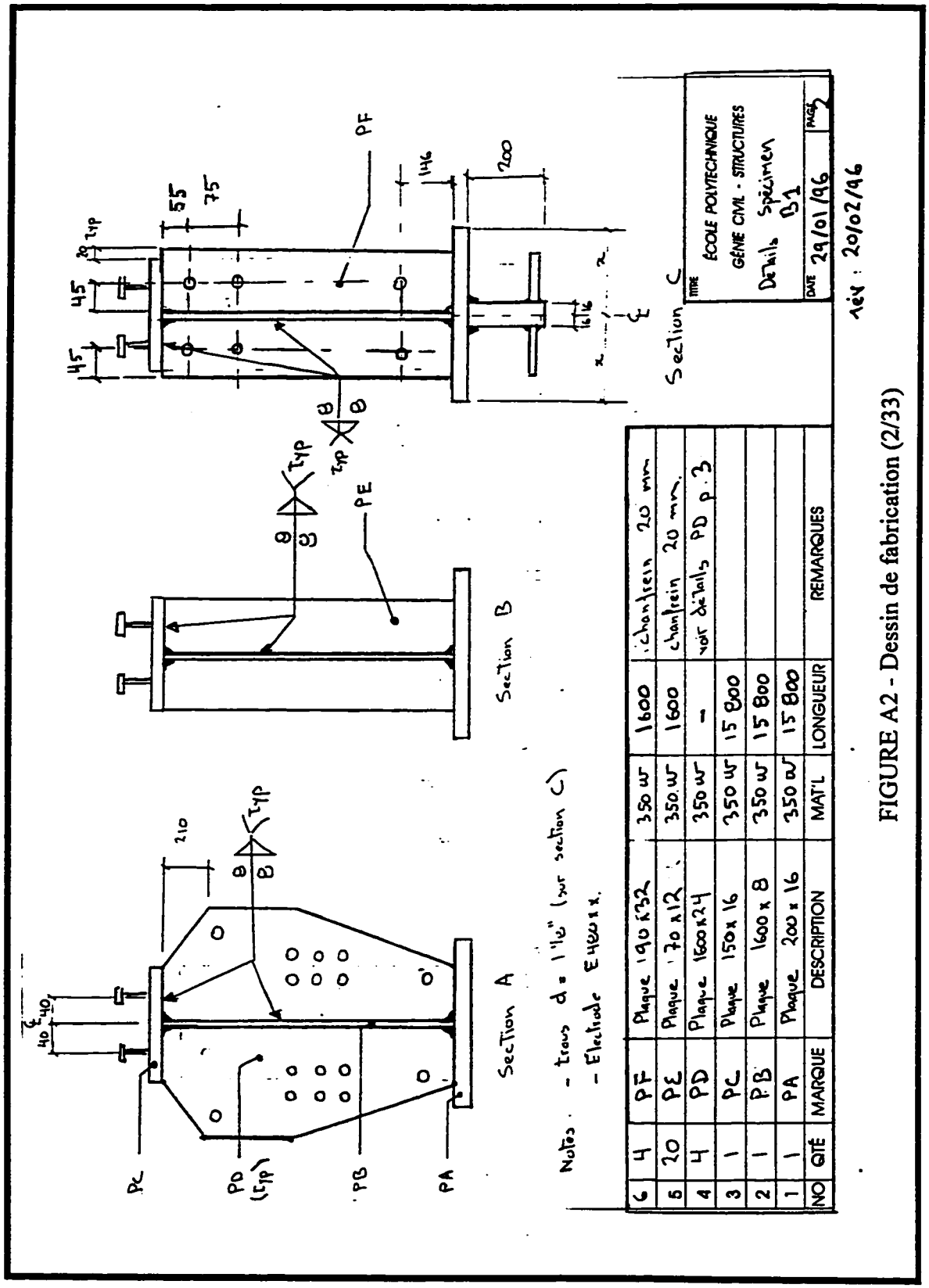



FIGURE A1 - Dessin de fabrication (1/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 4 | PF | Plaque 190 x 32 | 350 W | 1600 | chanfrein 20 mm |
| 5 | 20 | PE | Plaque 70 x 12 | 350 W | 1600 | chanfrein 20 mm. |
| 4 | 4 | PD | Plaque 1600 x 24 | 350 W | - | voir détails PD p.3 |
| 3 | 1 | PC | Plaque 150 x 16 | 350 W | 15 800 | |
| 2 | 1 | PB | Plaque 1600 x 8 | 350 W | 15 800 | |
| 1 | 1 | PA | Plaque 200 x 16 | 350 W | 15 800 | |

FIGURE A2 - Dessin de fabrication (2/33)

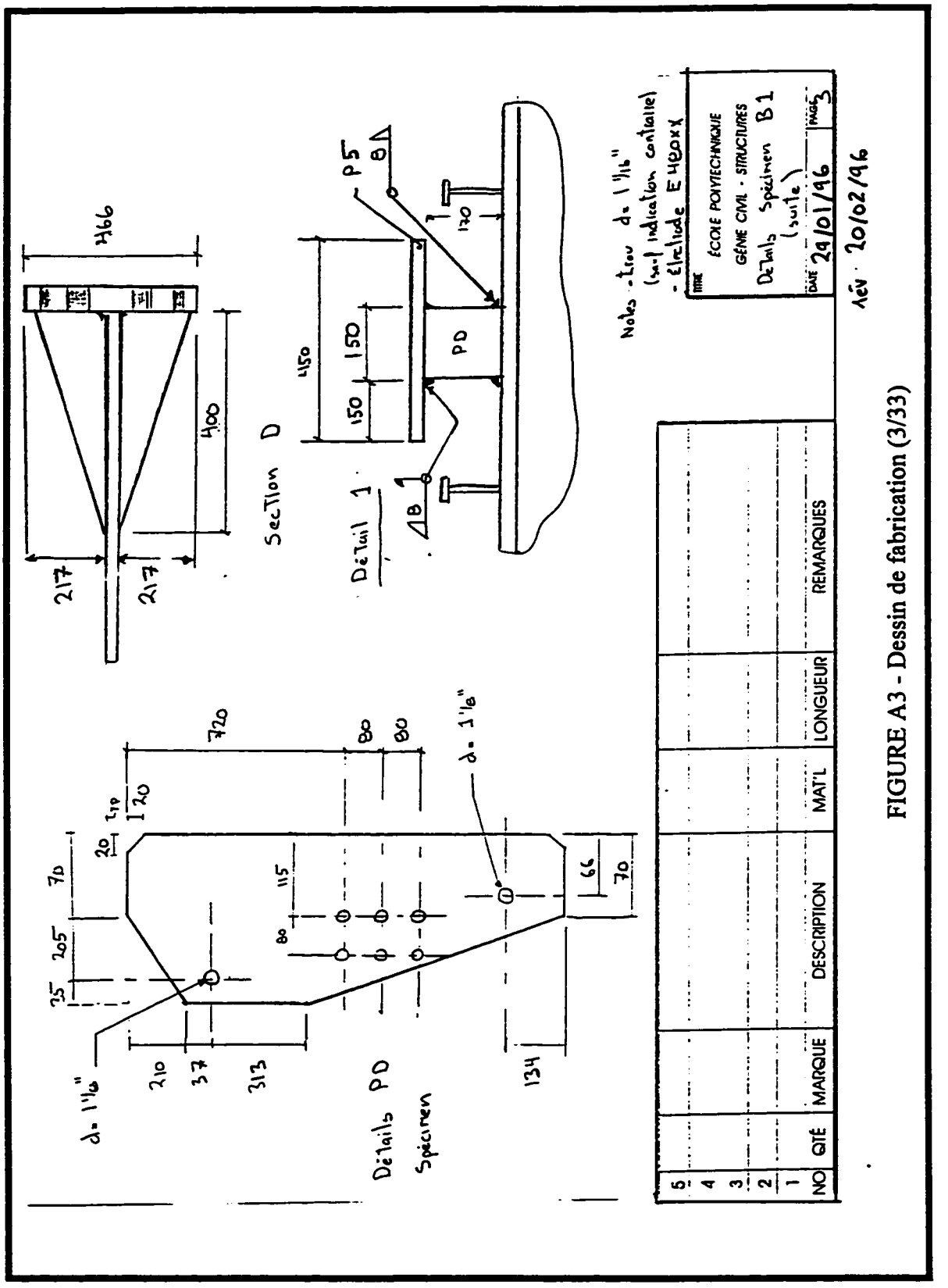



FIGURE A3 - Dessin de fabrication (3/33)

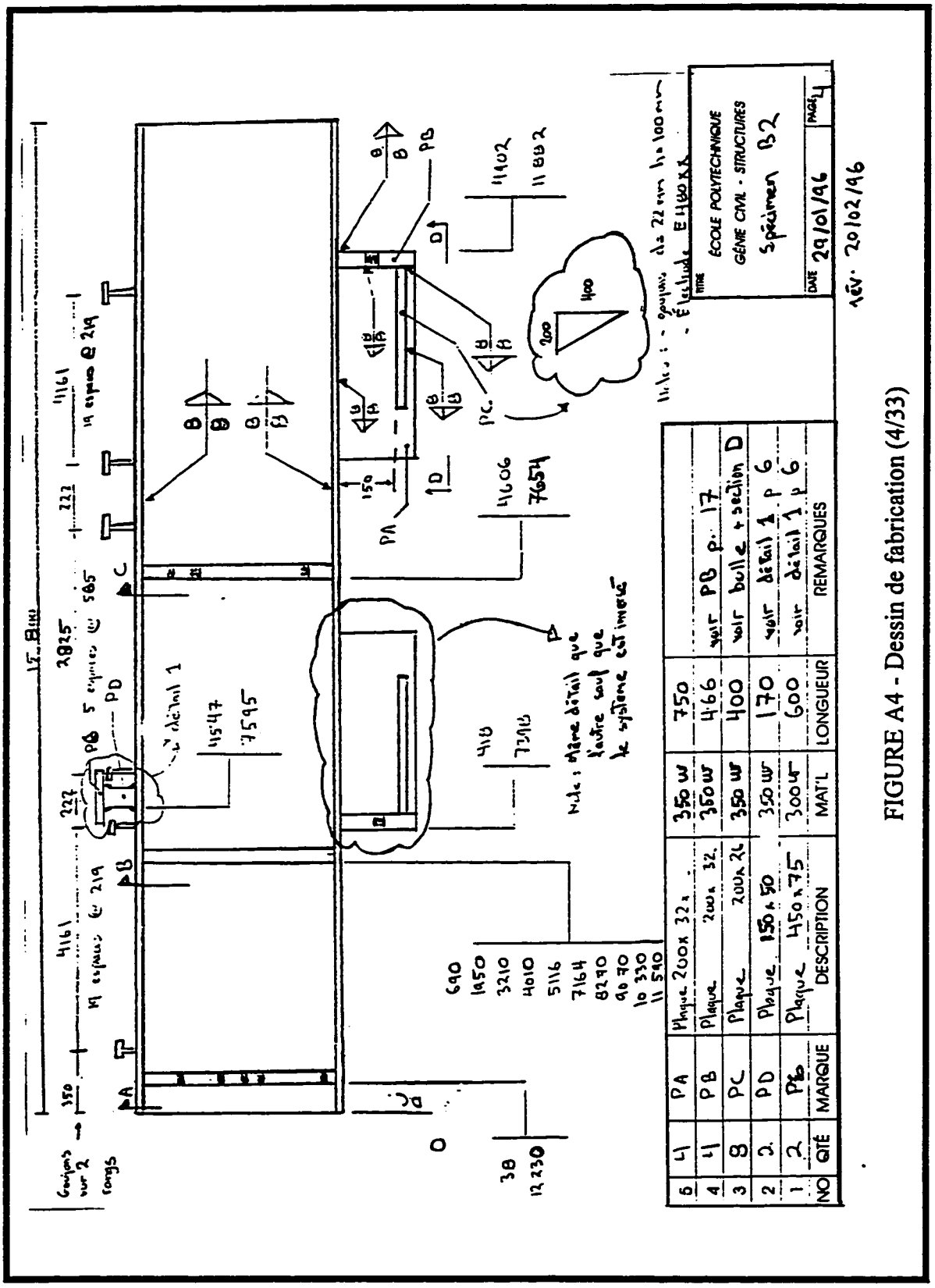
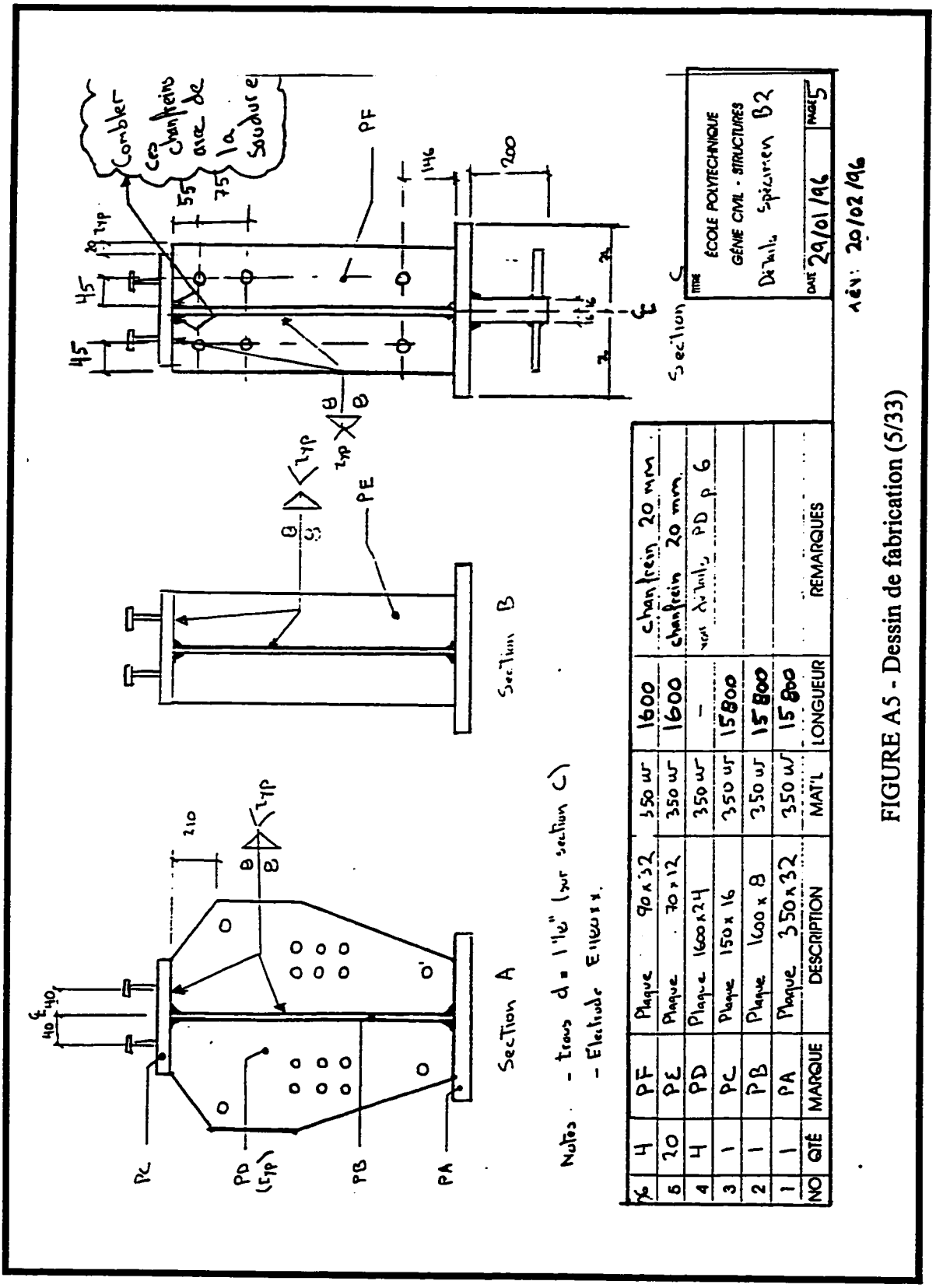



FIGURE A4 - Dessin de fabrication (4/33)




| No | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 4 | PF | Plaque 90 x 32 | 350 W | 1600 | chanfrein 20 mm |
| 5 | 20 | PE | Plaque 70 x 12 | 350 W | 1600 | chanfrein 20 mm |
| 4 | 4 | PD | Plaque 1600 x 24 | 350 W | – | voir détails PD p. 6 |
| 3 | 1 | PC | Plaque 150 x 16 | 350 W | 15800 | |
| 2 | 1 | PB | Plaque 1600 x 8 | 350 W | 15800 | |
| 1 | 1 | PA | Plaque 350 x 32 | 350 W | 15800 | |

FIGURE A5 - Dessin de fabrication (5/33)

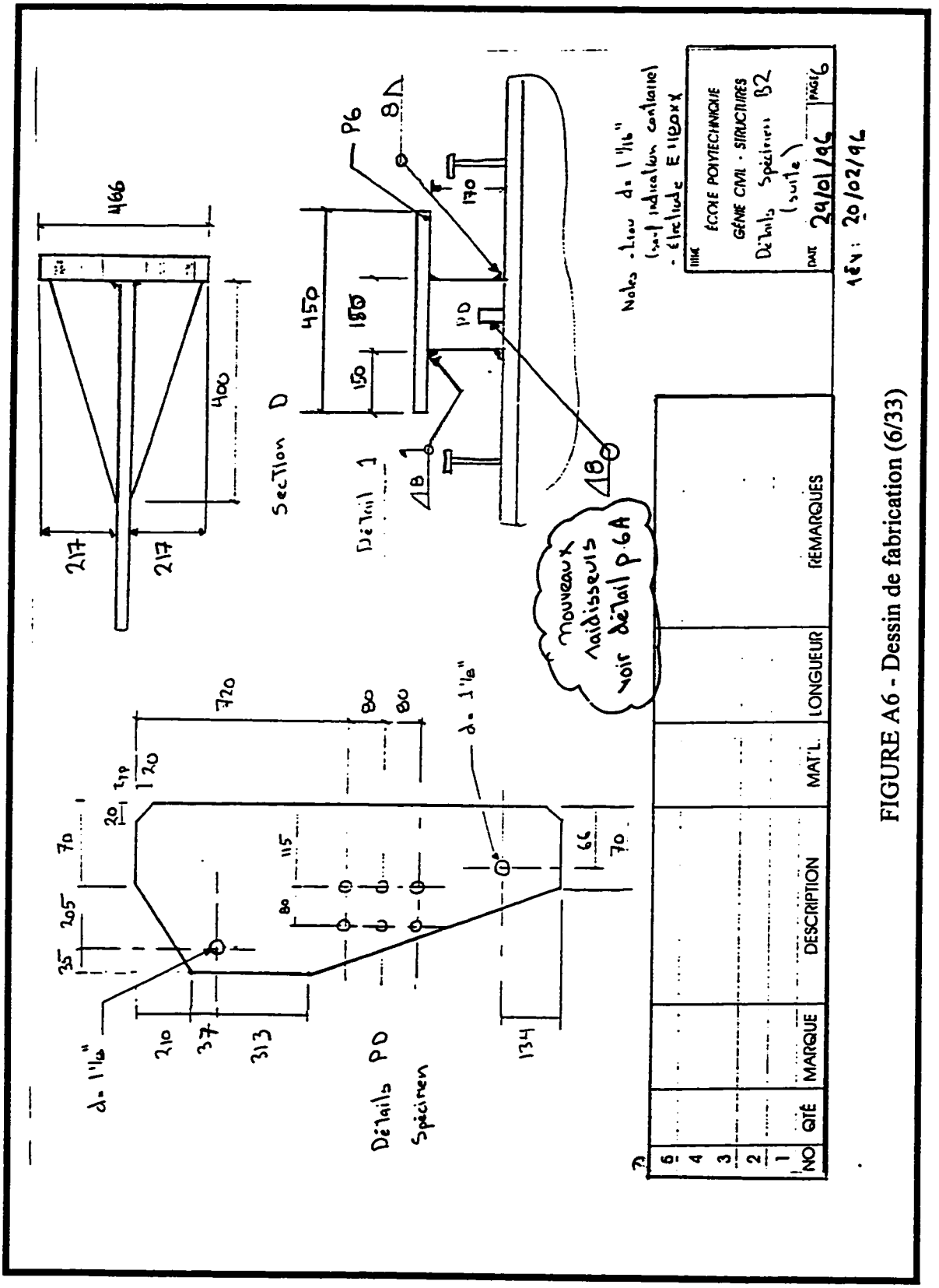
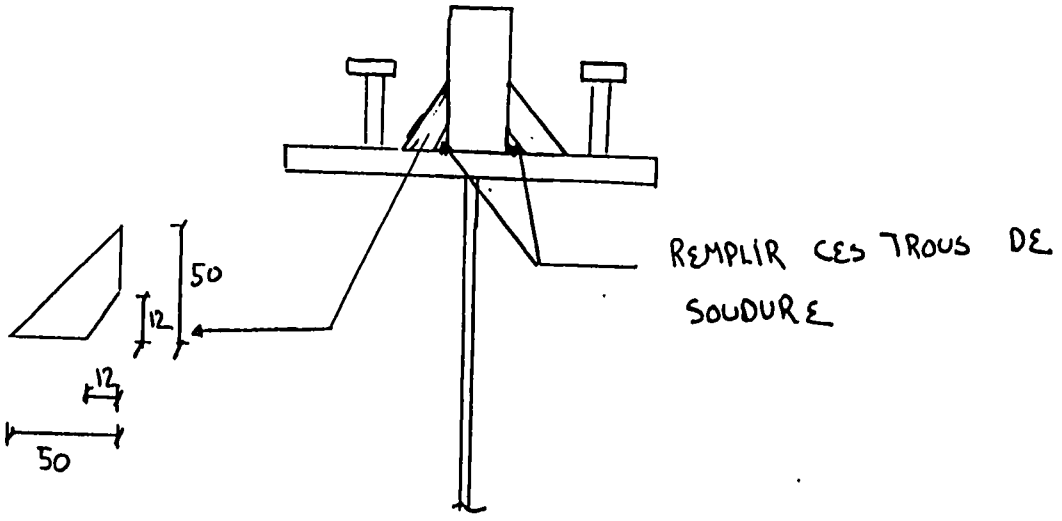



FIGURE A6 - Dessin de fabrication (6/33)

