NOTE TO USERS

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

291

This reproduction is the best copy available.

UMI

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DE BÂTIMENTS D'UN SEUL ÉTAGE EN ACIER AVEC DIAPHRAGME DE TOIT FLEXIBLE

TARIK RABIH BERAIR
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)
FÉVRIER 1999

© Tarik Rabih Berair, 1999

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.

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

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

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

0-612-42895-8

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DE BÂTIMENTS D'UN SEUL ÉTAGE EN ACIER AVEC DIAPHRAGME DE TOIT FLEXIBLE

présenté par: BERAIR Tarik Rabih

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., ing, président

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

M. FILIATRAULT André, Ph.D., ing., membre et codirecteur de recherche

M. TINAWI René, Ph.D., ing., membre

إلى الوالد رابح والوالدة نويل
و الأخوان مهدي و رشيد

À ma mère Noëlle, à mon père Rabih et
à mes frères Mahdi et Rashid

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier M. Robert Tremblay, le directeur de recherche, pour son enthousiasme, esprit de collaboration et soutien apportés tout au long de ce projet. Je tiens à remercier, également, M. André Filiatrault, le codirecteur, pour sa collaboration et son soutien bien appréciés dans ce projet. Je remercie, chaleureusement, toute l'équipe technique du Laboratoire des Structures de l'École Polytechnique, Denis Fortier, Patrice Bélanger et, à leur tête, M. Gérard Degrange. Leur esprit de collaboration, expertise et amabilité m'ont permis de mener ce projet à terme. Je tiens à remercier M. Martin Leclerc pour son aide bien appréciée. Je souligne l'aide précieuse des Étudiants Auxiliaires et Stagiaires. Je voudrais remercier également le Fond de Recherche et l'Aide à la Recherche du Québec (FCAR), Les Acier Canam, le Canadian Steel Sheet Building Institute et le Steel Deck Institute pour leurs contributions dans ce projet.

Je veux aussi remercier tous les membres de ma famille aux Soudan, France et Arabie Saoudite. Leurs lointains encouragements, soutien et amour étaient des sources continuelles de survie tout à travers ce projet. Je tiens à exprimer ma gratitude à mes collègues et amis de la section des Structures qui ont fait de mon passage à l'École Polytechnique un souvenir inoubliable. Je voudrais remercier Allah le Miséricorde pour m'avoir donné force et santé pour mener ce projet à terme.

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente une étude expérimentale sur le comportement d'un bâtiment en acier avec diaphragme de toit flexible. Dans ce projet on a évalué les effets de la flexibilité diaphragme de toit, de différents types d'excentricité et du site sur la réponse dynamique de ce type de structure. On a considéré trois types d'excentricité, soit l'excentricité de masse, l'excentricité de résistance et l'excentricité de rigidité. De plus, on a pris en considération deux sites différents, soit Victoria, Colombie-Britanique, et Québec, Québec.

Dans ce mémoire on présente un aperçu des études antérieures. Ensuite, on a conçu deux bâtiments prototypes faisant 60 m × 30 m × 6.6 m, l'un à Québec et l'autre à Victoria, en conformité avec les méthodes canadiennes actuelles de conception. On a ensuite défini un modèle d'analyse dimensionnelle qui nous a permis de faire le pont entre les bâtiments prototypes et le modèle d'essai à l'échelle de 1:7.5. Des analyses numériques ont permis de valider le modèle d'analyse dimensionnelle et de s'assurer que le modèle réduit reproduisait bien le comportement des bâtiments prototypes. Ensuite on a construit le modèle en considérant deux rigidités en cisaillement du toit. En tout 46 essais ont été réalisés, dont 15 dynamiques, 4 de caractérisation statique et 27 de caractérisation dynamique. On a remarqué que la flexibilité du diaphragme avait une influence sur les périodes de vibrations, les efforts au toit et les déformations dans le plan du diaphragme. De plus, on a trouvé que l'excentricité de résistance avait une grande influence sur la réponse torsionnelle. Finalement, on a validé les résultats d'un essai en utilisant un modèle analytique et le logiciel DRAIN2DX. La concordance entre les résultats expérimentaux et numériques était excellente.