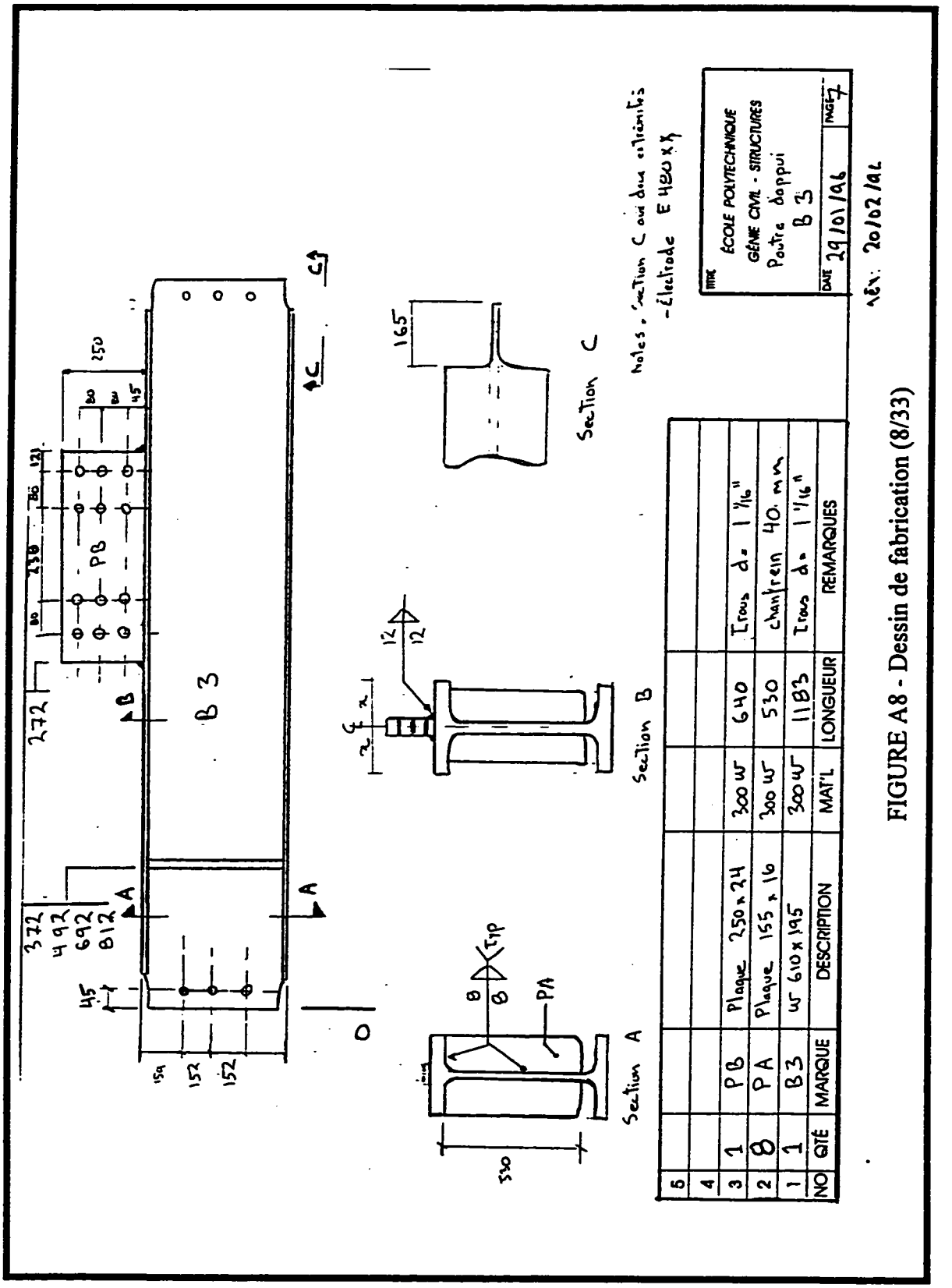
DÉTAIL RAIDISSEUR




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 2 | | | | | | |
| 1 | 4 | R1 | Plaque 50x25 | 350W | 50 | chanfrein 12 mm |

TITRE
ÉCOLE POLYTECHNIQUE
GÉNIE CIVIL - STRUCTURES
Détails spécimen B2
DATE 3/04/96 PAGE 6A

FIGURE A7 - Dessin de fabrication (7/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | 1 | PB | Plaque 250 x 24 | 300 W | 640 | Trous d. 1 1/16" |
| 2 | 8 | PA | Plaque 155 x 16 | 300 W | 530 | chanfrein 40 mm |
| 1 | 1 | B3 | W 610 x 195 | 300 W | 1183 | Trous d. 1 1/16" |

FIGURE A8 - Dessin de fabrication (8/33)

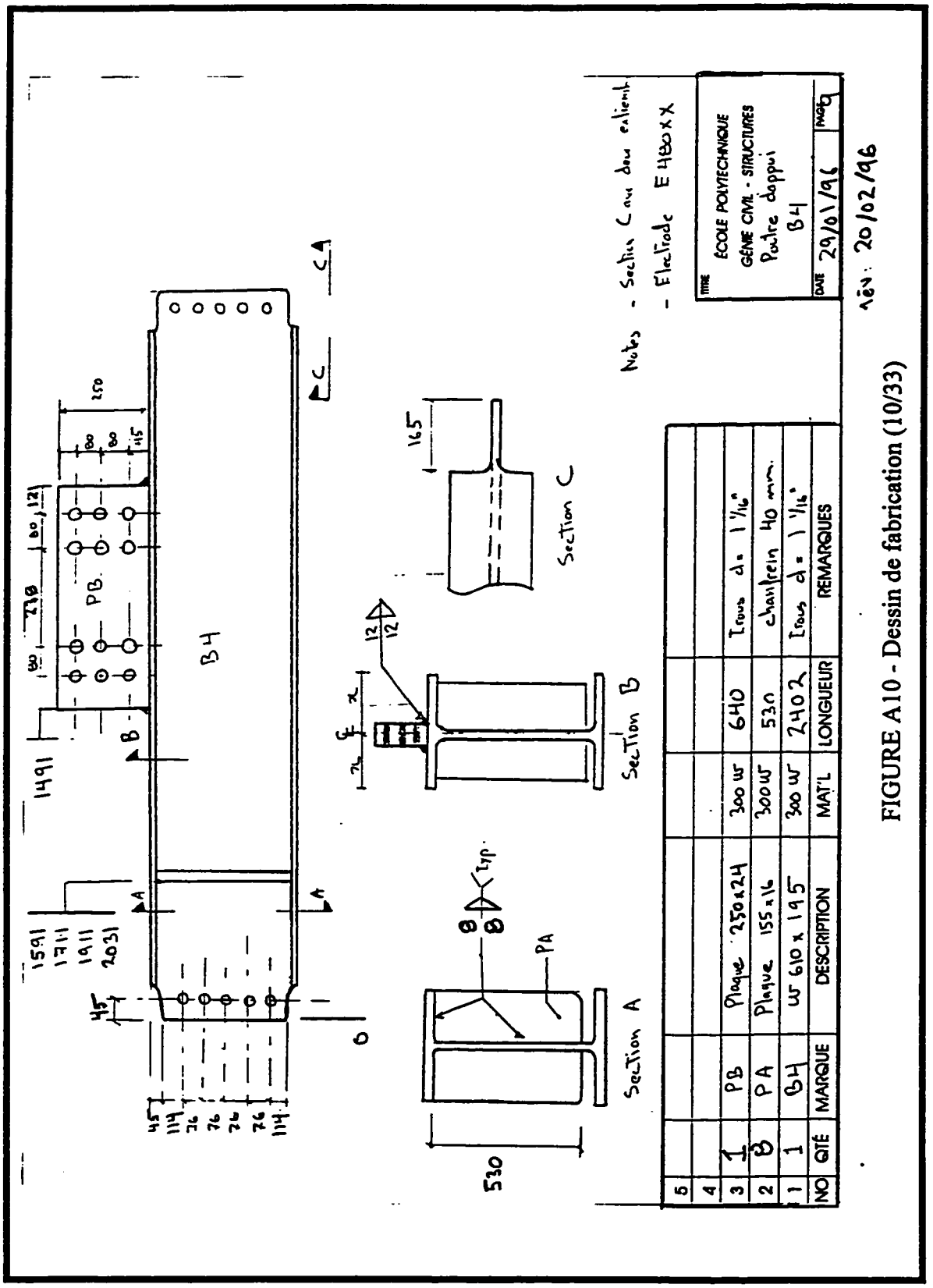
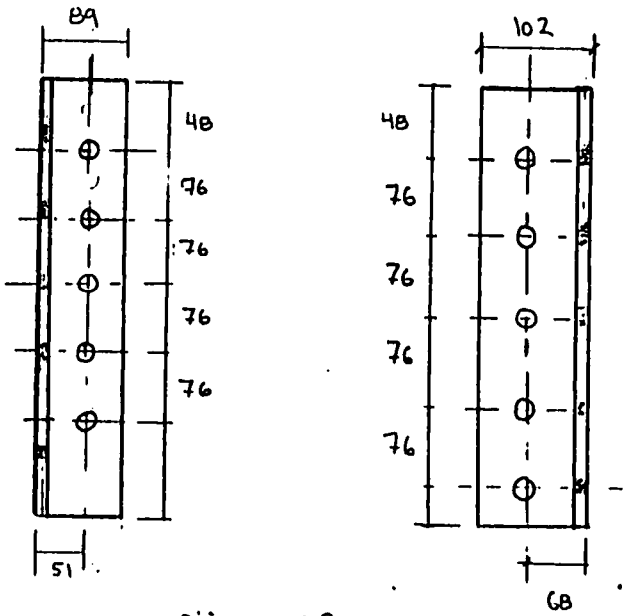



FIGURE A10 - Dessin de fabrication (10/33)




Pièce L2

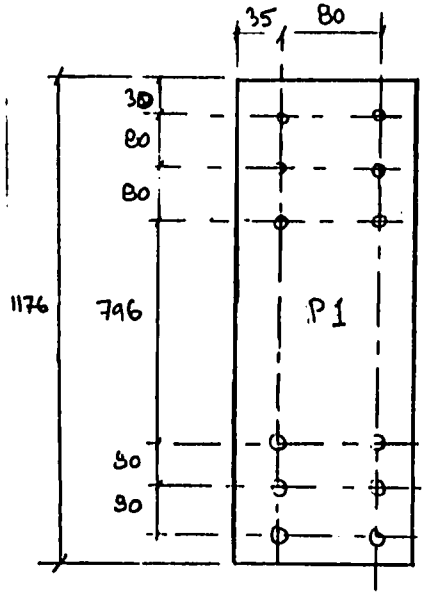
Notes - Trous d = 1 1/16"

| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 2 | | | | | | |
| 1 | 4 | L2 | L 102x89x12.7 | 300W | 400 | |

TITRE
ÉCOLE POLYTECHNIQUE
GÉNIE CIVIL - STRUCTURES
ATTache poutre d'appui
L2
DATE 29/01/96 PAGE 10

Rév. 20/02/96

FIGURE A11 - Dessin de fabrication (11/33)




Note : Trous de 1 1/16"

| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 2 | | | | | | |
| 1 | 8 | P1 | Plaque 150 x 16 | 300 W | 1176 | |

ÉCOLE POLYTECHNIQUE
GÉNIE CIVIL - STRUCTURES
Plaque de bout
P1
DATE 29/01/96 | FEUIL 11

REV: 20/02/96

FIGURE A12 - Dessin de fabrication (12/33)

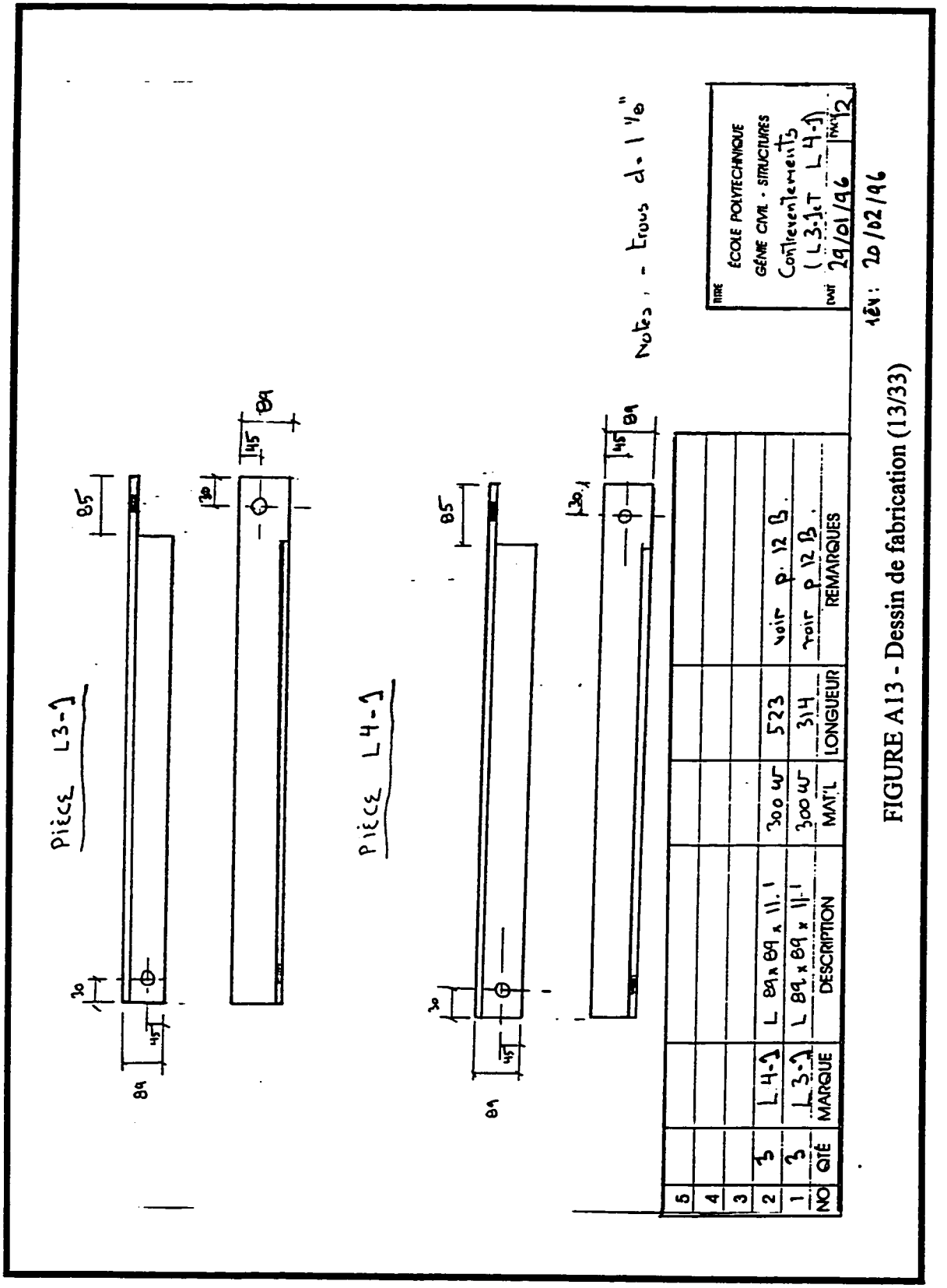



FIGURE A13 - Dessin de fabrication (13/33)

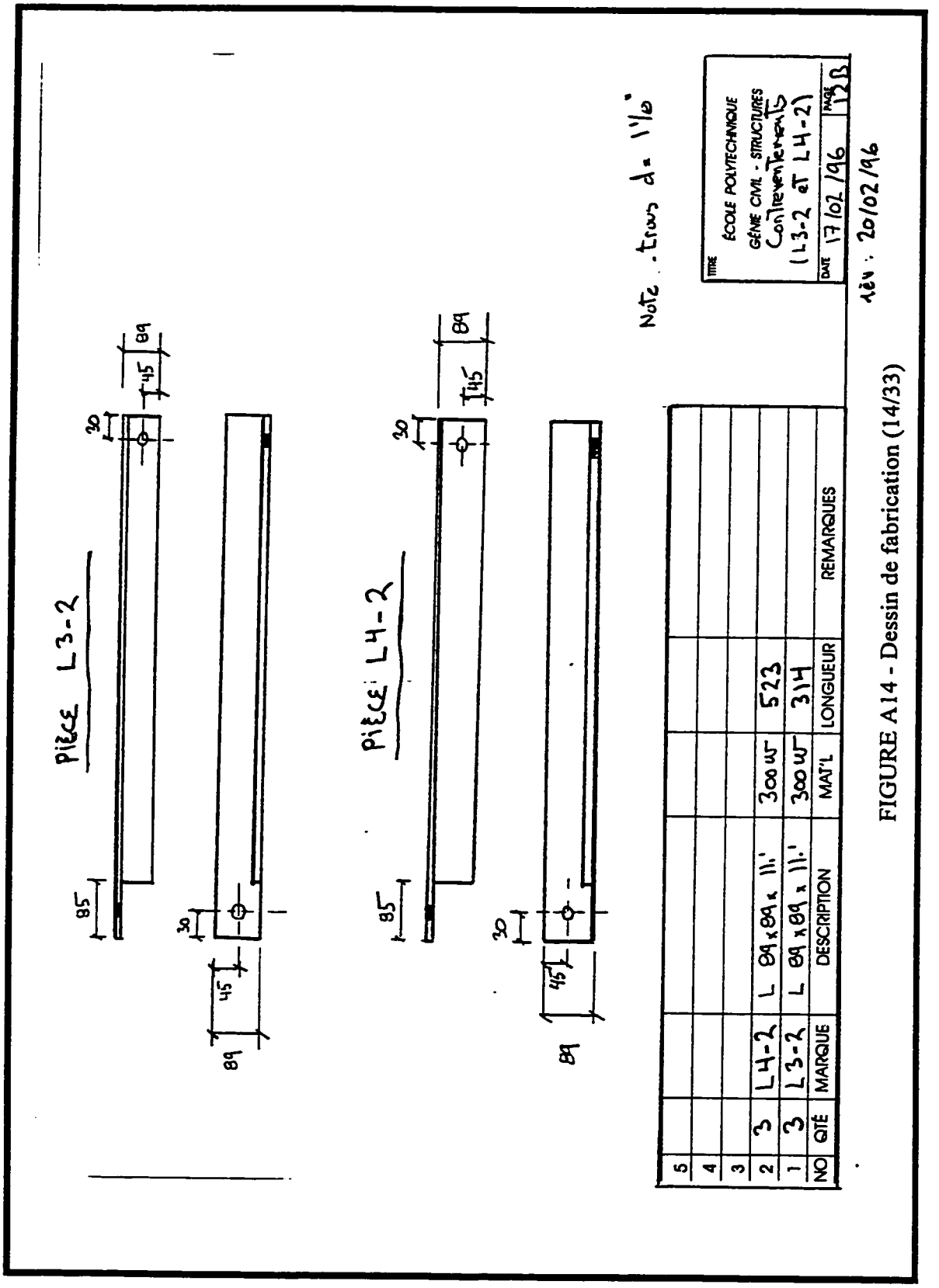



FIGURE A14 - Dessin de fabrication (14/33)

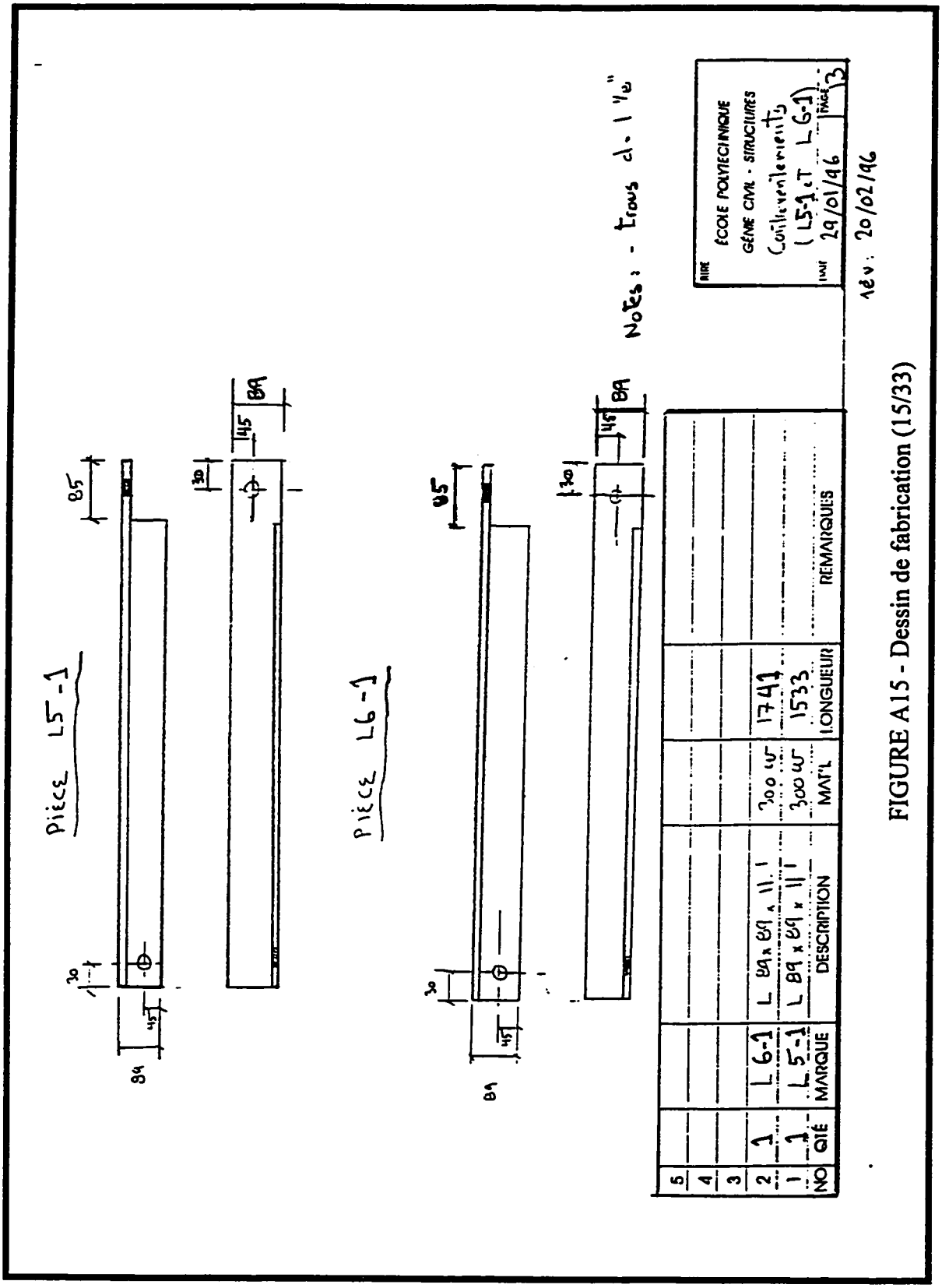



FIGURE A15 - Dessin de fabrication (15/33)

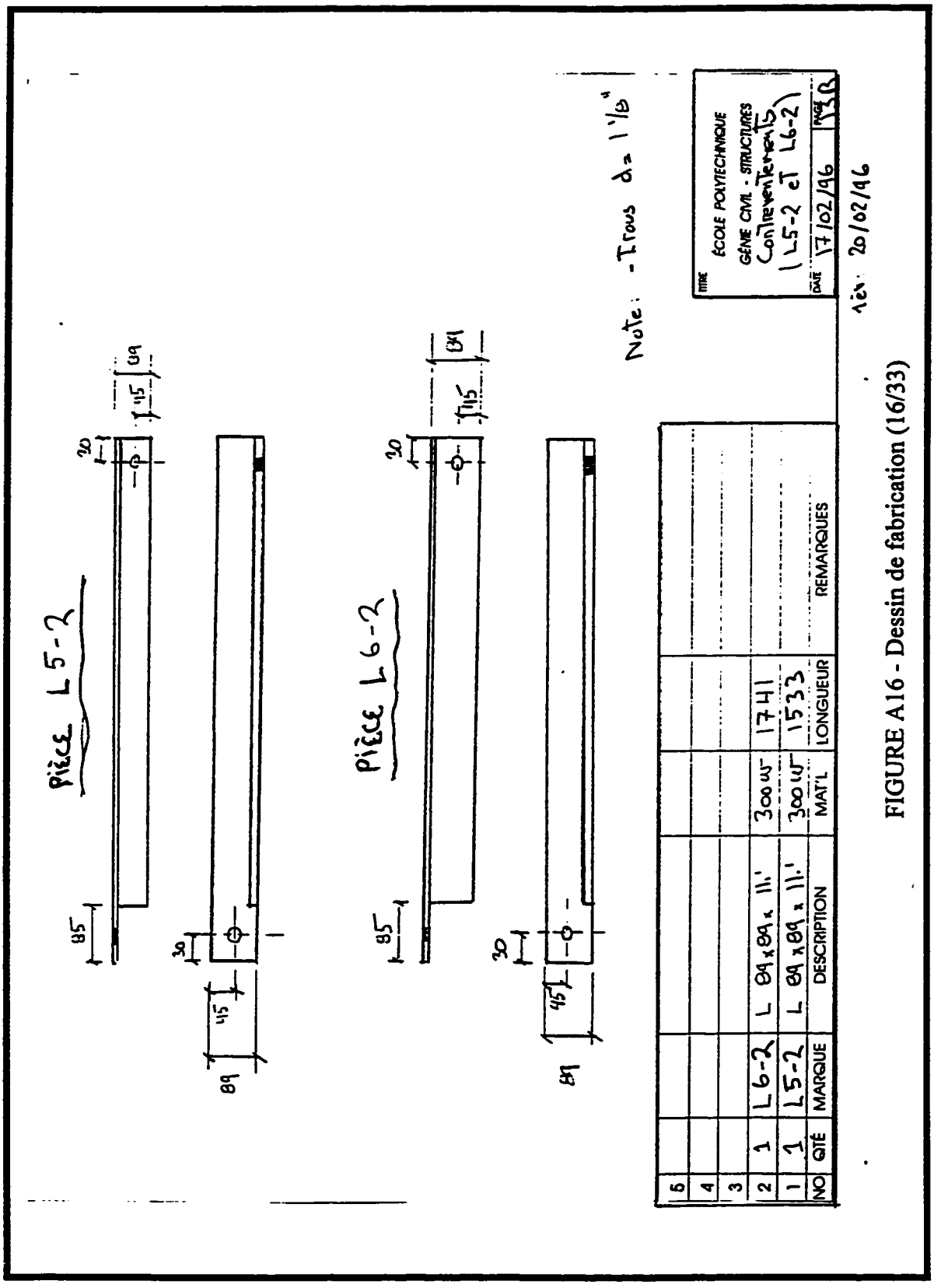



FIGURE A16 - Dessin de fabrication (16/33)

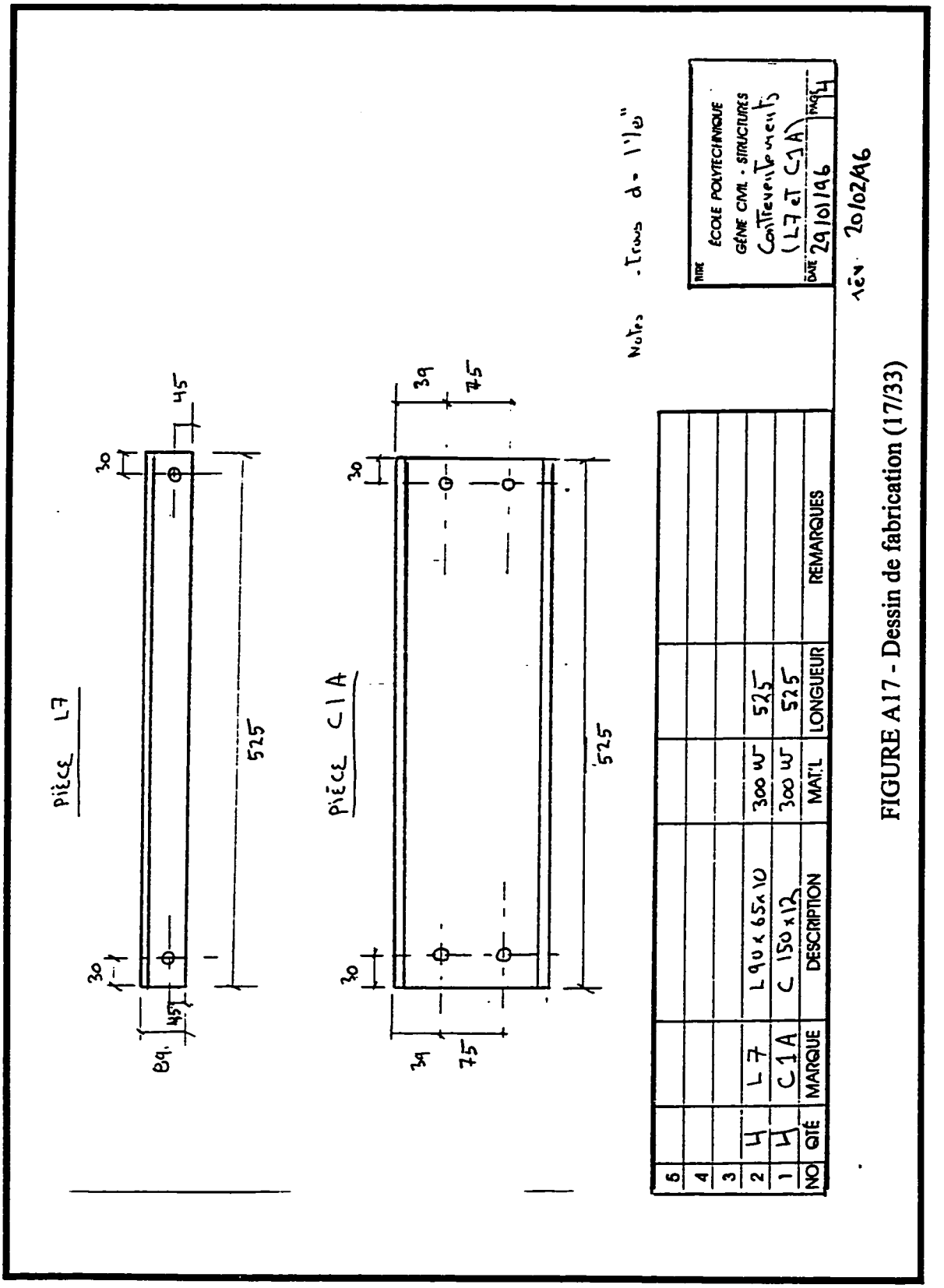



FIGURE A17 - Dessin de fabrication (17/33)

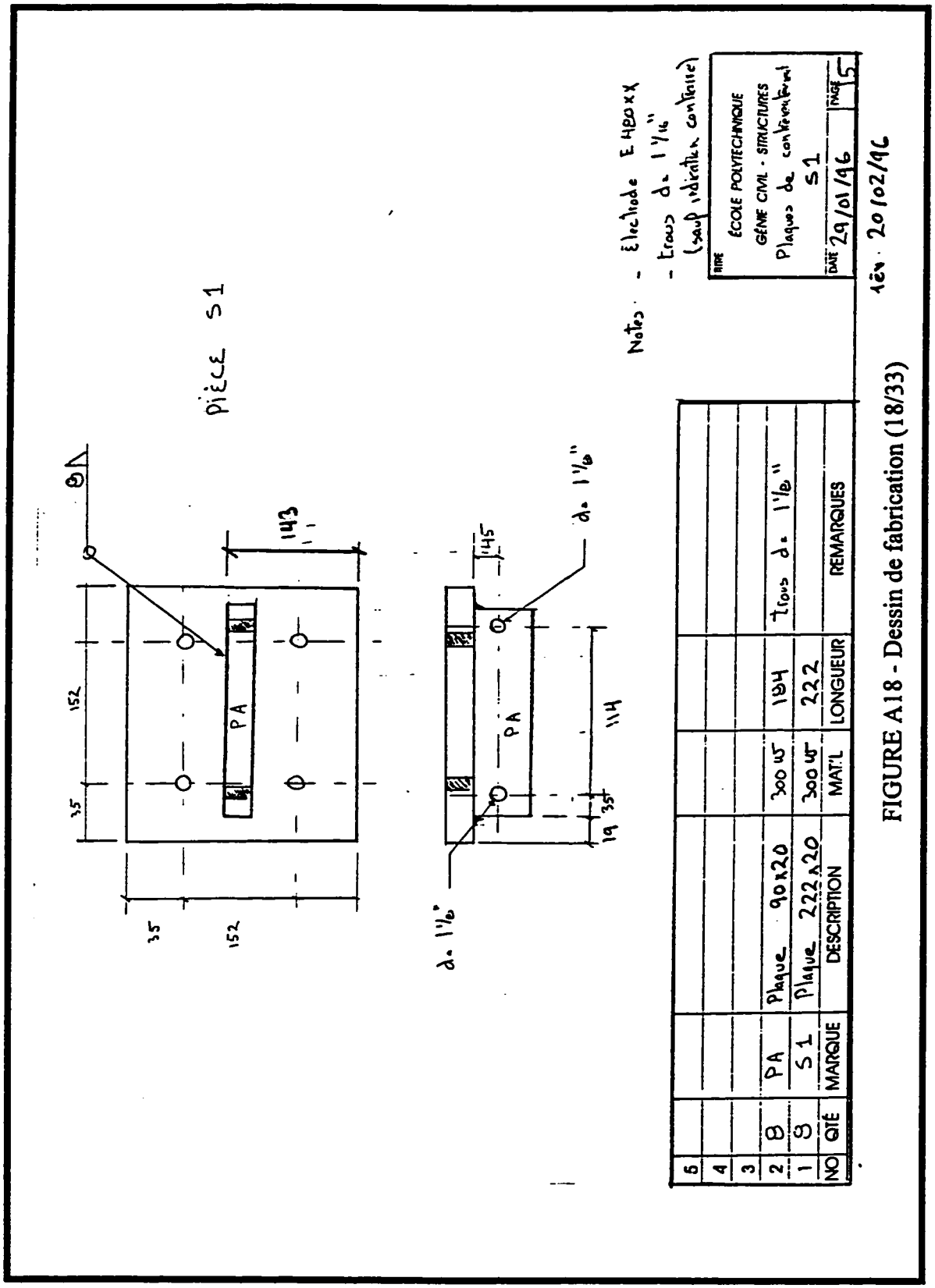



FIGURE A18 - Dessin de fabrication (18/33)

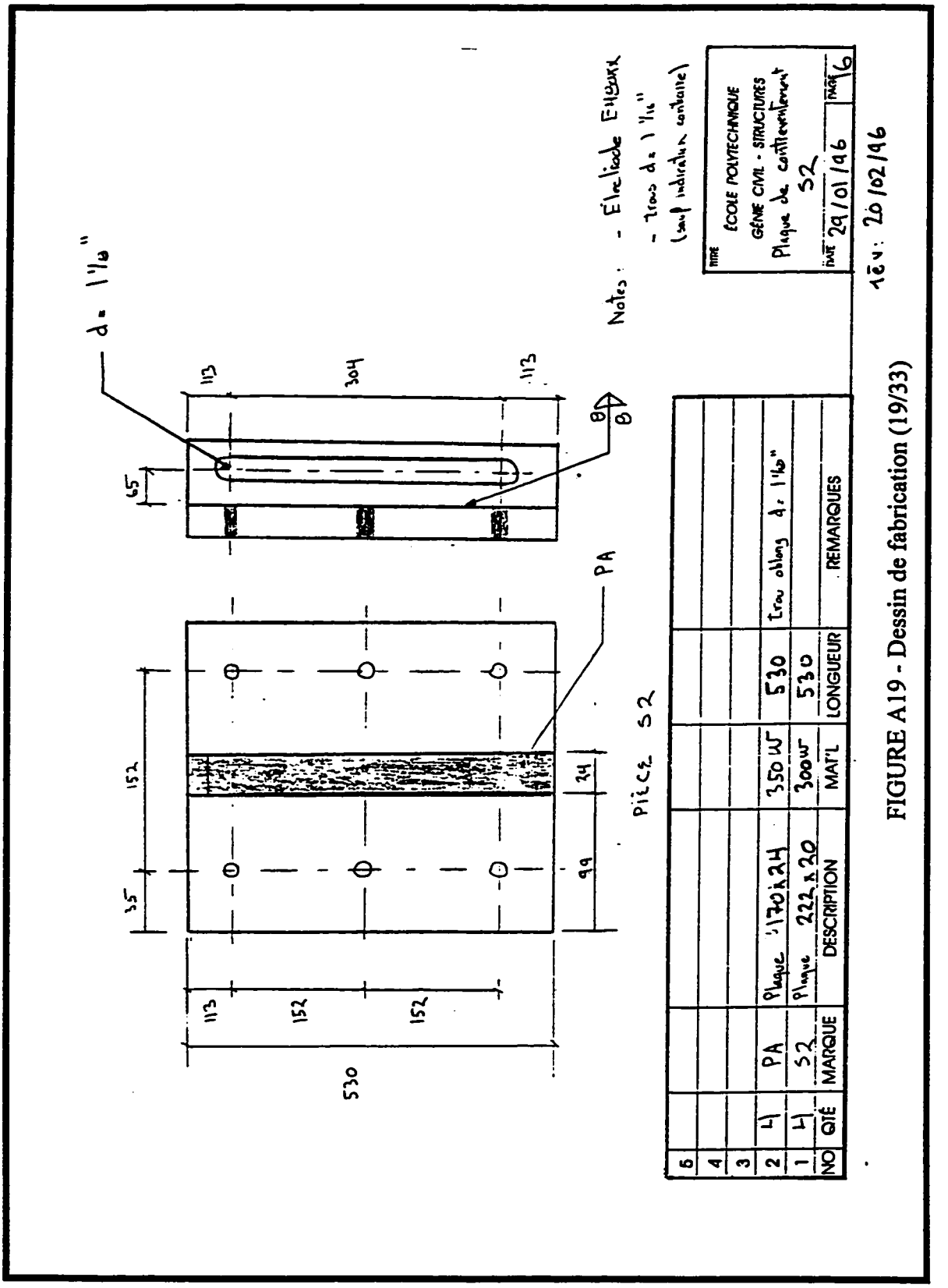
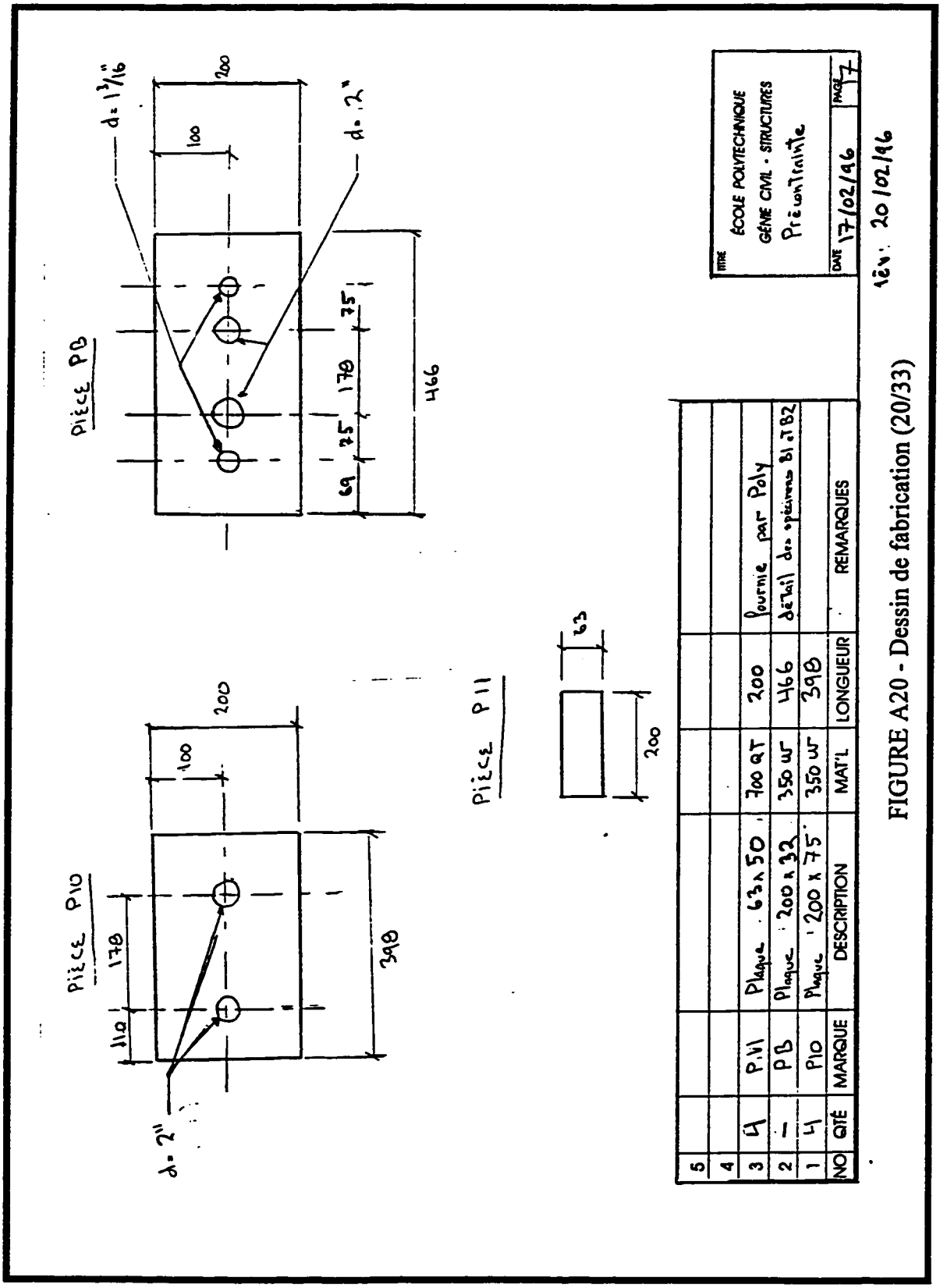
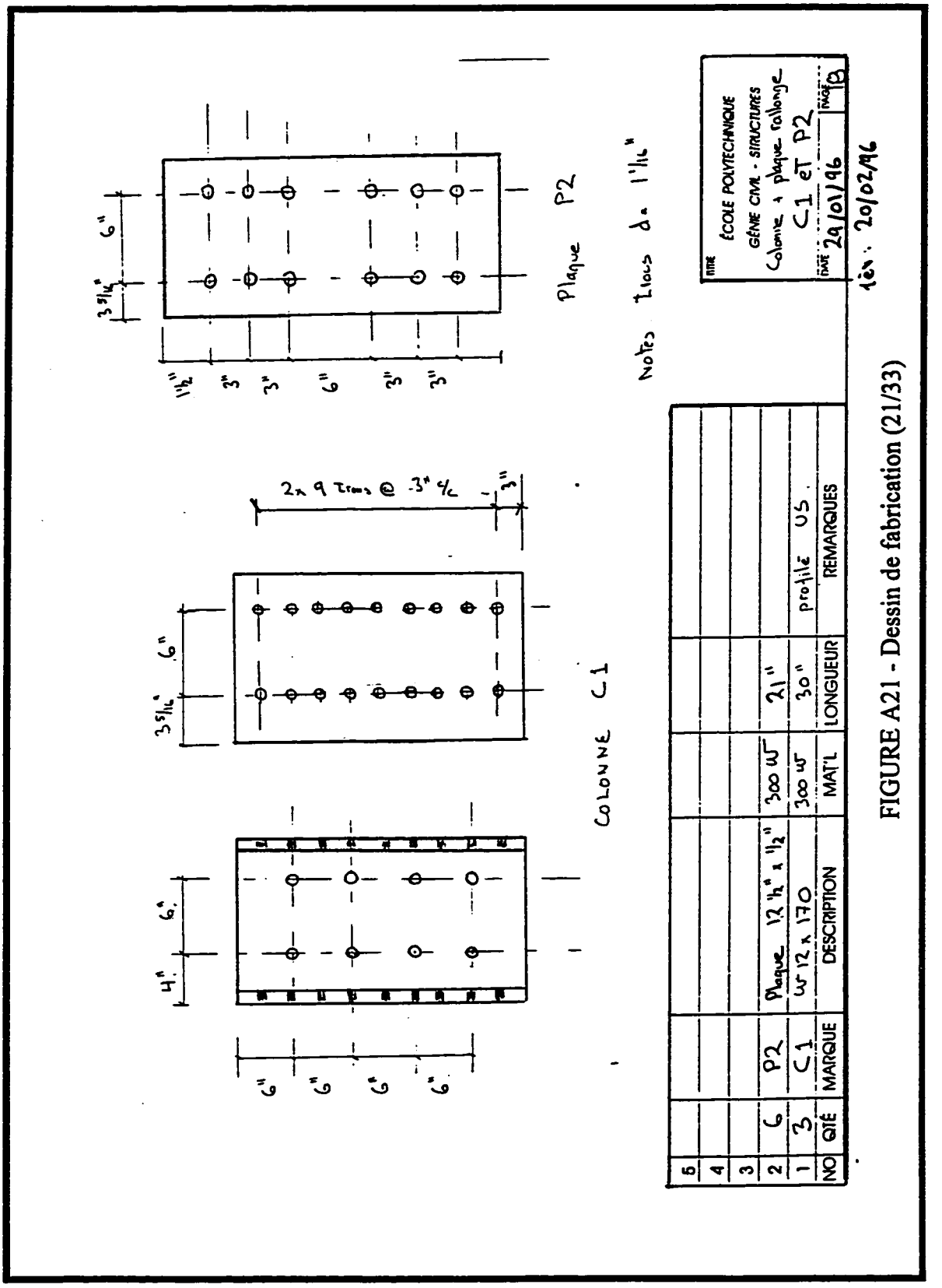



FIGURE A19 - Dessin de fabrication (19/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | 4 | P11 | Plaque 63 x 50 | 700 gr | 200 | Fournie par Poly |
| 2 | - | P9 | Plaque 200 x 32 | 350 gr | 466 | détail des spécimens B1 à B2 |
| 1 | 4 | P10 | Plaque 200 x 75 | 350 gr | 398 | |

FIGURE A20 - Dessin de fabrication (20/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 2 | 6 | P2 | Plaque 12 1/2" x 1 1/2" | 300 W | 21" | |
| 1 | 3 | C1 | W 12 x 170 | 300 W | 30" | profilé US. |

FIGURE A21 - Dessin de fabrication (21/33)