ABSTRACT

This document presents an experimental study on the seismic behaviour of single-story steel buildings with flexible roof diaphragms. In this research, the effects of the flexibility of the roof diaphragm, different types of eccentricities and the site on the seismic behaviour are examined. Three types of eccentricities were investigated: masse eccentricity, stiffness eccentricity and strength eccentricity. By considering two sites, Victoria, British Columbia and Québec City, Québec, the influence of the seismic weight, as well as the frequency content of an earthquake on the seismic response could be studied.

The thesis presents a quick overview of past studies on the behaviour of flexible diaphragms. Two prototype buildings (60 m × 30 m × 6.6 m) were designed: one for Victoria and the other one for Québec City. Current Canadian building codes provisions were used in the design of these buildings. Then, a dimensional analysis was performed in order to link the prototype buildings to the test model. The scale factor was 1:7.5, which was governed by the space allowed around the shake table. Numerical simulations on the model and the prototype buildings enabled us to validate the accuracy of the dimensional analysis model. A total of 46 shake table tests were performed, including 15 dynamic tests, 4 for the static characterization and 27 for the dynamic characterization of the structure. It was found that the flexibility of the roof diaphragm influences the periods of vibration, the forces in the roof and the in-plane deformations of the diaphragm. A strong torsional response was observed in the case of strength eccentricity. Finally, in order to validate the results obtained with the test model, numerical analysis were performed on an analytical model with the computer program DRAIN2DX. A comparison between the experimental results of one test and the numerical showed an excellent correlation between both sets of results.

TABLE DES MATIÈRES

DEDICACE iv

REMERCIEMENTS v

RÉSUMÉ vi

ABSTRACT vii

TABLE DES MATIÈRES viii

LISTE DES TABLEAUX xv

LISTE DES FIGURES xvii

LISTE DES SYMBOLES xxvi

LISTE DES ANNEXES xxxi

1. CHAPITRE 1-INTRODUCTION **1**

1.1 DESCRIPTION DES BÂTIMENTS TRAITÉS DANS L'ÉTUDE 1

1.2 PROBLÉMATIQUE 2

1.3 OBJECTIFS DU MÉMOIRE 3

1.3.1 Validation des résultats des études antérieures 4

1.3.2 Étude des effets de la torsion 4

1.3.3 Acquisition d'une expertise dans la modélisation de bâtiments à échelle réduite 5

1.3.4 Concordance des résultats 5

1.4 MÉTHODOLOGIE 5

2. CHAPITRE 2-REVUE DE LA LITTÉRATURE 7

2.1 INTRODUCTION 7

2.2 CONCEPTION DES DIAPHRAGMES DE TOIT EN ACIER 8

2.3 MÉTHODE ACTUELLE DE CONCEPTION PARASISMIQUE 18

2.3.1 Charge sismique pour ossature principale 18

2.3.2 Calcul des flèches 22

2.3.3 Effets P-Δ 22

2.3.4 Prise en compte de la torsion 24

2.3.5 Prise en compte de la flexibilité du diaphragme dans la conception 28

2.4 COMPORTEMENT SISMIQUE PARTICULIER DES STRUCTURES AVEC DIAPHRAGME FLEXIBLE 30

2.4.1 Comportements statique et dynamique et influence de la flexibilité du diaphragme 31

2.4.2 Comportement de contreventements en acier en tension seulement 35

2.4.3 Réponse torsionnelle 37

2.5 ANALYSE DIMENSIONNELLE 45

2.5.1 Modèle parfait 48

2.5.2 Modèle de premier ordre 50

2.5.3 Paramètres pour le choix des matériaux 53

3 CHAPITRE 3-CONCEPTION DES BÂTIMENTS PROTPOTYPES 57

3.1 INTRODUCTION 57

3.2 CHOIX DES SITES ET DE LA TAILLE 57

3.2.1 Tremblay et Stiemer, 1996 57

3.2.2 Choix et justifications 59

3.2.3 Description de la structure du bâtiment prototype 60
3.3 NOTE DE CALCUL 61
3.3.1 Charges latérales 61
3.3.2 Charges de gravité 64
3.3.3 Conception des éléments du SRCL 65
3.3.4 Conception des éléments du SRCG 66
3.3.5 Calcul des flèches 67