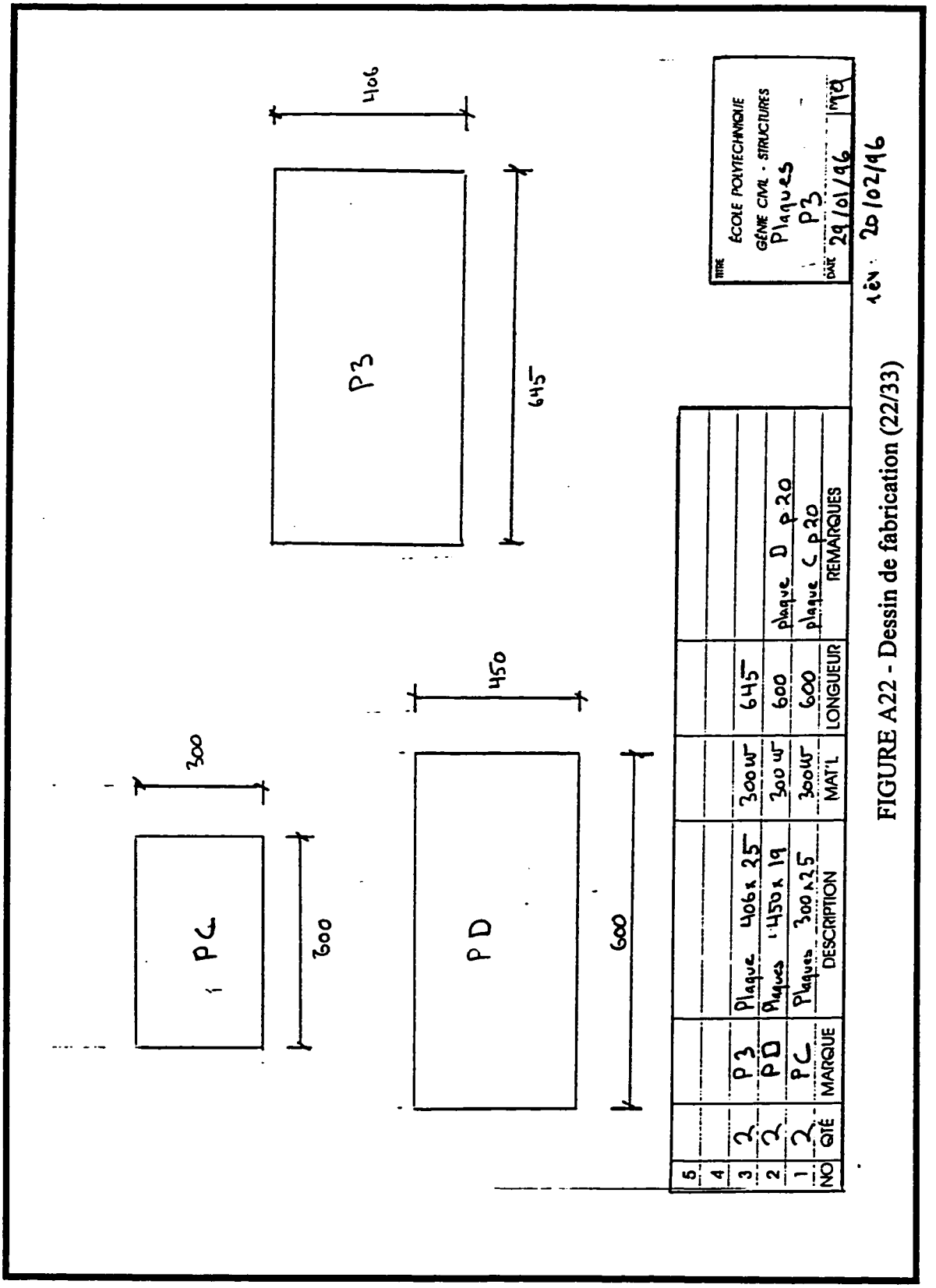
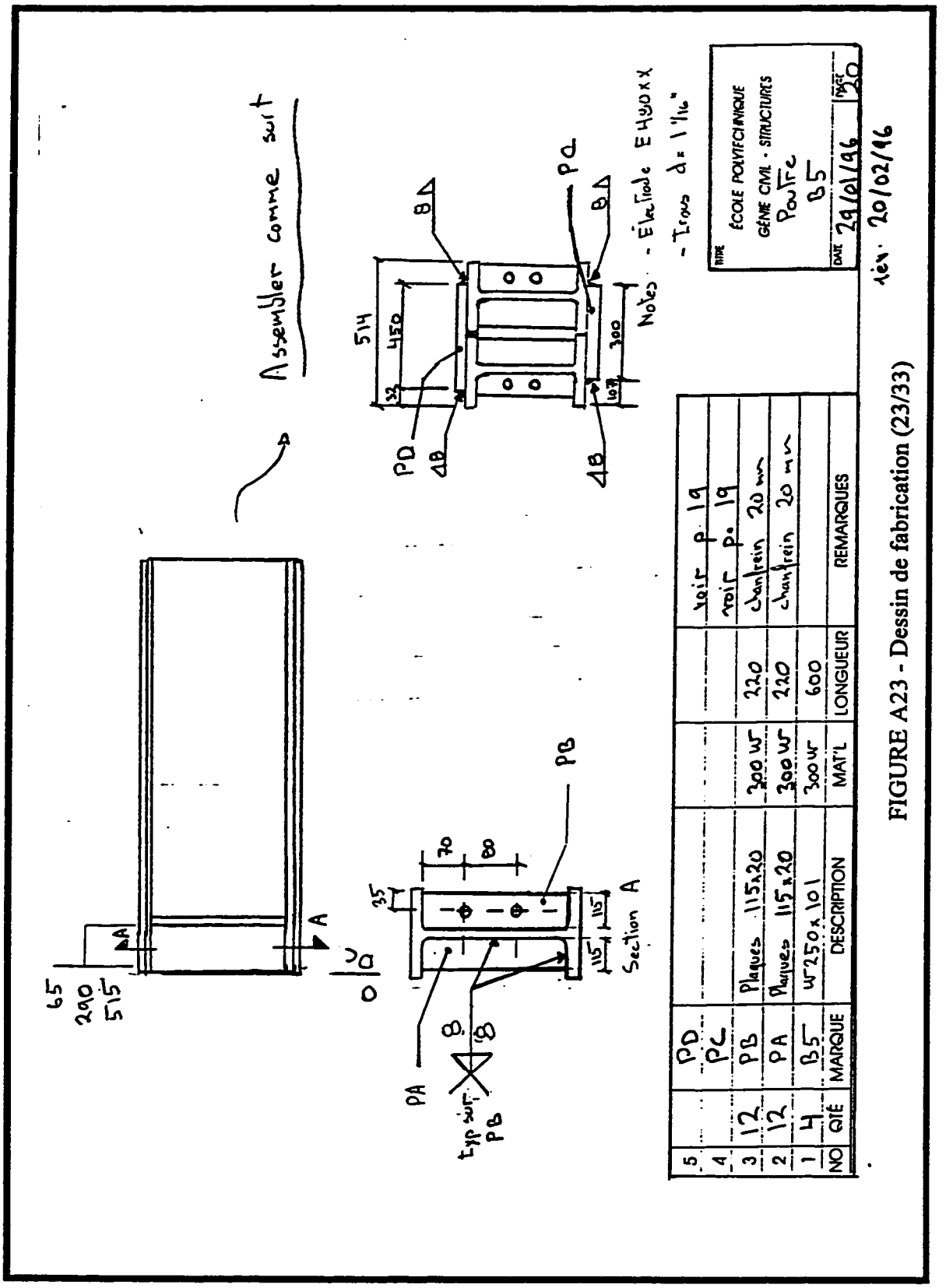



FIGURE A22 - Dessin de fabrication (22/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | | PD | | | | voir p. 19 |
| 4 | | PC | | | | voir p. 19 |
| 3 | 12 | PB | Plaques 115x20 | 300 WR | 220 | chanfrein 20 mm |
| 2 | 12 | PA | Plaques 115x20 | 300 WR | 220 | chanfrein 20 mm |
| 1 | 4 | B5 | WF250x101 | 300 WR | 600 | |

FIGURE A23 - Dessin de fabrication (23/33)

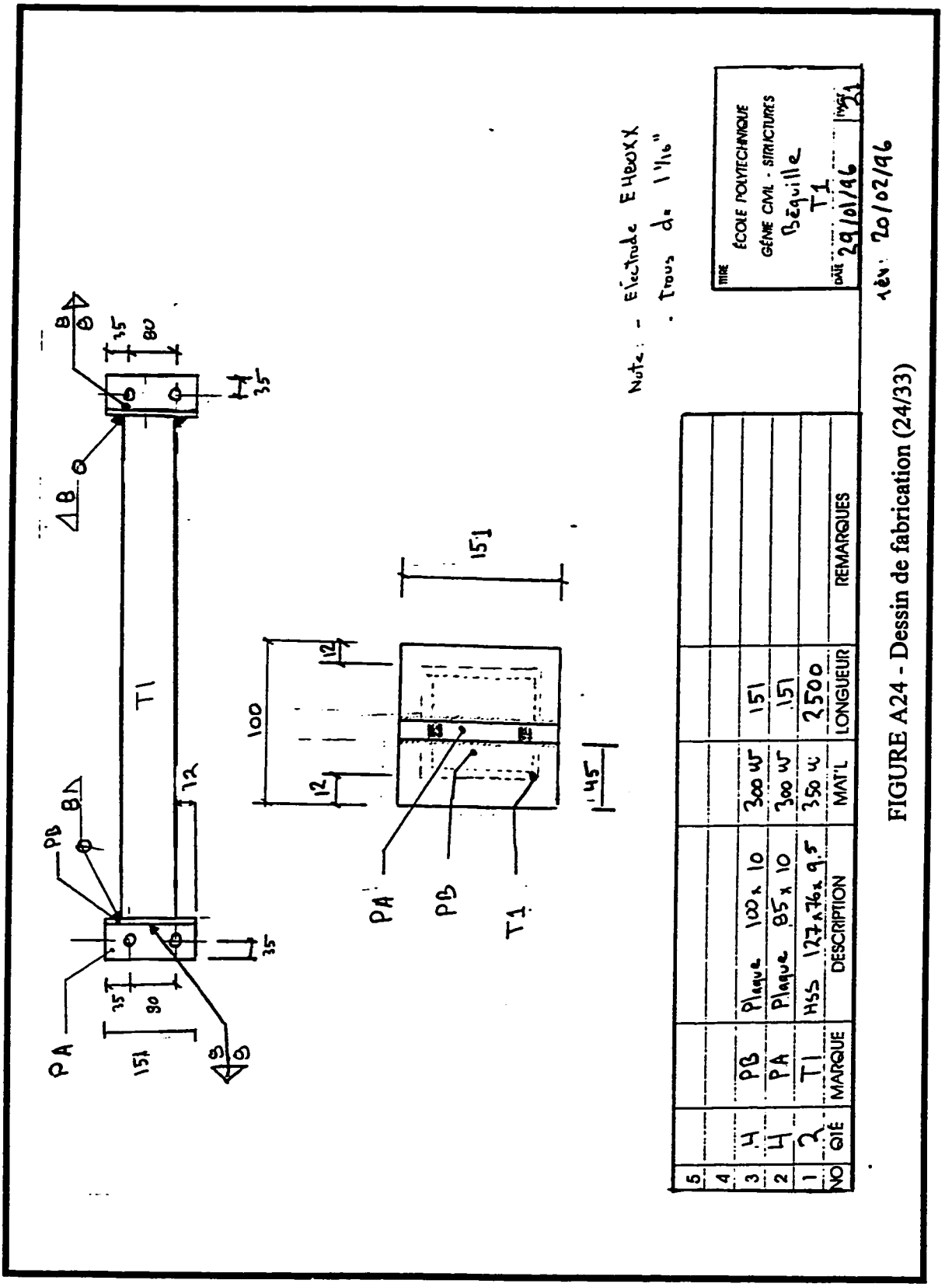
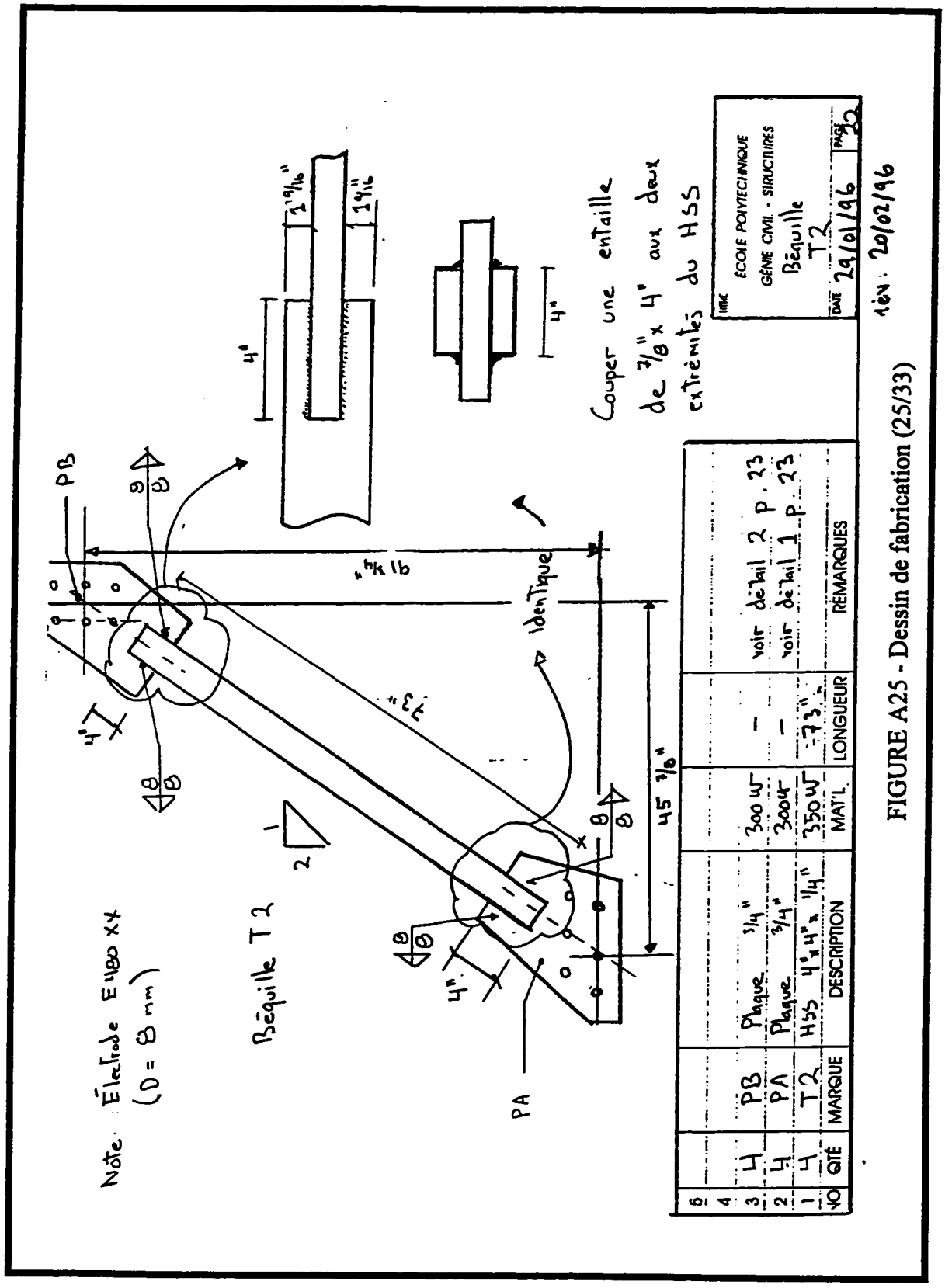



FIGURE A24 - Dessin de fabrication (24/33)




| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 4 | PB | Plaque 5/16" | 300 W | - | voir détail 2 p. 23 |
| 2 | 4 | PA | Plaque 3/4" | 300W | - | voir détail 1 p. 23 |
| 1 | 4 | T2 | HSS 4"x4"x 1/4" | 350 W | 73" | |

FIGURE A25 - Dessin de fabrication (25/33)

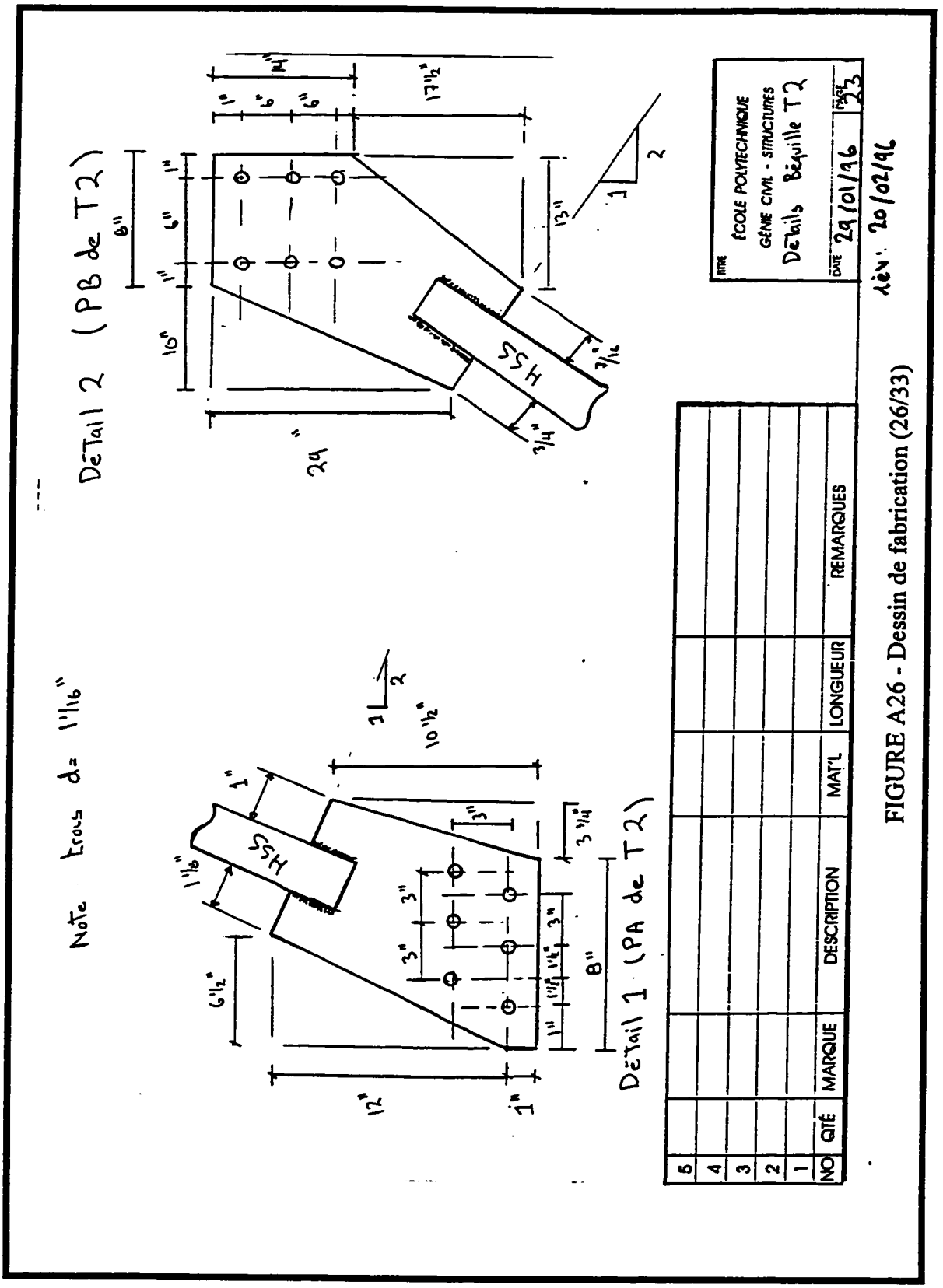



FIGURE A26 - Dessin de fabrication (26/33)

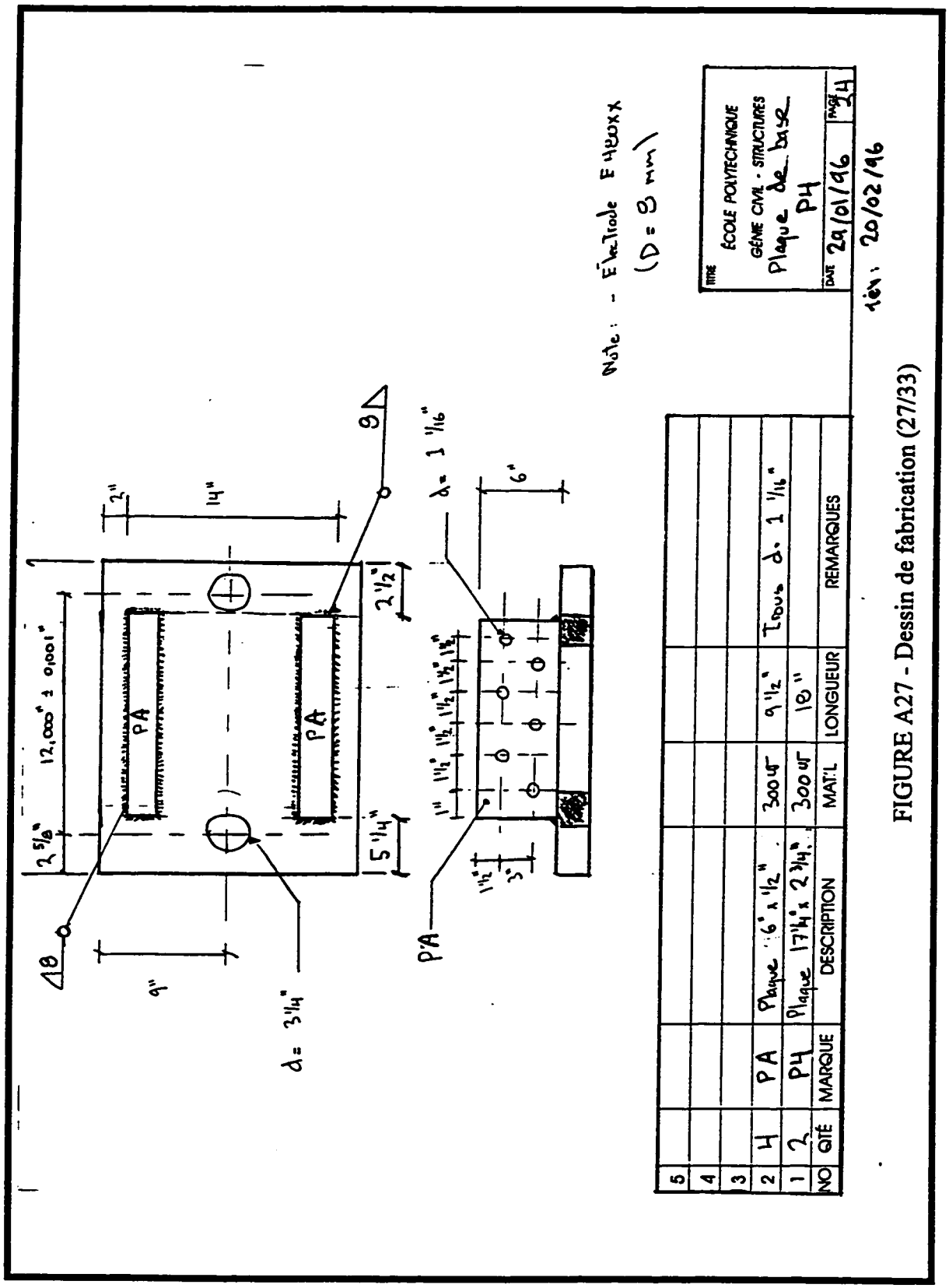



FIGURE A27 - Dessin de fabrication (27/33)

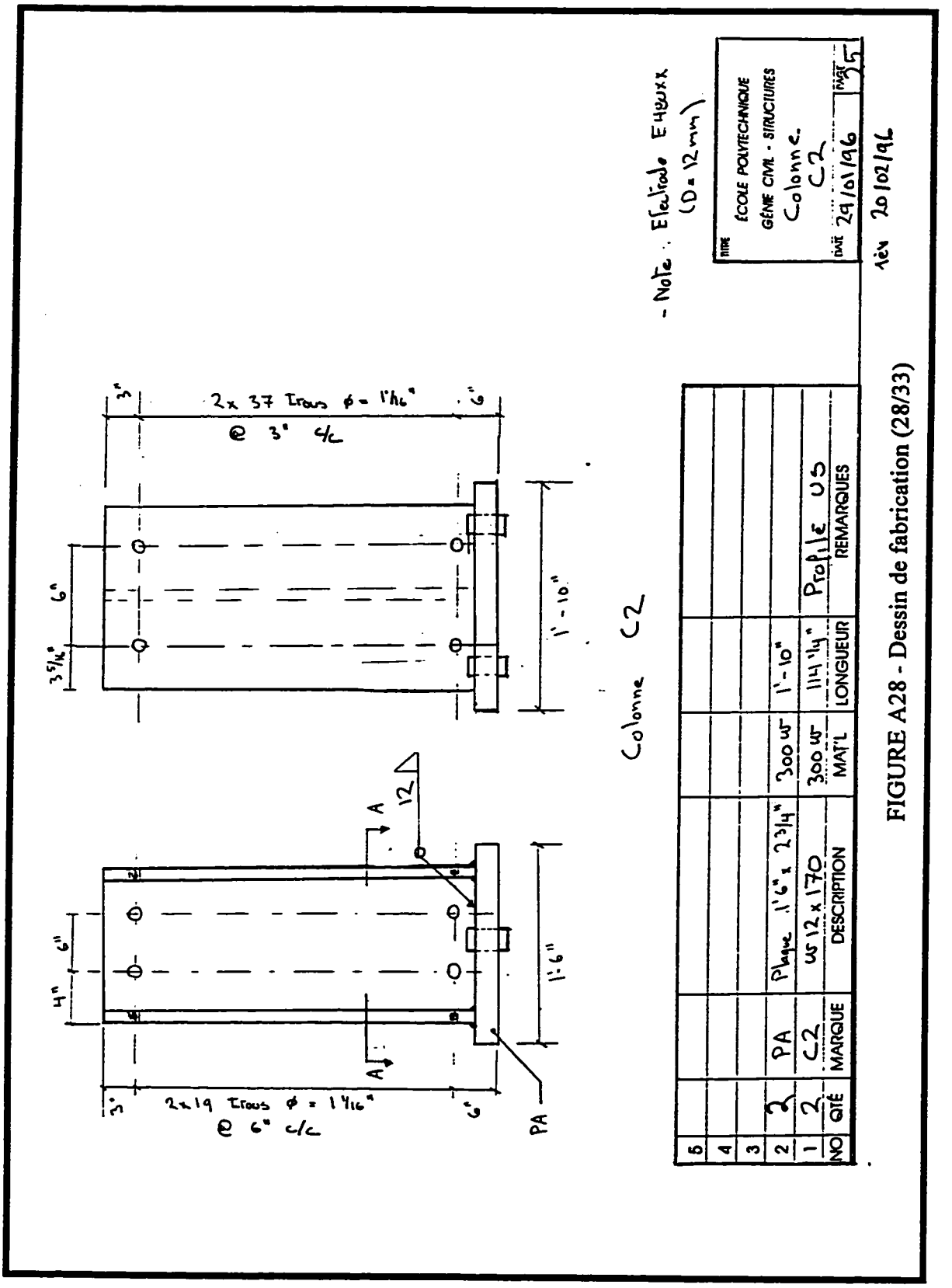



FIGURE A28 - Dessin de fabrication (28/33)

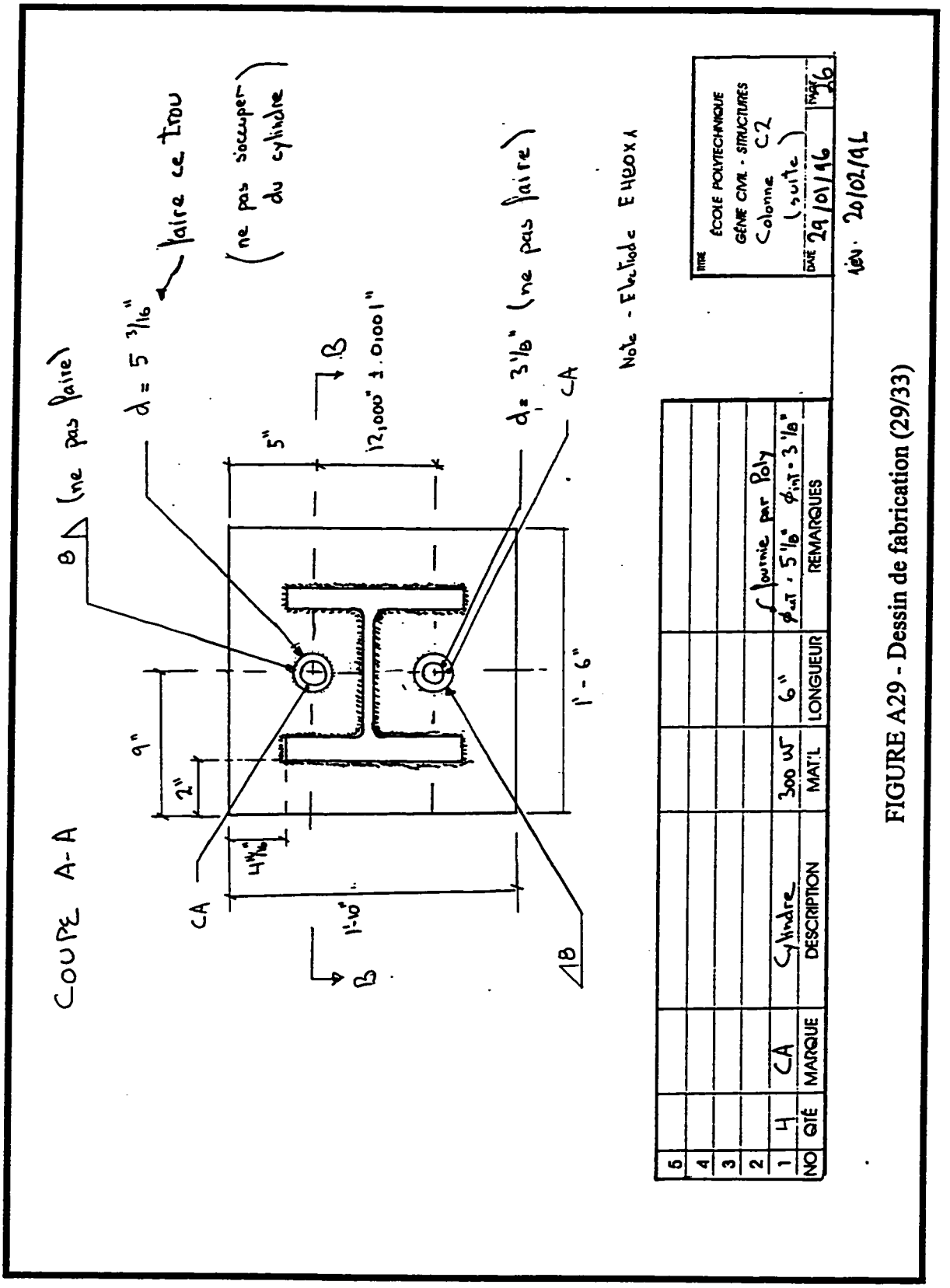



FIGURE A29 - Dessin de fabrication (29/33)

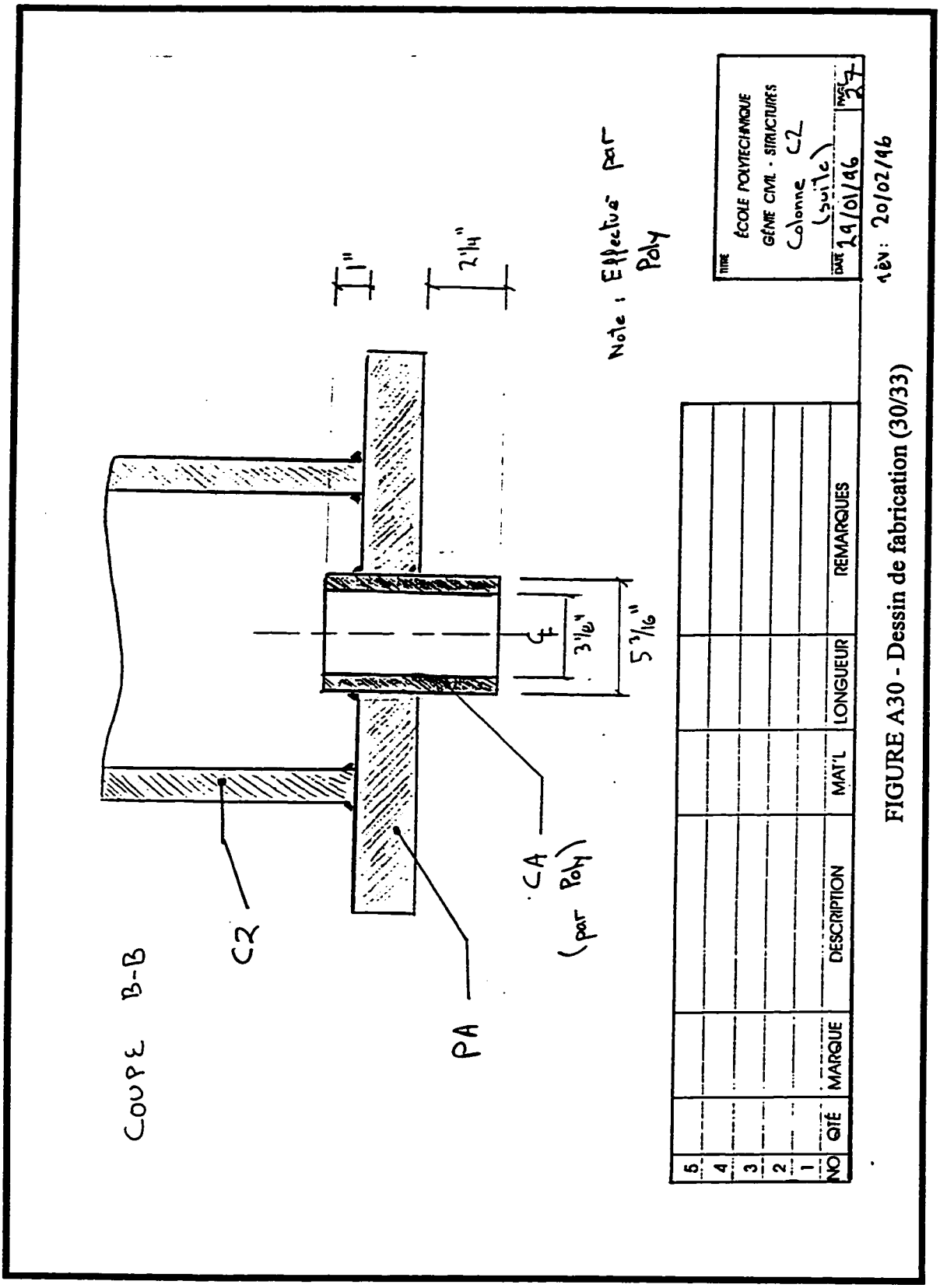



FIGURE A30 - Dessin de fabrication (30/33)

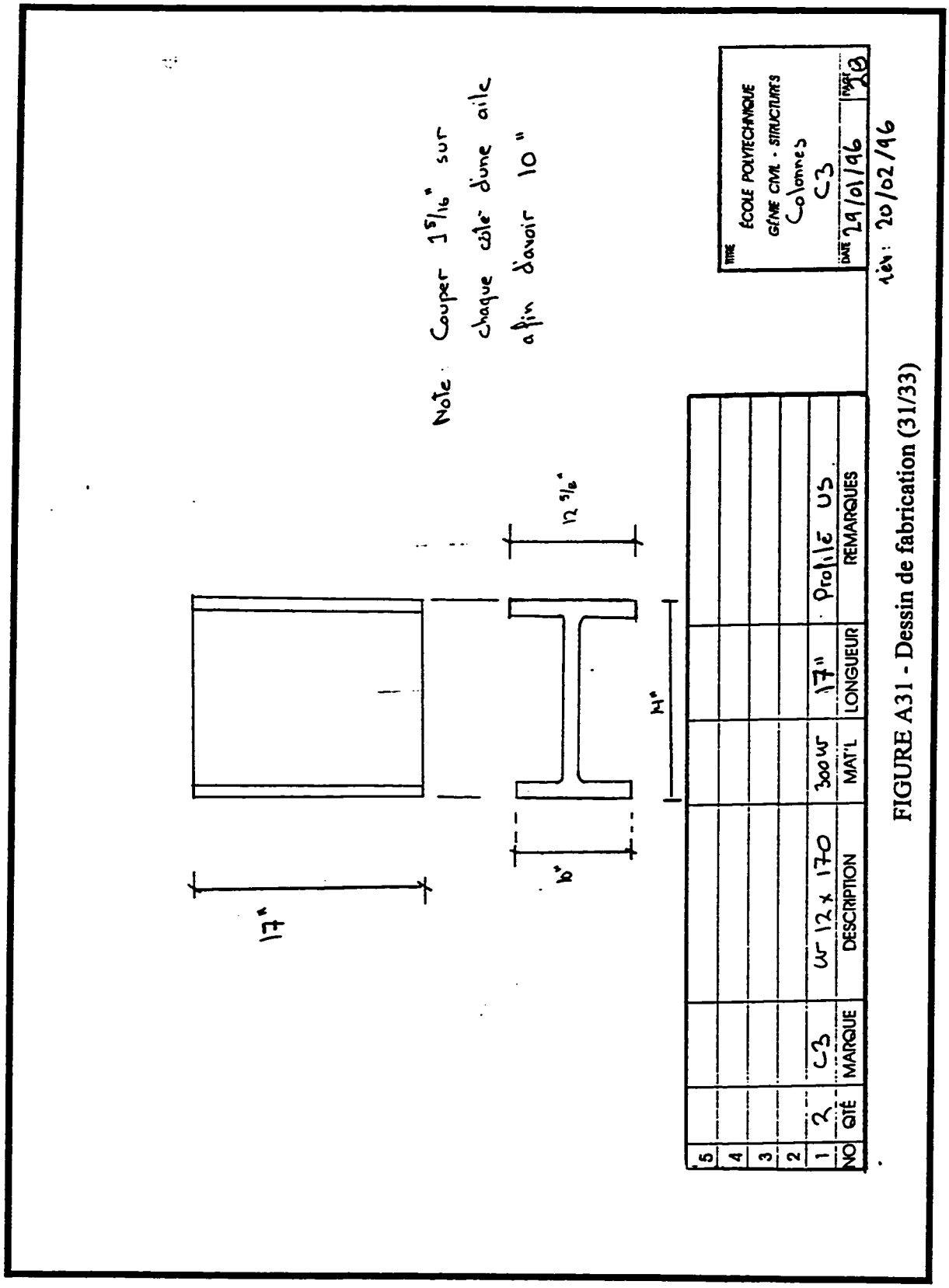
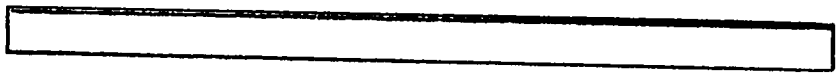



FIGURE A31 - Dessin de fabrication (31/33)

Pièce L8



| NO | QTÉ | MARQUE | DESCRIPTION | MAT'L | LONGUEUR | REMARQUES |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | | | | | | |
| 5 | | | | | | |
| 4 | | | | | | |
| 3 | | | | | | |
| 2 | | | | | | |
| 1 | 2 | L8 | L 1½" x 1½" x ¾" | 300w | 20' | |

TITRE
ÉCOLE POLYTECHNIQUE
GÉNIE CIVIL - STRUCTURES
Cornière
L8
DATE 17/02/96 PAGE 29

rév. 20/02/96.

FIGURE A32 - Dessin de fabrication (32/33)

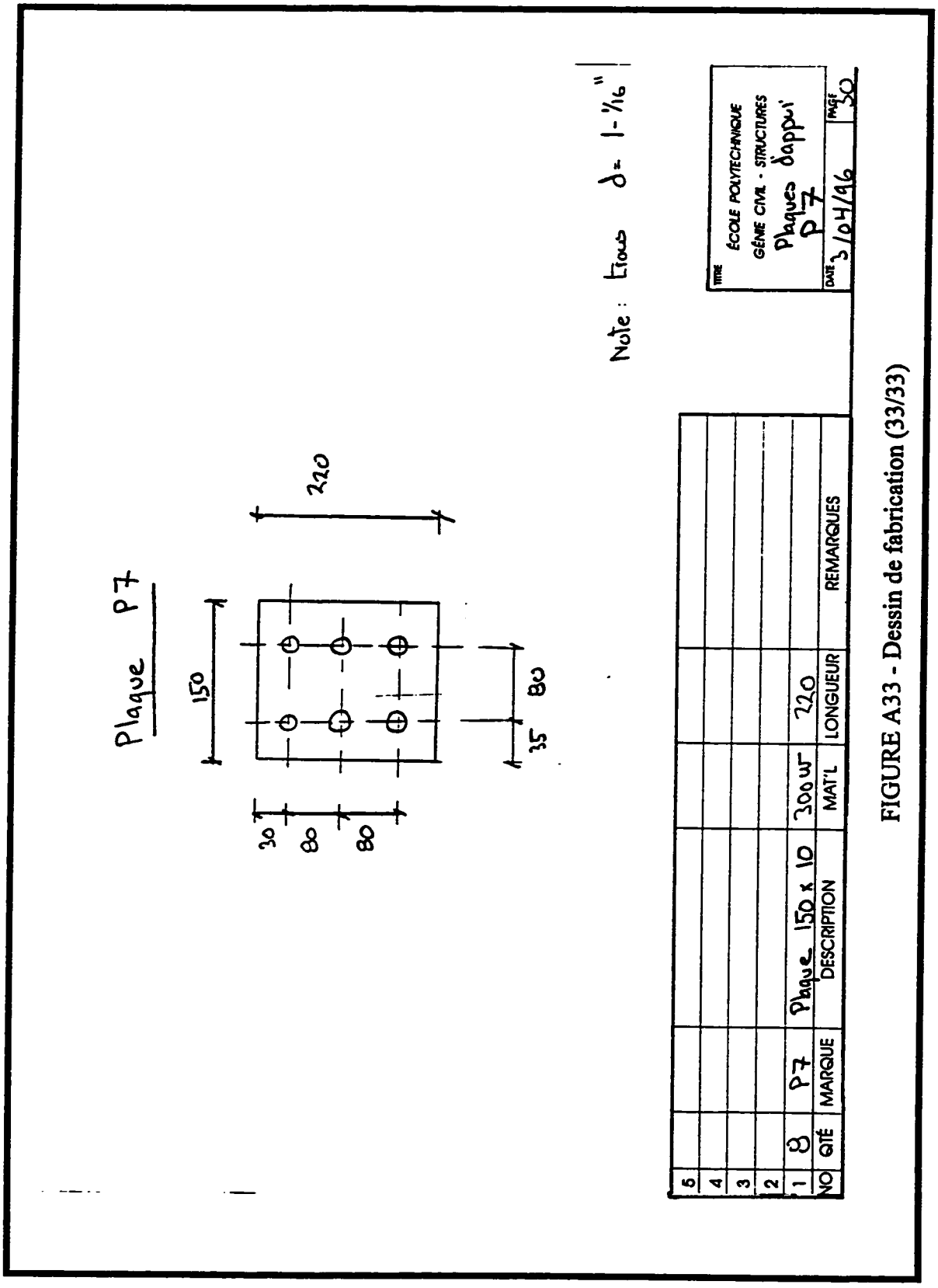



FIGURE A33 - Dessin de fabrication (33/33)

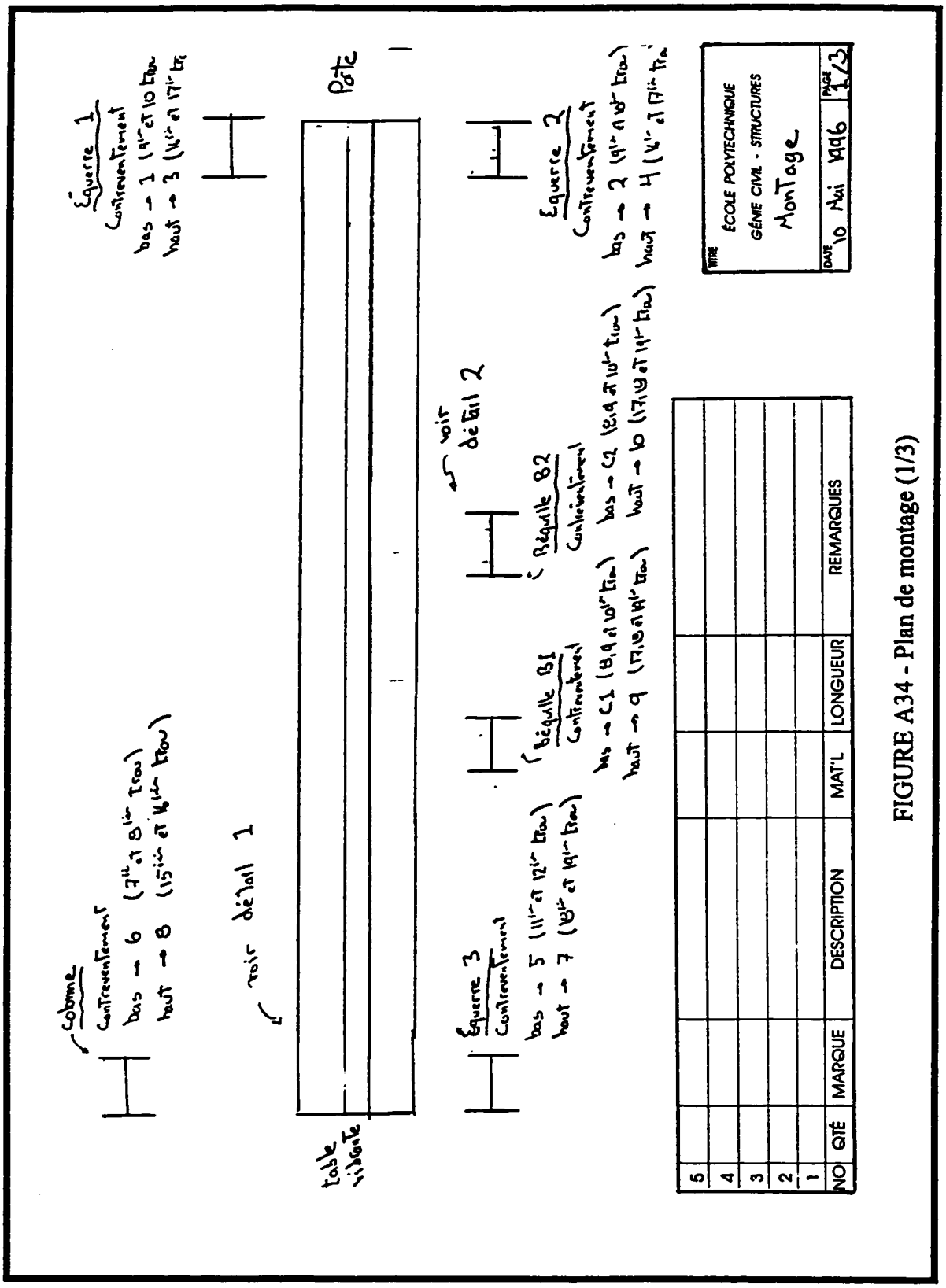



FIGURE A34 - Plan de montage (1/3)