4. CHAPITRE 4-ANALYSE DIMENSIONELLE **69**
4.1 INTRODUCTION 69
4.2 MODÈLE DE L'ANALYSE DIMENSIONNELLE 69
4.3 ANALYSES NUMÉRIQUES 72
4.3.1 Paramètres importants 73
4.3.2 Modèle analytique 73
4.3.3 Séismes 76
4.3.4 Maillage du diaphragme 78
4.3.5 Étude paramétrique 78
4.3.6 Résultats 79
4.3.7 Vibration libre 79
4.3.8 Analyses dynamiques 82

5.CHAPITRE 5-DESCRIPTION DU BÂTIMENT MODÈLE **90**
5.1 CHOIX DU FACTEUR D'ÉCHELLE 90
5.2 CADRE RIGIDE 93
5.3 ANALYSE DIMENSIONNELLE 94

5.4 ÉLÉMENTS DU SYSTÈME DE RÉSISTANCE AUX CHARGES DE GRAVITÉ 95
5.5 ÉLÉMENTS DU SYSTÈME DE RÉSISTANCE AUX CHARGES LATÉRALES 100
5.5.1 Diagonales 100
5.5.2 Diaphragme de toit 104
5.6 LES DÉTAILS 106
5.7 SYSTÈME DE SÉCURITÉ 111
5.8 MASSES 112
5.9 INSTRUMENTATION 118
5.10 SYSTÈME D'ATTACHE DU TOIT 125

6. CHAPITRE 6-LES ESSAIS 137
6.1 ESSAIS DYNAMIQUES 137
6.1.1 Paramètres étudiés 138
6.1.2 Procédure 141
6.1.3 Séismes 141
6.1.4 Calibration du simulateur sismique 146
6.2 ESSAIS DE CARACTERISATION DE LA STRUCTURE 148
6.2.1 Propriétés statiques 148
6.2.2 Propriétés dynamiques 150

7. CHAPITRE 7-RÉSULTATS DES ESSAIS DE CARACTERISATION 153
7.1 ESSAIS QUASI-STATIQUES 153
7.1.1 Essai #1 153
7.1.2 Essai #13 166

7.1.3 Essai #45 172

7.1.4 Essai #46 175

7.2 ESSAIS DE CARACTÉRISATION DYNAMIQUES 178

7.2.1 Essais de caractérisation des fréquences de vibration 178

7.2.2 Mesure de l'amortissement 189

8. CHAPITRE 9-RÉSULTATS DES ESSAIS DYNAMIQUES 191

8.1 ESSAI #4 191

8.1.1 Historiques des déplacements 192

8.1.2 Comportement hystérétique des contreventements 198

8.1.3 Historiques des accélérations 203

8.1.4 Contreventements longitudinaux 211

8.1.5 Déformations en cisaillement au toit 212

8.2 ESSAI #6 216

8.2.1 Historiques des déplacements au toit. 217

8.2.2 Comportement hystérétique des contreventements 219

8.2.3 Historiques des accélérations au toit 225

8.2.4 Contreventements longitudinaux 230

8.2.5 Déformations en cisaillement au toit 231

8.3 ESSAI #7 234

8.3.1 Historiques des déplacements 234

8.3.2 Comportement hystérétique des contreventements 236

8.3.3 Historiques des accélérations 241

8.3.4 Contreventements longitudinaux 246

8.4 ESSAI #5 ET EFFET DE L'AMPLITUDE DES SOLLICITATIONS 247

8.4.1 Historiques des déplacements 247

8.4.2 Comportement des contreventements latéraux 250

8.4.3 Accélérations au toit 251

8.4.4 Déformations en cisaillement au toit 254

8.5 ESSAI #3 257

8.5.1 Historiques de force dans les contreventements latéraux 257

8.5.2 Accélérations au toit 260

9.CHAPITRE 9-ÉTUDE PARAMÉTRIQUE **262**

9.1 EFFET DE LA FLEXIBILITÉ DU DIAPHRAGME 262

9.1.1 Propriétés dynamiques 262

9.1.2 Déplacements maximum au toit 264

9.1.3 Accélérations maximum au toit 267

9.1.4 Efforts au toit 268

9.2 EFFET DU TYPE D'EXCENTRICITÉ 271

9.2.1 Périodes naturelles 271

9.2.2 Accélérations longitudinales relatives 271

9.2.3 Efforts dans les contreventements longitudinaux 274

9.3 EFFETS DU SITE 277

9.3.1 Périodes naturelles 277

9.3.2 Historiques des déplacements 277

9.3.3 Efforts au toit 279

10.CHAPITRE 10-SIMULATIONS NUMÉRIQUES **280**

10.1 MODÈLE À PLUSIEURS DDL 280

10.1.1 Hypothèses de base 283

10.1.2 Périodes naturelles de vibration 283

10.1.3 Efforts au toit 284
10.1.4 Historique des déplacements 286
10.2 MODÈLE AVEC UN DDL 288
10.2.1 Hypothèses de base 288
10.2.2 Période naturelle de vibration 289
10.2.3 Historique des déplacements 289