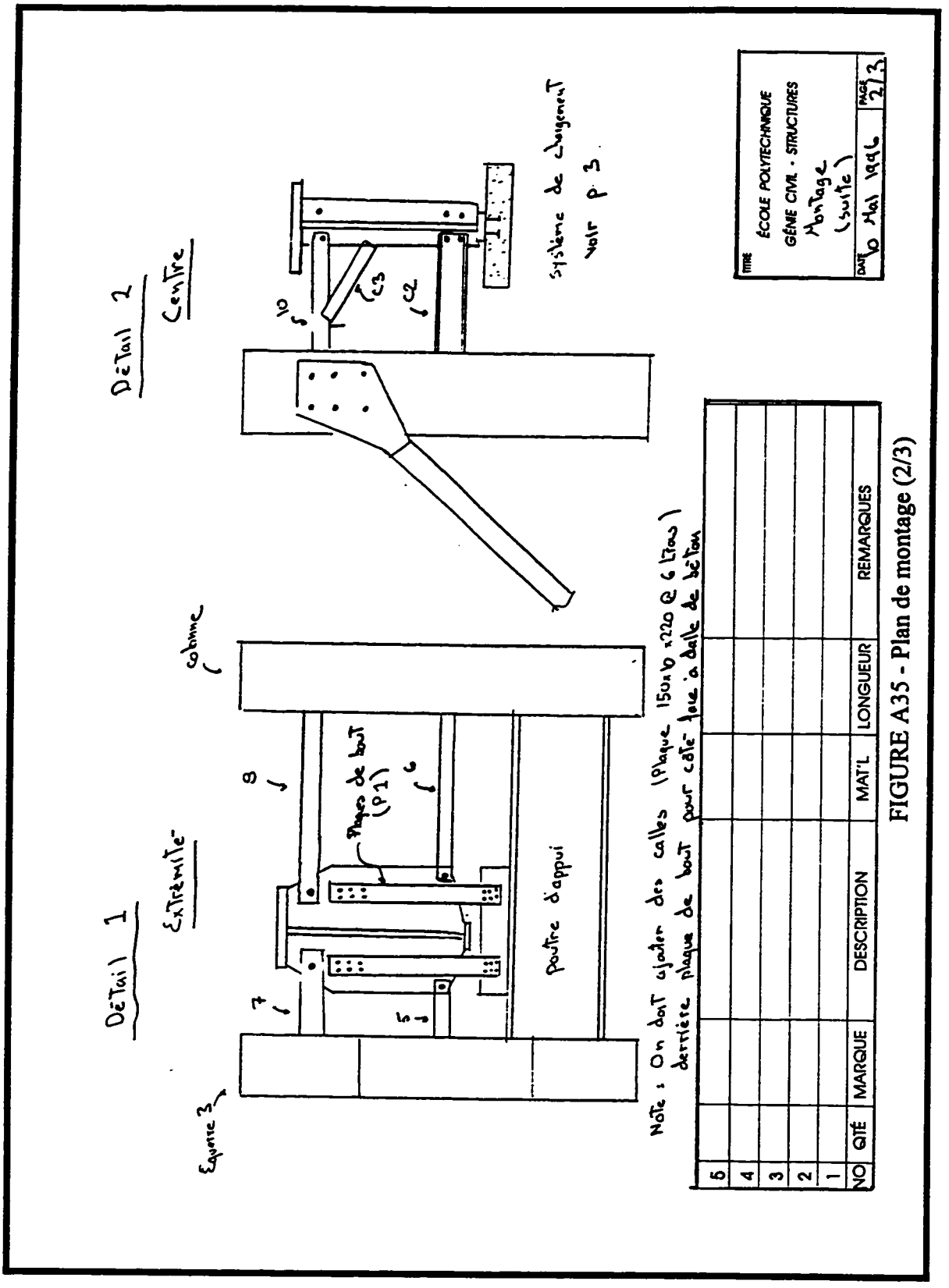



FIGURE A35 - Plan de montage (2/3)

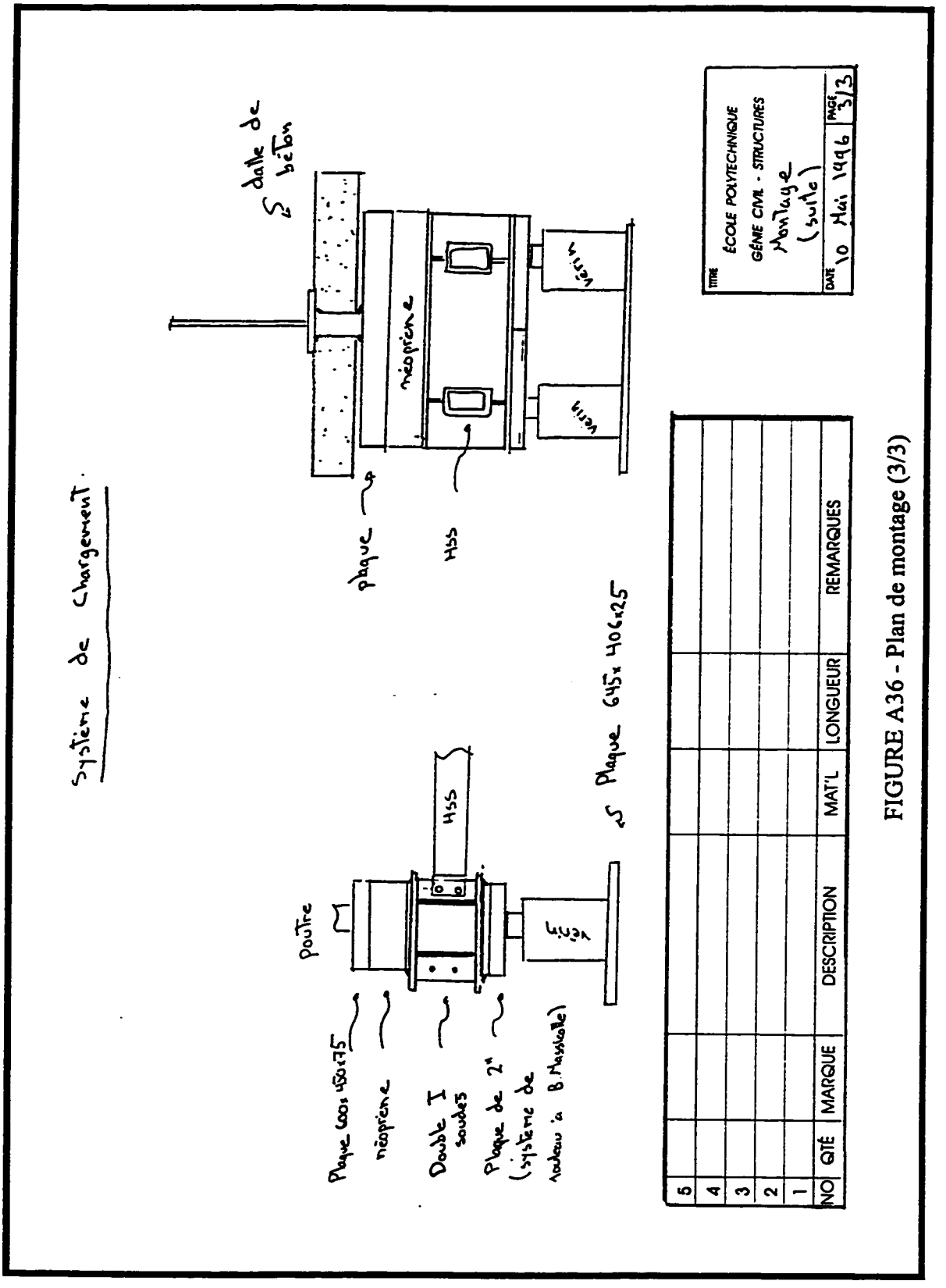



FIGURE A36 - Plan de montage (3/3)

# ANNEXE B

## Courbes contrainte-déformation

## des matériaux

# Aile Tendue Spécimen A1

**TABLEAU B1 - Données contrainte-allongement aile tendue Spécimen A1**

| | | |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 20 | 139 |
| n.d | 40 | 277 |
| n.d | 50 | 347 |
| n.d | 60 | 416 |
| n.d | 60.8 | 422 |
| 0.30 | 60.8 | 422 |
| 1.53 | 65 | 451 |
| 3.44 | 70 | 485 |
| 4.94 | 75 | 520 |
| 7.50 | 80 | 555 |
| 12.75 | 83.4 | 578 |
| 19.50 | 82 | 569 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

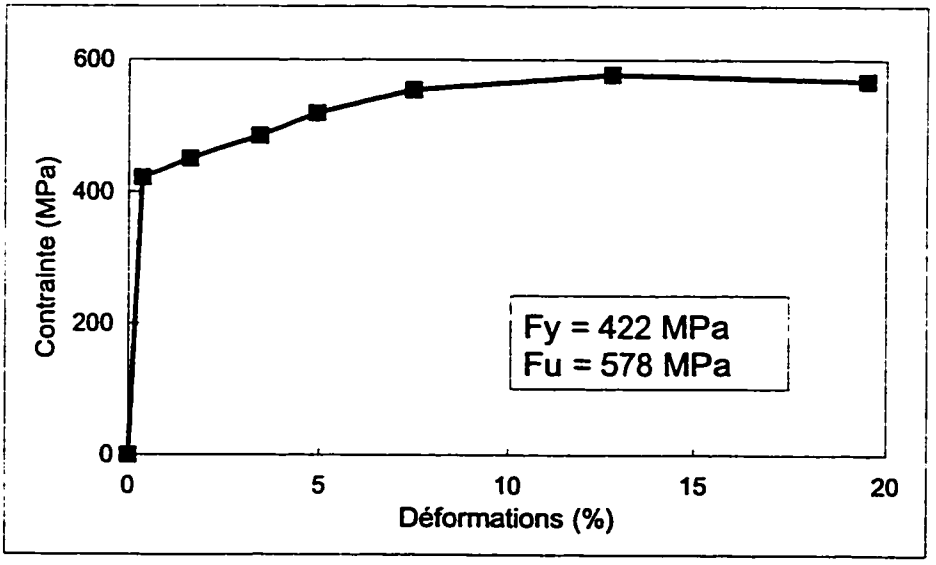



**FIGURE B1 - Courbe contrainte-déformation aile tendue Spécimen A1**

# Aile Comprimée Spécimen A1

**TABLEAU B2 - Données contrainte-allongement aile comprimée Spécimen A1**

| [illegible] | [illegible] | [illegible] |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 20 | 139 |
| n.d | 40 | 279 |
| n.d | 55 | 383 |
| 0.25 | 58.5 | 408 |
| 1.19 | 60 | 418 |
| 1.94 | 65 | 453 |
| 3.50 | 70 | 488 |
| 5.31 | 75 | 523 |
| 19.81 | 81.8 | 570 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

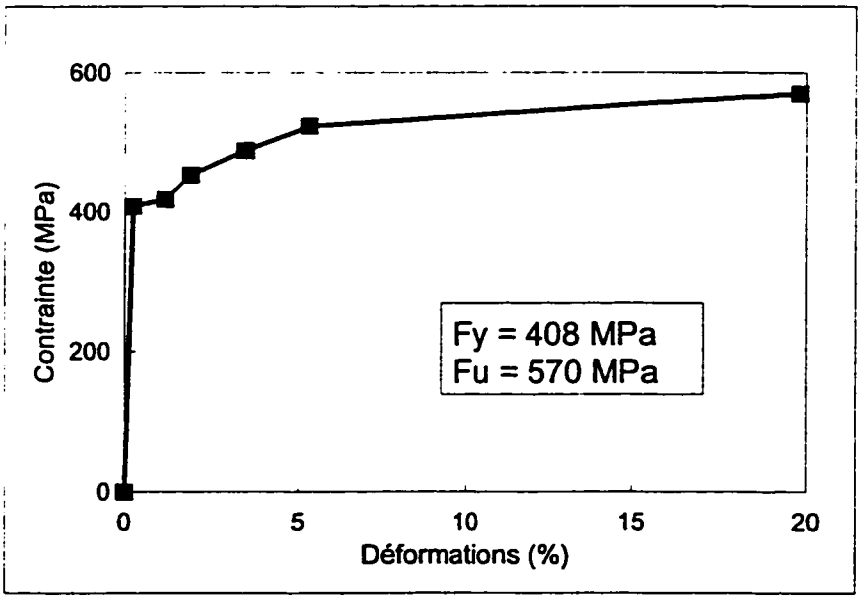



**FIGURE B2 - Courbe contrainte-déformation aile comprimée Spécimen A1**

# Ame Spécimen A1

**TABLEAU B3 - Données contrainte-allongement ame Spécimen A1**

| [illegible] % | [illegible] kips | [illegible] MPa |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 10 | 142 |
| n.d | 20 | 283 |
| n.d | 27.9 | 395 |
| 0.56 | 27.9 | 395 |
| 3.13 | 30 | 425 |
| 7.00 | 35 | 496 |
| 16.75 | 37 | 524 |
| 20.00 | 36 | 510 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

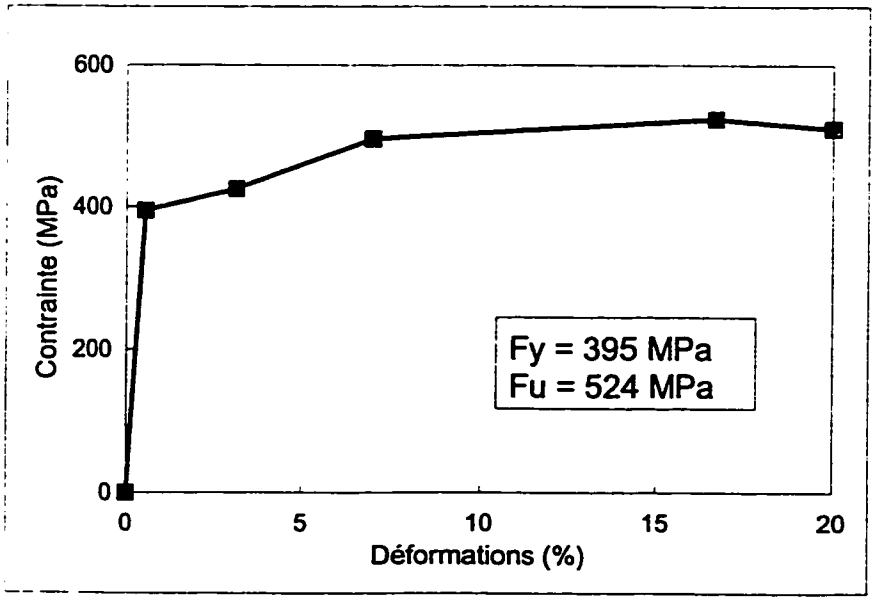



**FIGURE B3 - Courbe contrainte-déformation ame Spécimen A1**

# Aile Tendue Spécimen A2

**TABLEAU B4 - Données contrainte-allongement aile tendue Spécimen A2**

| Allongement (%) | Charge (kips) | contrainte (MPa) |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 40 | 139 |
| n.d | 80 | 277 |
| n.d | 112.7 | 390 |
| 1.50 | 115 | 398 |
| 2.39 | 120 | 416 |
| 4.00 | 130 | 450 |
| 4.63 | 140 | 485 |
| 5.00 | 145 | 502 |
| 5.63 | 150 | 520 |
| 7.38 | 155 | 537 |
| 19.39 | 160 | 554 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

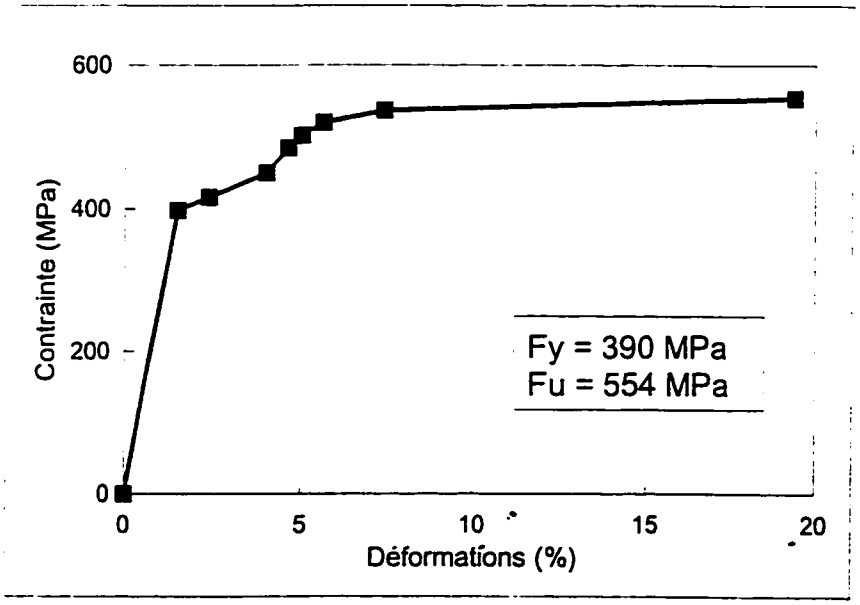



**FIGURE B4 - Courbe contrainte-déformation aile tendue Spécimen A2**

# Aile Comprimée Spécimen A2

**TABLEAU B5 - Données contrainte-allongement aile comprimée Spécimen A2**

| Allongement (%) | Charge (kips) | Contrainte (MPa) |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 20 | 139 |
| n.d | 40 | 278 |
| n.d | 60 | 417 |
| 1.60 | 60 | 417 |
| 2.69 | 65 | 452 |
| 3.62 | 70 | 486 |
| 5.50 | 75 | 521 |
| 9.00 | 80 | 556 |
| 15.75 | 82 | 570 |
| 20.00 | 80 | 556 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

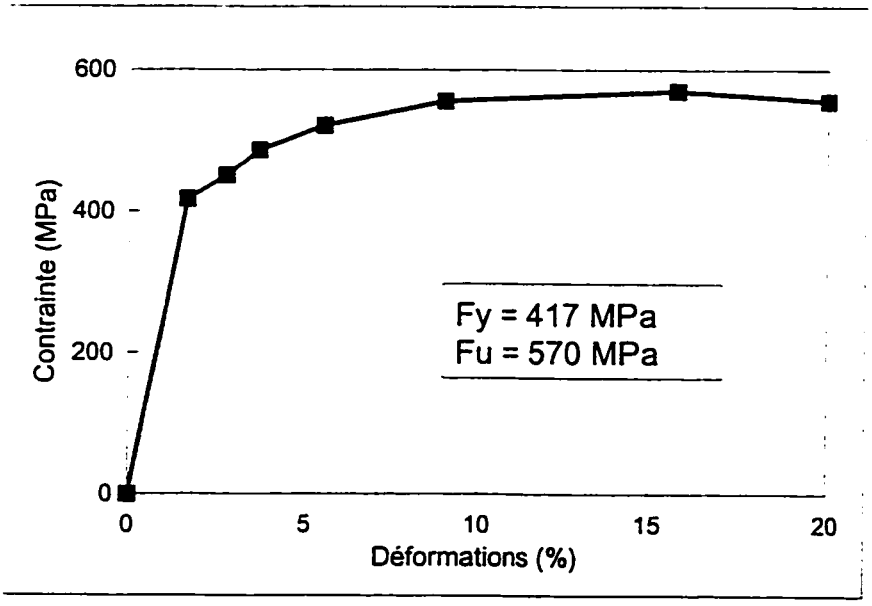



**FIGURE B5 - Courbe contrainte-déformation aile comprimée Spécimen A2**

# Ame Spécimen A2

**TABLEAU B6 - Données contrainte-allongement ame Spécimen A2**

| Allongement (%) | Charge (kips) | Contrainte MPa |
|---|---|---|
| 0 | 0 | 0 |
| n.d | 10 | 139 |
| n.d | 20 | 277 |
| n.d | 28 | 388 |
| 0.63 | 28 | 388 |
| 2.17 | 30 | 416 |
| 3.87 | 32.5 | 450 |
| 9.44 | 37 | 513 |
| 19.06 | 37.8 | 524 |
| | | |

n.d : allongement trop faible pour être mesuré

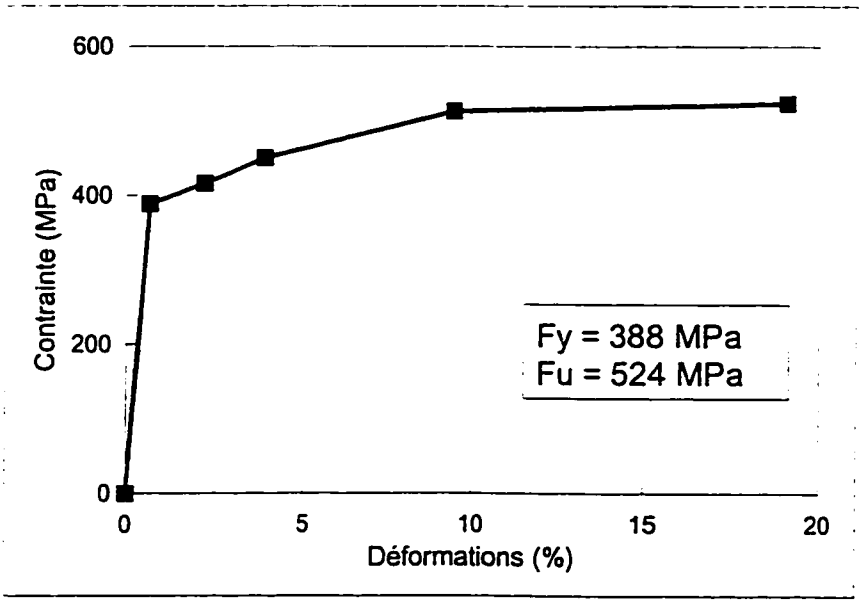



**FIGURE B6 - Courbe contrainte-déformation ame Spécimen A2**

# Béton Spécimen A2

**TABLEAU B7 - Données contrainte-déformation béton Spécimen A2**

| Contrainte (MPa) | Déformation longitudinale (*1 e -6) |
|---|---|
| 0 | 0 |
| 1.36 | 53 |
| 2.44 | 96 |
| 4.95 | 196 |
| 7.47 | 300 |
| 9.92 | 428 |
| 12.29 | 604 |
| 14.87 | 879 |
| 17.29 | 1326 |
| 18.18 | 2089 |
| 17.48 | 3162 |
| 16.16 | 4190 |
| 15.30 | 4740 |
| | |

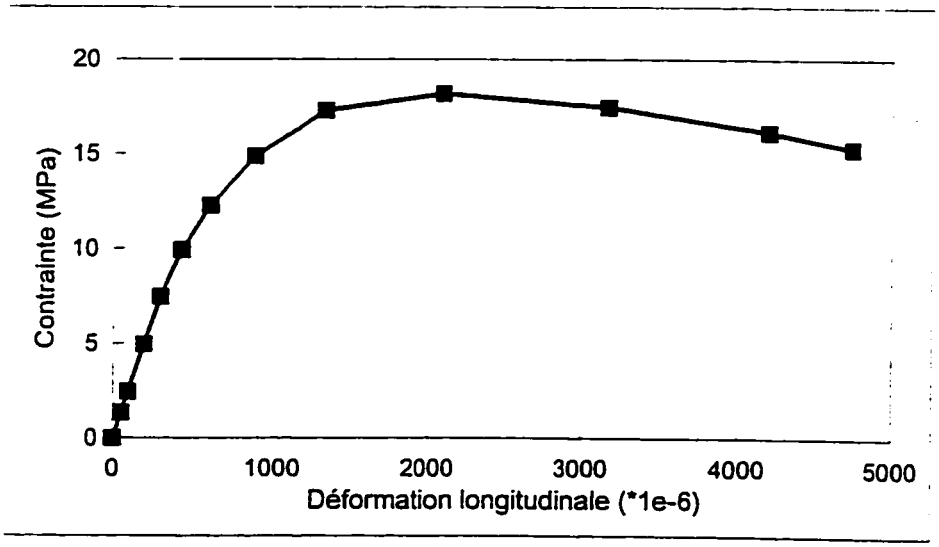



**FIGURE B7 - Courbe contrainte-déformation béton Spécimen A2**

# ANNEXE C

## Déformations longitudinales

## TABLEAU C1 - Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A1

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

M'r = 2350 kN-m

| Moment (kN-m) | 0 | 213 | 414 | 710 | 872 | 984 | 1099 | 1235 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/M'r | 0 | 9.1% | 17.6% | 30.2% | 37.1% | 41.9% | 46.8% | 52.6% |
| Graphe | | | N.R | | N.R | | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 11 | 203 | 272 | 421 | 501 | 558 | 614 | 667 |
| 66 | 7 | 118 | 172 | 292 | 357 | 404 | 453 | 495 |
| 316 | -11 | 77 | 108 | 177 | 215 | 242 | 269 | 292 |
| 616 | -6 | 4 | 10 | 23 | 31 | 37 | 42 | 43 |
| 1116 | -8 | -22 | -29 | -39 | -42 | -42 | -40 | -20 |
| 1316 | -1 | -62 | -90 | -148 | -177 | -195 | -212 | -215 |
| 1466 | -13 | -129 | -181 | -297 | -359 | -403 | -447 | -508 |
| 1534 | 3 | -139 | -208 | -366 | -453 | -517 | -583 | -692 |
| 1632 | 6 | -155 | -237 | -423 | -527 | -604 | -684 | -830 |
| 1632 | | | | | | | | |
| 1782 | | | | | | | | |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.14