11.CHAPITRE 11-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS **292**
11.1 VALIDATION DES ÉTUDES ANTÉRIEURES 292
11.1.1 Propriétés dynamiques 292
11.1.2 Distribution des efforts au toit 294
11.1.3 Déformation dans le plan du diaphragme 295
11.1.4 Niveaux de ductilité 295
11.2 REPONSE TORSIONNELLE 296
11.3 ACQUISITION D'UNE EXPERTISE DE CONCEPTION DE MODÈLE À ÉCHELLE RÉDUITE 297
11.4 CONCORDANCE DES RÉSULTATS 298
11.5 RECOMMENDATIONS 298
11.5.1 Essais futurs *299*
11.5.2 Analyses des résultats 300
11.5.3 Analyses numériques 300
11.5.4 Considérations pratiques 300

RÉFÉRENCES **296**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Une comparaison entre F et G' et les limites de flexibilité 15
Tableau 2.2 Coefficient R dans la norme CSA-S16.1-M94 19
Tableau 2.3Coefficient Sp dans le CNBC (1995) 29
Tableau 2.4 Facteurs de similitude dans le génie parasismique 53
Tableau 3.1 Paramètres de pondération pour le choix 58
Tableau 3.2 Données pour la conception à Québec et Victoria 61
Tableau 3.3 Éléments du système de résistance aux charges de gravité 67
Tableau 3.4 Calcul de la flèche 68
Tableau 4.1 Facteurs de similitude 72
Tableau 4.2 Paramètres pour les modèles analytiques 75
Tableau 4.3 Séismes 76
Tableau 4.4 Flèche à mi-longeur du toit 78
Tableau 4.5 Comparaison des périodes naturelles entre le prototype et le modèle, pour la ville de Québec 82
Tableau 5.1 Comparaison des propriétés du prototype et du modèle 95
Tableau 5.2 Propriétés mécaniques des contreventements 102
Tableau 5.3 Masse des membrures 115
Tableau 5.4 Distance du centre de masse de l'axe A 118
Tableau 5.5 Liste des instruments 124
Tableau 6.1 Essais dynamiques 138
Tableau 6.2 Essais quasi-statiques 149
Tableau 6.3 Essais de caractérisation des propriétés dynamiques 151
Tableau.7.1 Résistance des contreventements, Essai #1 162
Tableau7.2 Rigidité des contreventements, Essai #1 163
Tableau 7.3 Résistance des contreventements, Essai #13 169

Tableau 7.4 Fréquences de vibration 179
Tableau 7.5 Effet de l'excentricité de rigidité 180
Tableau 7.6 Effet de l'exc. de résistance 180
Tableau 7.7 Effet de la masse sismique 181
Tableau 7.8 L'amortissement 189
Tableau 8.1 Valeurs maximum de déplacement en terme de(Y/Yy) 194
Tableau 8.2 (T_{max} /Ty) et (de/dt)exp pour les contreventements latéraux, Essai #4 202
Tableau 8.3 Facteurs d'amplification, Essai #4 205
Tableau 8.4 Valeurs maximales de Y/Yy et T/Ty 223
Tableau 8.5 Valeurs des accélérations maximales et des facteurs d'amplification 226
Tableau 8.6 Valeurs maximales de Y/Yy et T/Ty, Essai #7 239
Tableau 8.7 Accélérations maximales et facteurs d'amplification 241
Tableau 8.8 Valeurs des déplacements maximum Y/Yy 248
Tableau 8.9 Comparaison entre Y/Yy et Tmax/Ty , Contreventements #8 et #11 251
Tableau 8.10 ACCÉLÉRATIONS MAXIMALES ET FACTEURS D'AMPLIFICATION 254
Tableau 9