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C2 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 5530 kN-m

| Moment (kN-m) | 1274 | 1500 | 1728 | 2180 | 2642 | 3097 | 3554 | 3899 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 23.0% | 27.1% | 31.2% | 39.4% | 47.8% | 56.0% | 64.3% | 70.5% |
| Graphe | | N.R | N.R | | N.R | | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 734 | 833 | 967 | 1221 | 1474 | 1718 | 1975 | 2190 |
| 66 | 604 | 687 | 797 | 1016 | 1249 | 1491 | 1708 | 1807 |
| 316 | 358 | 417 | 490 | 640 | 797 | 961 | 1132 | 1271 |
| 616 | 59 | 80 | 109 | 174 | 251 | 338 | 434 | 511 |
| 1116 | -40 | -39 | -41 | -43 | -49 | -54 | -61 | -68 |
| 1316 | -252 | -257 | -262 | -276 | -294 | -315 | -340 | -365 |
| 1466 | -549 | -561 | -574 | -601 | -634 | -669 | -709 | -747 |
| 1534 | -751 | -754 | -773 | -814 | -860 | -907 | -948 | -993 |
| 1632 | -944 | -961 | -981 | -1022 | -1067 | -1114 | -1167 | -1215 |
| 1632 | -20 | -43 | -68 | -119 | -177 | -237 | -303 | -361 |
| 1782 | -34 | -68 | -105 | -181 | -266 | -353 | -450 | -533 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.15

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C2 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1 (suite)

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 5530 kN-m

| Moment (kN-m) | 4015 | 4245 | 4472 | 4703 | 4952 | 5042 | 5156 | 5272 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 72.6% | 76.8% | 80.9% | 85.0% | 89.5% | 91.2% | 93.2% | 95.3% |
| Graphe | N.R | N.R | N.R | N.R | N.R | | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 2281 | 2428 | 2589 | 2764 | 2948 | 3068 | 3158 | 3248 |
| 66 | 1857 | 1940 | 2007 | 2074 | 2084 | 2099 | 2107 | 2127 |
| 316 | 1326 | 1421 | 1523 | 1628 | 1749 | 1823 | 1894 | 1991 |
| 616 | 539 | 593 | 651 | 709 | 780 | 816 | 859 | 918 |
| 1116 | -74 | -76 | -81 | -87 | -89 | -99 | -97 | -100 |
| 1316 | -382 | -396 | -418 | -443 | -465 | -493 | -500 | -522 |
| 1466 | -771 | -793 | -824 | -861 | -895 | -938 | -951 | -985 |
| 1534 | -1020 | -1047 | -1081 | -1124 | -1163 | -1206 | -1219 | -1250 |
| 1632 | -1243 | -1272 | -1306 | -1349 | -1389 | -1433 | -1449 | -1487 |
| 1632 | -393 | -428 | -469 | -520 | -570 | -618 | -638 | -681 |
| 1782 | -577 | -629 | -695 | -769 | -842 | -911 | -941 | -1007 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.15

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C2 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1 (suite)

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 5530 kN-m

| Moment (kN-m) | 5386 | 5503 | 5623 | 5732 | 5850 | 5966 | 6084 | 6191 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 97.4% | 99.5% | 101.7% | 103.7% | 105.8% | 107.9% | 110.0% | 112.0% |
| Graphe | N.R | N.R | N.R | N.R | | N.R | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 3344 | 3389 | 3508 | 3552 | 3621 | 3702 | 3745 | 3808 |
| 66 | 2140 | 2156 | 2148 | 2176 | | | | |
| 316 | 2092 | 2205 | 2240 | 2259 | | | | |
| 616 | 976 | 1045 | 1178 | 1216 | 1311 | 1410 | 1444 | 1529 |
| 1116 | -101 | -104 | -107 | -103 | -90 | -131 | -127 | -106 |
| 1316 | -540 | -564 | -612 | -617 | -627 | -645 | -647 | -647 |
| 1466 | -1015 | -1052 | -1135 | -1144 | -1170 | -1198 | -1205 | -1213 |
| 1534 | -1262 | -1295 | -1305 | -1314 | -1326 | -1333 | -1342 | -1370 |
| 1632 | -1521 | -1563 | -1659 | -1671 | -1704 | -1748 | -1758 | -1776 |
| 1632 | -718 | -762 | -842 | -858 | -894 | -957 | -970 | -992 |
| 1782 | -1062 | -1130 | -1252 | -1276 | -1336 | -1438 | -1459 | -1504 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.15

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C2 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A1 (suite)

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 5530 kN-m

| Moment (kN-m) | 6302 | 6407 | 6530 |
|---|---|---|---|
| M/Mpr | 114.0% | 115.9% | 118.1% |
| Graphe | N.R | | |
| Position (mm) | | | |
| 0 | 3888 | 3993 | 4195 |
| 66 | | | |
| 316 | | | |
| 616 | 1649 | 1788 | 1853 |
| 1116 | -79 | -43 | 25 |
| 1316 | -650 | -649 | -636 |
| 1466 | -1225 | -1241 | -1286 |
| 1534 | -1381 | -1404 | -1540 |
| 1632 | -1814 | -1870 | -2076 |
| 1632 | -1035 | -1102 | -1474 |
| 1782 | -1578 | -1713 | -2186 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.15

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C3 - Déformations longitudinales de la section d'acier du spécimen A2

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

M'r = 2380 kN-m

| Moment (kN-m) | 0 | 408 | 504 | 863 | 1095 | 1157 | 1201 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/M'r | 0 | 17.1% | 21.2% | 36.3% | 46.0% | 48.6% | 50.5% |
| Graphe | | | N.R | | N.R | N.R | N.R |
| Position (mm) | | | | | | | |
| 0 | 18 | 108 | 128 | 202 | 251 | 269 | 287 |
| 82 | 36 | 44 | 69 | 153 | 201 | 218 | 235 |
| 232 | -1 | 35 | 44 | 83 | 108 | 117 | 126 |
| 382 | -10 | -5 | -2 | 14 | 25 | 28 | 32 |
| 982 | -1 | -28 | -34 | -53 | -64 | -67 | -71 |
| 1182 | -22 | -104 | -116 | -150 | -163 | -166 | -170 |
| 1382 | -63 | -213 | -235 | -304 | -334 | -344 | -351 |
| 1582 | -293 | -454 | -495 | -656 | -764 | -800 | -842 |
| 1648 | -424 | -601 | -646 | -830 | -955 | -999 | -1046 |
| 1648 | | | | | | | |
| 1798 | | | | | | | |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.16

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C4 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 7784 kN-m

| Moment (kN-m) | 1156 | 1262 | 1719 | 2171 | 2628 | 3090 | 3545 | 4002 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 14.9% | 16.2% | 22.1% | 27.9% | 33.8% | 39.7% | 45.5% | 51.4% |
| Graphe | | N.R | N.R | | N.R | N.R | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 294 | 310 | 389 | 474 | 564 | 655 | 747 | 840 |
| 66 | 307 | 318 | 382 | 454 | 533 | 611 | 689 | 770 |
| 316 | 137 | 149 | 209 | 275 | 344 | 414 | 484 | 554 |
| 616 | 31 | 41 | 89 | 142 | 198 | 255 | 310 | 365 |
| 1116 | -71 | -71 | -72 | -73 | -73 | -75 | -76 | -79 |
| 1316 | -261 | -265 | -282 | -297 | -314 | -332 | -351 | -373 |
| 1466 | -503 | -514 | -554 | -591 | -624 | -657 | -686 | -712 |
| 1534 | -809 | -825 | -885 | -935 | -985 | -1038 | -1094 | -1157 |
| 1632 | -1012 | -1030 | -1098 | -1153 | -1207 | -1264 | -1324 | -1393 |
| 1632 | -27 | -34 | -73 | -126 | -183 | -246 | -315 | -396 |
| 1782 | -38 | -51 | -113 | -184 | -258 | -336 | -417 | -510 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.17

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C4 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2 (suite)

Déformations longitudinales (με)

Mp reel = 7784 kN-m

| Moment (kN-m) | 4236 | 4459 | 4693 | 4804 | 4918 | 5036 | 5146 | 5261 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 54.4% | 57.3% | 60.3% | 61.7% | 63.2% | 64.7% | 66.1% | 67.6% |
| Graphe | N.R | | N.R | N.R | N.R | N.R | N.R | N.R |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 891 | 937 | 990 | 1016 | 1041 | 1069 | 1092 | 1120 |
| 82 | 813 | 854 | 898 | 920 | 941 | 965 | 986 | 1010 |
| 232 | 590 | 624 | 659 | 676 | 693 | 711 | 727 | 744 |
| 382 | 392 | 419 | 444 | 456 | 470 | 482 | 494 | 506 |
| 982 | -81 | -84 | -90 | -95 | -98 | -106 | -110 | -121 |
| 1182 | -386 | -398 | -415 | -425 | -433 | -447 | -456 | -471 |
| 1382 | -714 | -712 | | | | | | |
| 1582 | -1193 | -1227 | -1272 | -1296 | -1314 | -1347 | -1366 | -1399 |
| 1648 | -1432 | -1469 | -1517 | -1542 | -1559 | -1594 | -1611 | -1644 |
| 1648 | -444 | -491 | -552 | -587 | -612 | -658 | -683 | -730 |
| 1798 | -561 | -611 | -675 | -708 | -734 | -776 | -800 | -842 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.17

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C4 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2 (suite)

Déformations longitudinales ($\mu\varepsilon$)

Mp reel = 7784 kN-m

| Moment (kN-m) | 5379 | 5492 | 5607 | 5718 | 5832 | 5952 | 6064 | 6177 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 69.1% | 70.6% | 72.0% | 73.5% | 74.9% | 76.5% | 77.9% | 79.4% |
| Graphe | N.R | | N.R | N.R | N.R | | N.R | N.R |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 1144 | 1171 | 1194 | 1223 | 1249 | 1288 | 1312 | 1342 |
| 82 | 1031 | 1055 | 1076 | 1101 | 1123 | 1155 | 1176 | 1201 |
| 232 | 763 | 780 | 797 | 814 | 832 | 850 | 867 | 884 |
| 382 | 520 | 531 | 544 | 555 | 568 | 576 | 589 | 599 |
| 982 | -127 | -144 | -153 | -177 | -189 | -234 | -244 | -276 |
| 1182 | -480 | -496 | -503 | -516 | -520 | -521 | -518 | -506 |
| 1382 | | | | | | | | |
| 1582 | -1418 | -1458 | -1479 | -1527 | -1556 | -1649 | -1670 | -1726 |
| 1648 | -1661 | -1699 | -1717 | -1758 | -1781 | -1854 | -1875 | -1926 |
| 1648 | -756 | -813 | -840 | -904 | -940 | -1057 | -1089 | -1168 |
| 1798 | -867 | -913 | -938 | -986 | -1014 | -1093 | -1118 | -1170 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.17

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

## TABLEAU C4 - Déformations longitudinales de la section mixte du spécimen A2 (suite)

Déformations longitudinales (με)

Mp reel = 7784 kN-m

| Moment (kN-m) | 6289 | 6407 | 6527 | 6634 | 6750 | 6860 | 6979 | 7088 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| M/Mpr | 80.8% | 82.3% | 83.9% | 85.2% | 86.7% | 88.1% | 89.7% | 91.1% |
| Graphe | | N.R | N.R | N.R | N.R | | N.R | |
| Position (mm) | | | | | | | | |
| 0 | 1367 | 1404 | 1431 | 1460 | 1493 | 1522 | 1558 | 1593 |
| 82 | 1222 | 1253 | 1276 | 1299 | 1327 | 1351 | 1380 | 1408 |
| 232 | 900 | 917 | 935 | 951 | 967 | 982 | 997 | 1008 |
| 382 | 611 | 618 | 632 | 641 | 649 | 657 | 661 | 661 |
| 982 | -290 | -346 | -362 | -395 | -435 | -469 | -520 | -571 |
| 1182 | -497 | -456 | -438 | -403 | -357 | -315 | -249 | -177 |
| 1382 | | | | | | | | |
| 1582 | -1745 | -1808 | -1827 | -1865 | -1914 | -1952 | -2027 | -2103 |
| 1648 | -1950 | -2044 | -2075 | -2135 | -2213 | -2287 | -2409 | -2551 |
| 1648 | -1205 | -1341 | -1382 | -1461 | -1559 | -1646 | -1783 | -1912 |
| 1798 | -1196 | -1278 | -1307 | -1353 | -1410 | -1458 | -1530 | -1597 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.17

La position des jauges est donnée par rapport à la base de l'aile tendue

# ANNEXE D

## Déformations latérales de l'âme

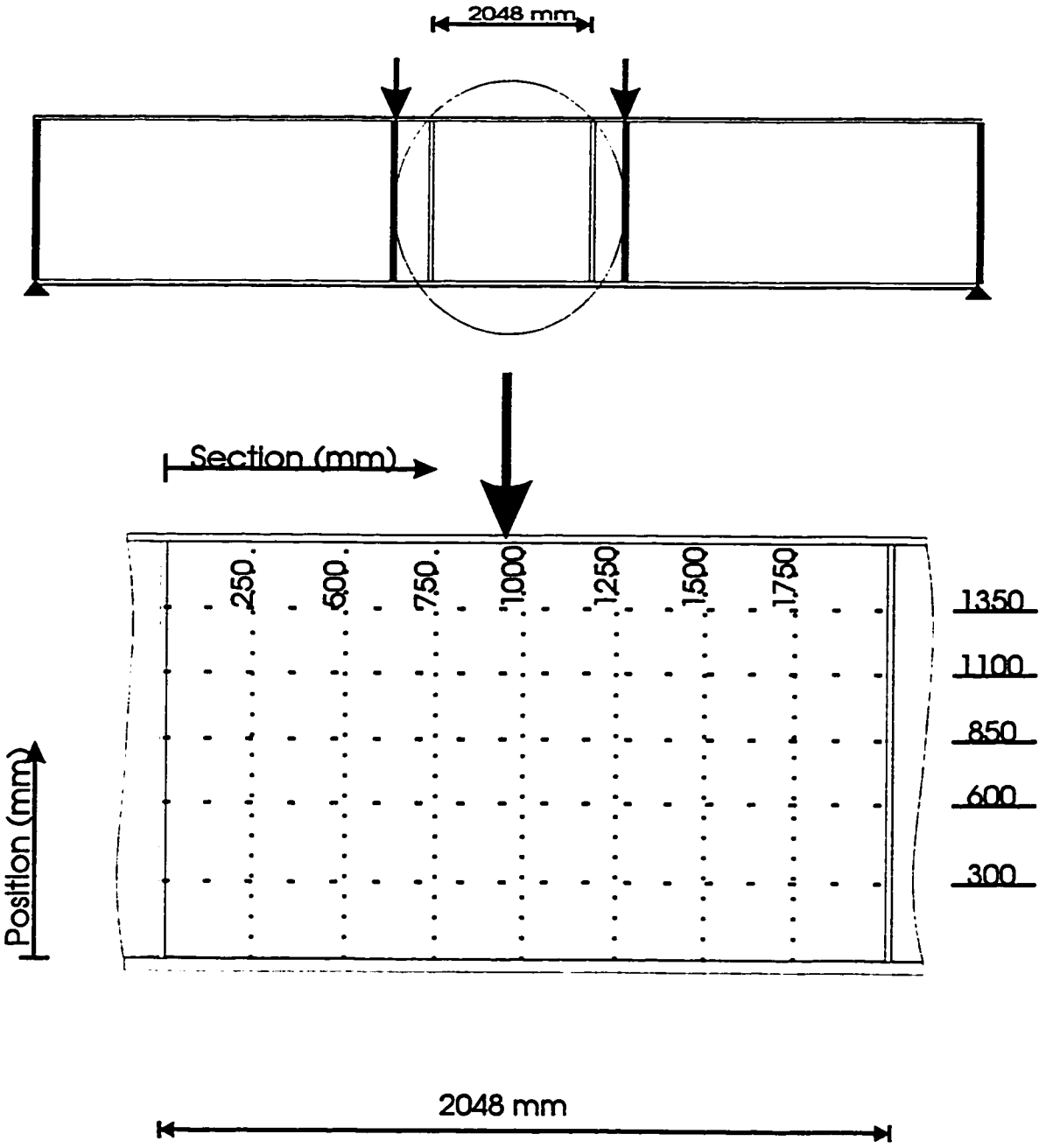



**FIGURE D1 - Position des points de mesure des déformations latérales**

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1

### Section d'acier

Déformations latérales (mm)

| Moment 0 kN-m ( 0 * M'r) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.2 | 12.3 | 15.6 | 16.7 | 17.0 | 15.4 | 10.5 |
| 600 | 8.7 | 18.2 | 24.1 | 25.8 | 26.7 | 22.4 | 14.3 |
| 850 | 9.0 | 18.7 | 25.0 | 27.1 | 27.2 | 24.1 | 16.7 |
| 1100 | 7.8 | 14.3 | 19.3 | 22.2 | 23.4 | 21.8 | 14.5 |
| 1350 | 2.8 | 4.1 | 7.0 | 10.1 | 12.4 | 12.4 | 7.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment Mise précontrainte ( 0 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.4 | 11.1 | 16.5 | 17.4 | 16.6 | 15.5 | 10.3 |
| 600 | 8.9 | 17.4 | 24.0 | 26.8 | 25.4 | 22.5 | 14.0 |
| 850 | 9.2 | 17.8 | 24.9 | 28.0 | 26.8 | 24.2 | 15.1 |
| 1100 | 7.2 | 13.9 | 19.6 | 23.2 | 23.0 | 21.9 | 14.0 |
| 1350 | 2.8 | 4.1 | 7.6 | 11.2 | 12.0 | 12.5 | 7.0 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 213 kN-m ( 0,09 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.4 | 10.8 | 13.6 | 14.3 | 14.2 | 12.8 | 7.5 |
| 600 | 9.3 | 17.3 | 22.7 | 24.1 | 23.8 | 20.6 | 11.8 |
| 850 | 9.0 | 18.9 | 24.8 | 26.5 | 26.6 | 23.4 | 13.7 |
| 1100 | 7.2 | 15.5 | 20.8 | 22.7 | 24.0 | 22.0 | 13.2 |
| 1350 | 2.8 | 5.8 | 8.9 | 10.9 | 13.4 | 12.8 | 6.3 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 710 kN-m ( 0,30 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.5 | 10.8 | 13.2 | 12.9 | 14.2 | 12.8 | 9.0 |
| 600 | 8.0 | 17.3 | 22.2 | 22.6 | 23.5 | 20.5 | 12.9 |
| 850 | 9.0 | 19.8 | 25.4 | 26.2 | 27.2 | 24.3 | 15.4 |
| 1100 | 7.6 | 17.4 | 22.5 | 23.3 | 25.4 | 23.9 | 15.6 |
| 1350 | 2.8 | 7.4 | 10.0 | 10.8 | 14.1 | 19.5 | 8.7 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.29

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1 (suite)

### Section d'acier

Déformations latérales (mm)

| Moment 1235 kN-m (0,52 * M'r) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 4.1 | 8.5 | 11.0 | 10.9 | 11.8 | 9.9 | 7.3 |
| 600 | 7.4 | 15.7 | 21.0 | 21.3 | 22.0 | 18.4 | 12.3 |
| 850 | 9.0 | 19.8 | 26.3 | 25.8 | 27.6 | 24.0 | 16.0 |
| 1100 | 8.4 | 19.7 | 25.9 | 26.3 | 28.1 | 25.9 | 17.5 |
| 1350 | 2.5 | 10.0 | 14.1 | 14.3 | 17.5 | 16.8 | 11.0 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 1238 kN-m ( 0,53 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 4.3 | 9.3 | 12.0 | 12.4 | 12.0 | 10.3 | 8.3 |
| 600 | 7.7 | 17.0 | 22.2 | 23.2 | 22.6 | 19.3 | 13.5 |
| 850 | 9.3 | 21.2 | 27.5 | 28.6 | 28.2 | 24.6 | 17.0 |
| 1100 | 8.7 | 21.2 | 27.0 | 27.9 | 28.5 | 25.9 | 18.4 |
| 1350 | 2.3 | 10.8 | 14.4 | 15.3 | 17.3 | 16.1 | 11.3 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

### Section mixte

| Moment 1274 kN-m ( 0,23 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 3.8 | 7.2 | 10.3 | 11.9 | 11.7 | 10.8 | 7.6 |
| 600 | 7.3 | 14.5 | 20.2 | 22.6 | 7.4 | 19.6 | 12.7 |
| 850 | 9.0 | 18.8 | 25.6 | 28.3 | 27.8 | 25.2 | 16.4 |
| 1100 | 8.5 | 18.7 | 25.3 | 28.0 | 28.3 | 27.2 | 18.1 |
| 1350 | 2.9 | 8.2 | 13.7 | 15.5 | 17.0 | 17.5 | 11.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 2180 kN-m ( 0,39 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 3.4 | 5.1 | 7.3 | 8.4 | 8.0 | 6.9 | 5.3 |
| 600 | 6.5 | 11.3 | 15.9 | 17.5 | 16.9 | 14.6 | 9.6 |
| 850 | 9.5 | 16.3 | 22.3 | 24.1 | 23.6 | 21.2 | 14.0 |
| 1100 | 8.5 | 17.6 | 23.6 | 25.5 | 25.9 | 24.4 | 16.4 |
| 1350 | 2.3 | 8.0 | 12.2 | 14.4 | 15.9 | 15.9 | 9.9 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.29

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 3899 kN-m ( 0,71 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 3.0 | 4.6 | 4.8 | 5.3 | 4.8 | 4.1 | 4.3 |
| 600 | 6.5 | 8.8 | 10.5 | 11.7 | 11.1 | 9.4 | 7.3 |
| 850 | 9.5 | 14.1 | 17.3 | 19.0 | 18.7 | 16.7 | 12.1 |
| 1100 | 8.1 | 17.4 | 21.4 | 23.3 | 23.3 | 22.2 | 16.2 |
| 1350 | 2.7 | 9.8 | 12.4 | 14.6 | 15.7 | 15.7 | 11.0 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 4472 kN-m ( 0,81 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.3 | 3.1 | 4.4 | 10.2 | | 4.0 | 2.5 |
| 600 | 6.5 | | 9.4 | 17.4 | | 8.6 | 6.6 |
| 850 | 9.5 | 11.6 | 16.2 | 22.3 | | 15.9 | 10.3 |
| 1100 | 7.1 | 15.4 | 21.2 | 14.4 | | 22.3 | 14.9 |
| 1350 | 2.9 | 8.2 | 12.7 | | | 16.2 | 10.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 4952 kN-m ( 0,90 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.9 | 3.5 | 2.7 | 3.4 | 3.9 | 3.3 | 2.9 |
| 600 | 6.6 | | 6.9 | 8.0 | 9.3 | 7.5 | 6.6 |
| 850 | 9.5 | 11.9 | 13.7 | 15.2 | 15.8 | 14.8 | 9.8 |
| 1100 | 7.7 | 16.3 | 19.5 | 20.9 | 22.5 | 21.5 | 14.8 |
| 1350 | 2.8 | 9.9 | 12.3 | 14.1 | 15.4 | 16.1 | 10.5 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5156 kN-m ( 0,93 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.8 | 2.9 | 3.1 | 3.4 | 3.3 | 2.3 | 2.9 |
| 600 | 6.6 | | 7.1 | 8.0 | 8.2 | 6.1 | 6.6 |
| 850 | 9.5 | 10.6 | 13.8 | 15.2 | 15.8 | 13.3 | 9.8 |
| 1100 | 7.5 | 15.2 | 19.5 | 20.9 | 22.2 | 20.4 | 14.8 |
| 1350 | 2.8 | 9.0 | 12.3 | 14.1 | 15.8 | 15.5 | 10.5 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.29

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 5272 kN-m ( 0,95 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.8 | | 2.5 | 2.2 | 2.7 | 2.5 | 2.6 |
| 600 | | | 6.6 | 6.4 | 7.1 | 6.6 | 6.6 |
| 850 | | | 11.7 | 13.4 | 14.5 | 12.0 | 9.3 |
| 1100 | 7.4 | 14.2 | 17.5 | 19.0 | 20.8 | 19.2 | 14.5 |
| 1350 | 2.8 | 8.2 | 10.3 | 12.1 | 14.8 | 14.3 | 10.3 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5386 kN-m ( 0,97 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.6 | 1.8 | 2.8 | 1.9 | 2.3 | 2.2 | 2.2 |
| 600 | | | 6.3 | | 6.2 | 6.6 | 6.6 |
| 850 | | | 12.8 | 12.8 | 13.4 | 12.6 | 9.7 |
| 1100 | 7.2 | 14.9 | 18.8 | 18.5 | 20.0 | 19.9 | 13.0 |
| 1350 | 2.8 | 8.4 | 12.0 | 12.9 | 14.4 | 15.3 | 9.0 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5503 kN-m ( 1,00 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.7 | 3.1 | 3.0 | 2.5 | 2.8 | 2.3 | 2.8 |
| 600 | | | 6.5 | 6.6 | 6.8 | 6.6 | 6.6 |
| 850 | | 10.3 | 13.0 | 12.1 | 12.9 | 12.5 | 9.7 |
| 1100 | 7.3 | 15.2 | 18.9 | 17.9 | 19.7 | 20.1 | 15.0 |
| 1350 | 2.8 | 8.8 | 12.3 | 11.3 | 14.4 | 15.7 | 11.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5623 kN-m ( 1,02 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.0 | 2.3 | 2.7 | 2.8 | 2.7 | 3.3 | 2.6 |
| 600 | | | 5.8 | | 6.3 | 6.3 | 6.6 |
| 850 | | | 12.0 | 13.2 | 13.3 | 13.1 | 9.7 |
| 1100 | 7.6 | 14.7 | 18.1 | 19.3 | 20.3 | 20.9 | 14.4 |
| 1350 | 2.3 | 10.0 | 11.8 | 13.4 | 15.4 | 16.9 | 10.7 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.29

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 5732 kN-m ( 1,04 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.4 | 2.6 | 3.0 | 2.3 | 2.5 | 3.1 | 3.4 |
| 600 | | | 6.1 | | 6.6 | 6.0 | 6.6 |
| 850 | | | 13.2 | 12.6 | 12.5 | 12.9 | 9.8 |
| 1100 | 7.2 | 15.0 | 18.5 | 18.5 | 19.8 | 20.6 | 15.5 |
| 1350 | 2.7 | 10.2 | 12.5 | 12.5 | 15.3 | 16.8 | 12.1 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5850 kN-m ( 1,06 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.8 | 2.3 | 3.1 | 2.5 | 2.4 | 3.4 | 3.2 |
| 600 | | | 5.9 | | 6.6 | 6.1 | 6.6 |
| 850 | | | 11.9 | 12.2 | 12.4 | 12.8 | 9.2 |
| 1100 | 7.4 | 13.5 | 18.2 | 18.3 | 19.5 | 20.7 | 15.2 |
| 1350 | 3.4 | 8.8 | 12.6 | 12.5 | 15.0 | 18.0 | 11.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5966 kN-m ( 1,08 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 2.1 | 2.6 | 2.5 | | 2.1 | 2.3 | |
| 600 | | | 5.8 | 6.5 | 6.7 | 6.7 | |
| 850 | | | 8.8 | 11.2 | 11.4 | 11.0 | |
| 1100 | 7.6 | 12.8 | 15.2 | 17.5 | 18.9 | 19.2 | 13.2 |
| 1350 | 2.8 | 8.6 | 9.9 | 12.2 | 14.9 | 15.9 | 10.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 6191 kN-m ( 1,12 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.4 | 2.3 | 2.3 | 2.8 | 0.6 | 2.0 | 3.0 |
| 600 | 3.4 | 3.3 | 4.2 | 5.2 | 2.7 | 4.0 | 3.8 |
| 850 | 5.4 | 6.5 | 9.5 | 11.0 | 9.0 | 9.9 | 8.0 |
| 1100 | 4.0 | 11.5 | 16.1 | 17.5 | 16.8 | 19.2 | 13.9 |
| 1350 | -0.2 | 6.8 | 11.7 | 13.0 | 13.8 | 16.8 | 11.5 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.29

## TABLEAU D1 - Déformations latérales du spécimen A1 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 6407 kN-m ( 1,16 * Mpr) (XYZ) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.6 | 2.3 | 2.2 | 1.3 | 1.4 | 1.0 | 2.9 |
| 600 | 2.6 | 3.0 | 3.6 | 3.0 | 3.2 | 1.8 | 2.5 |
| 850 | 3.4 | 6.3 | 8.7 | 8.4 | 9.6 | 9.7 | 8.3 |
| 1100 | 1.6 | 10.3 | 15.6 | 15.4 | 17.3 | 18.1 | 13.5 |
| 1350 | -2.7 | 7.6 | 12.1 | 12.0 | 14.4 | 16.1 | 11.5 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 6530 kN-m ( 1,18 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.5 | 1.6 | 0.3 | 0.7 | 1.2 | 1.2 | 1.6 |
| 600 | 2.1 | 2.3 | 1.1 | 1.9 | 2.9 | 2.4 | 1.7 |
| 850 | 1.9 | 5.6 | 5.6 | 7.3 | 8.7 | 8.1 | 5.7 |
| 1100 | -1.5 | 7.5 | 12.8 | 14.6 | 17.0 | 16.9 | 11.9 |
| 1350 | -6.9 | 5.7 | 10.0 | 10.8 | 14.4 | 16.0 | 10.4 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

XYZ signifie que cette étape de chargement est representée sur la figure 4.30

## TABLEAU D2 - Déformations latérales du spécimen A2

### Section d'acier

Déformations latérales (mm)

| Moment 0 kN-m ( 0 * M'r) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 7.2 | 8.1 | 10.1 | 9.4 | 8.0 | 6.2 | 4.1 |
| 600 | 2.3 | 1.0 | 2.6 | 2.5 | 2.7 | 1.6 | 0.2 |
| 850 | -4.1 | -9.6 | -9.1 | -9.5 | -10.5 | -9.6 | -7.1 |
| 1100 | -6.6 | -14.1 | -15.5 | -17.4 | -19.1 | -17.1 | -11.4 |
| 1350 | -2.2 | -7.0 | -9.0 | -10.1 | -14.0 | -11.9 | -5.9 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment Mise précontrainte ( 0 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 7.1 | 9.4 | 8.9 | 6.8 | 6.3 | 4.7 | 3.4 |
| 600 | 1.5 | 1.0 | -0.2 | -2.1 | -0.8 | -1.4 | -1.6 |
| 850 | -5.0 | -9.5 | -12.1 | -14.6 | -14.1 | -12.8 | -9.1 |
| 1100 | -6.8 | -12.9 | -17.3 | -21.2 | -21.9 | -19.5 | -12.7 |
| 1350 | -1.8 | -4.7 | -8.1 | -13.0 | -14.8 | -12.3 | -6.6 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 408 kN-m ( 0,17 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 7.0 | 8.7 | 6.6 | 6.7 | 5.3 | 3.2 | 2.6 |
| 600 | 1.1 | -0.7 | -3.8 | -3.3 | -3.0 | -3.2 | -3.0 |
| 850 | -5.4 | -11.4 | -15.9 | -15.8 | -16.5 | -14.7 | -10.6 |
| 1100 | -6.9 | -14.1 | -20.4 | -22.0 | -23.8 | -21.3 | -14.1 |
| 1350 | -1.4 | -5.2 | -11.1 | -12.7 | -15.8 | -13.6 | -7.6 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 504 kN-m ( 0,21 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 4.3 | 7.1 | 8.3 | 6.8 | 5.0 | 3.9 | 2.9 |
| 600 | -1.7 | -2.5 | -2.3 | -3.5 | -3.7 | -3.7 | -3.0 |
| 850 | -8.0 | -13.3 | -14.4 | -16.1 | -17.3 | -15.3 | -10.5 |
| 1100 | -9.4 | -16.1 | -19.1 | -22.3 | -24.5 | -21.8 | -14.0 |
| 1350 | -3.8 | -6.9 | -9.7 | -12.8 | -16.4 | -14.0 | -7.4 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.31

## TABLEAU D2 - Déformations latérales du spécimen A2 (suite)

### Section d'acier

Déformations latérales (mm)

| Moment 863 kN-m ( 0,36 * M'r) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.7 | 7.6 | 7.1 | 5.4 | 4.8 | 1.6 | 2.3 |
| 600 | -1.0 | -2.9 | -4.4 | -6.1 | -5.0 | -7.2 | -4.4 |
| 850 | -7.7 | -14.0 | -16.9 | -19.2 | -18.8 | -19.1 | -12.3 |
| 1100 | -9.4 | -17.5 | -20.8 | -25.3 | -25.0 | -24.7 | -16.0 |
| 1350 | -3.1 | -8.1 | -11.6 | -14.7 | -17.2 | -17.6 | -9.3 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 1247 kN-m ( 0,52 * M'r) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.7 | 7.4 | 6.7 | 4.1 | 4.5 | 2.2 | 2.8 |
| 600 | -0.3 | -3.1 | -5.2 | -6.7 | -5.7 | -7.0 | -4.2 |
| 850 | -7.2 | -14.4 | -17.9 | -19.8 | -19.6 | -19.0 | -12.0 |
| 1100 | -9.0 | -18.4 | -23.3 | -25.6 | -27.2 | -25.7 | -15.8 |
| 1350 | -2.5 | -9.2 | -13.2 | -15.0 | -18.3 | -17.8 | -9.0 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

### Section mixte

| Moment 1156 kN-m ( 0,15 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 4.7 | 7.9 | 7.5 | 5.0 | 4.3 | 3.6 | 0.5 |
| 600 | -2.1 | -2.7 | -4.2 | -6.6 | -5.5 | -5.3 | -6.3 |
| 850 | -8.8 | -14.0 | -16.8 | -19.7 | -19.4 | -17.2 | -14.3 |
| 1100 | -10.3 | -17.5 | -21.9 | -26.1 | -26.4 | -23.9 | -18.1 |
| 1350 | -3.7 | -8.1 | -12.8 | -15.3 | -17.5 | -15.6 | -11.1 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 1262 kN-m ( 0,16 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.0 | 8.1 | 7.0 | 5.7 | 4.9 | 3.5 | 2.2 |
| 600 | -2.0 | -3.5 | -4.9 | -5.9 | -5.1 | -5.5 | -4.9 |
| 850 | -8.8 | -13.8 | -17.5 | -18.7 | -18.9 | -17.3 | -12.9 |
| 1100 | -10.4 | -17.5 | -22.8 | -25.7 | -26.4 | -24.1 | -16.7 |
| 1350 | -3.9 | -8.2 | -12.9 | -14.8 | -17.6 | -15.9 | -9.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.31

## TABLEAU D2 - Déformations latérales du spécimen A2 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 1719 kN-m ( 0,22 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.7 | 6.7 | 7.6 | 6.0 | 4.8 | 4.3 | 0.8 |
| 600 | -0.1 | -3.7 | -4.0 | -5.5 | -5.2 | -5.8 | -6.2 |
| 850 | -7.0 | -15.1 | -16.8 | -18.7 | -19.1 | -17.8 | -14.2 |
| 1100 | -9.0 | -19.4 | -22.6 | -25.3 | -26.6 | -24.4 | -18.3 |
| 1350 | -2.2 | -10.0 | -12.7 | -14.9 | -18.0 | -16.3 | -11.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 2628 kN-m ( 0,34 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.2 | 7.6 | 7.6 | 6.2 | 4.6 | 3.7 | 2.4 |
| 600 | -0.4 | -2.4 | -3.6 | -4.9 | -5.1 | -5.0 | -4.3 |
| 850 | -7.2 | -13.7 | -16.4 | -18.1 | -19.2 | -17.0 | -12.4 |
| 1100 | -9.4 | -18.7 | -22.7 | -25.0 | -27.2 | -24.3 | -16.9 |
| 1350 | -2.5 | -9.9 | -13.0 | -14.9 | -18.6 | -16.7 | -10.1 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 3545 kN-m ( 0,46 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.8 | 6.5 | 7.0 | 5.2 | 2.7 | 1.3 | -0.0 |
| 600 | -0.6 | -3.3 | -4.1 | -4.8 | -5.9 | -5.2 | -3.5 |
| 850 | -7.3 | -14.6 | -16.8 | -18.0 | -17.9 | -13.4 | -4.0 |
| 1100 | -9.5 | -20.1 | -23.5 | -25.0 | -25.8 | -18.2 | -29.7 |
| 1350 | -2.2 | -12.0 | -15.1 | -14.9 | -18.3 | -11.5 | -2.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 4459 kN-m ( 0,57 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.1 | 7.2 | 6.9 | 4.9 | 3.9 | 2.4 | 2.4 |
| 600 | -0.3 | -2.7 | -4.3 | -6.4 | -5.9 | -6.3 | -4.1 |
| 850 | -6.9 | -13.8 | -16.9 | -19.7 | -19.9 | -18.4 | -12.2 |
| 1100 | -8.3 | -19.4 | -23.4 | -26.2 | -28.0 | -26.5 | -17.2 |
| 1350 | -0.3 | -12.1 | -13.7 | -15.3 | -19.6 | -19.3 | -10.7 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.31

## TABLEAU D2 - Déformations latérales du spécimen A2 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 4918 kN-m ( 0,63 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 3.5 | 6.4 | 5.5 | 4.4 | 3.8 | 3.3 | 2.1 |
| 600 | -3.0 | -3.7 | -6.2 | -7.3 | -6.4 | -5.7 | -4.6 |
| 850 | -9.3 | -14.7 | -18.9 | -20.6 | -20.4 | -17.7 | -12.8 |
| 1100 | -9.9 | -20.1 | -24.9 | -26.6 | -28.5 | -25.8 | -17.8 |
| 1350 | -1.6 | -12.8 | -15.1 | -15.0 | -20.0 | -18.5 | -11.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5146 kN-m ( 0,66 * Mpr) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.5 | 6.4 | 5.3 | 4.0 | 4.0 | 3.0 | 2.2 |
| 600 | -1.3 | -3.9 | -6.4 | -7.9 | -6.2 | -6.2 | -4.5 |
| 850 | -7.8 | -15.0 | -19.1 | -21.1 | -20.1 | -18.2 | -12.5 |
| 1100 | -8.2 | -20.4 | -24.9 | -26.6 | -28.2 | -26.3 | -17.7 |
| 1350 | 0.4 | -13.4 | -14.9 | -14.5 | -19.8 | -19.0 | -11.2 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5379 kN-m ( 0,69 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 6.0 | 4.4 | 6.0 | 4.2 | 3.7 | 2.8 | 2.0 |
| 600 | -0.9 | -6.1 | -6.0 | -7.9 | -5.6 | -6.4 | -4.9 |
| 850 | -7.5 | -17.2 | -18.6 | -21.2 | -20.5 | -18.4 | -13.0 |
| 1100 | -7.7 | -22.4 | -23.9 | -25.9 | -28.2 | -26.4 | -18.2 |
| 1350 | 1.0 | -15.0 | -13.3 | -13.5 | -20.0 | -19.3 | -11.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

| Moment 5607 kN-m ( 0,72 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 1.8 | 6.1 | 4.9 | 3.9 | 4.2 | 2.3 | 2.0 |
| 600 | -4.7 | -4.6 | -7.4 | -8.5 | -5.3 | -7.0 | -4.8 |
| 850 | -10.8 | -15.7 | -20.0 | -21.7 | -20.0 | -18.9 | -12.9 |
| 1100 | -10.3 | -20.9 | -24.4 | -23.8 | -27.7 | -26.8 | -18.1 |
| 1350 | -1.7 | -14.1 | -14.1 | -12.5 | -19.8 | -19.9 | -11.8 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

N.R signifie non-représenté sur la figure 4.31

## TABLEAU D2 - Déformations latérales du spécimen A2 (suite)

### Section mixte

Déformations latérales (mm)

| Moment 5832 kN-m ( 0,75 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 3.7 | 6.0 | 5.5 | 4.2 | -7.0 | 2.8 | 1.9 |
| 600 | -3.5 | -4.9 | -6.8 | -8.3 | -20.8 | -7.7 | -5.1 |
| 850 | -9.9 | -15.9 | -19.2 | -21.2 | -27.9 | -19.5 | -13.2 |
| 1100 | -9.5 | -21.0 | -23.0 | -25.4 | -20.1 | -27.2 | -18.4 |
| 1350 | -0.6 | -14.2 | -12.1 | -10.8 | -19.4 | -20.1 | -12.1 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

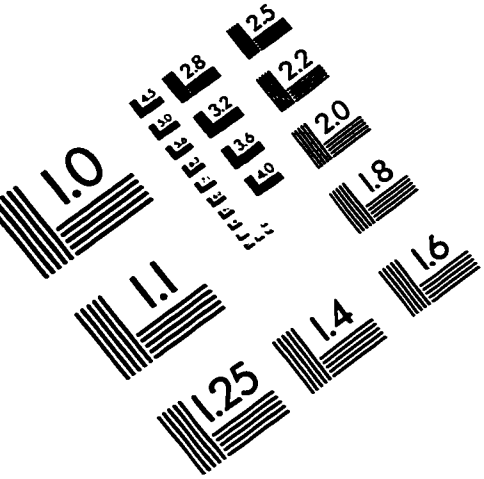
| Moment 6064 kN-m ( 0,78 * Mpr) (N.R) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 4.2 | 5.3 | 4.1 | 4.2 | 3.4 | -0.8 | 1.9 |
| 600 | -2.9 | -5.9 | -7.5 | -8.8 | -7.8 | -10.5 | -4.3 |
| 850 | -9.1 | -16.8 | -19.7 | -21.4 | -21.4 | -22.2 | -13.3 |
| 1100 | -8.1 | -21.7 | -22.5 | -22.3 | -28.0 | -30.0 | -18.4 |
| 1350 | 1.2 | -12.0 | -11.8 | -9.1 | -20.3 | -22.9 | -12.1 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

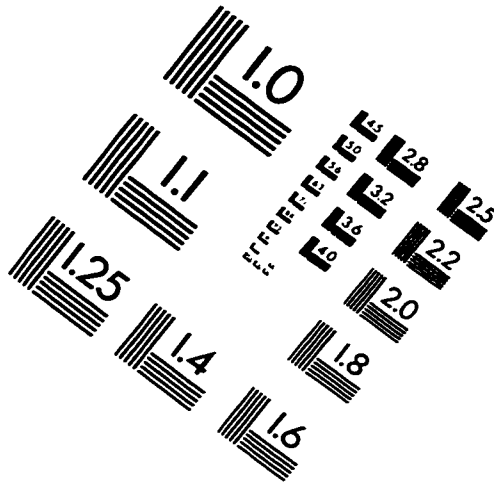
| Moment 6289 kN-m ( 0,81 * Mpr) (XYZ) | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 250 | 500 | 750 | 1000 | 1250 | 1500 | 1750 |
| Profondeur | | | | | | | |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 300 | 5.0 | 5.4 | 4.0 | 4.5 | 2.3 | 2.7 | 2.5 |
| 600 | -2.6 | -6.2 | -8.4 | -8.8 | -9.2 | -7.4 | -4.8 |
| 850 | -8.8 | -17.2 | -20.5 | -21.1 | -22.2 | -19.1 | -12.7 |
| 1100 | -7.5 | -21.8 | -22.4 | -19.8 | -28.5 | -27.0 | -17.7 |
| 1350 | 1.7 | -15.0 | -11.9 | -6.8 | -20.9 | -20.2 | -11.7 |
| 1600 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

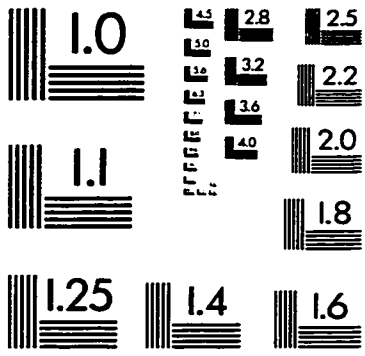
N.R signifie non-représenté sur la figure 4.31

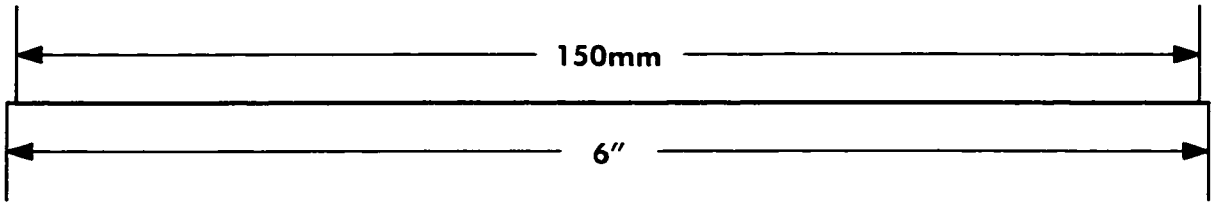
XYZ signifie que cette étape de chargement est représentée sur la figure 4.32

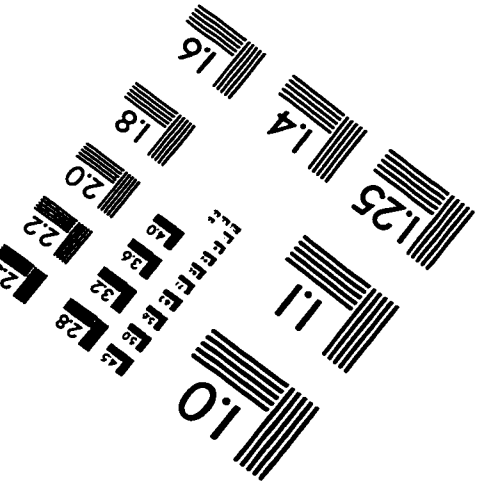
# IMAGE EVALUATION
# TEST TARGET (QA-3)

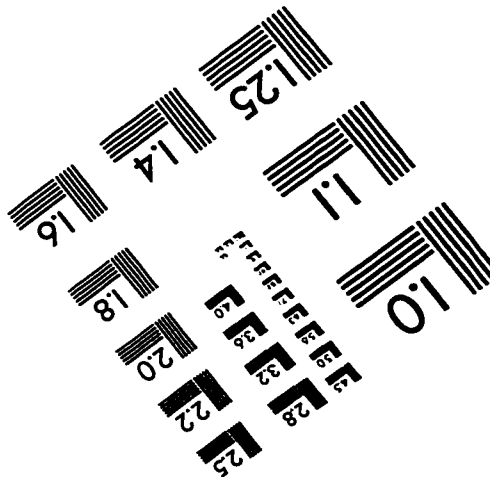



APPLIED IMAGE, Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved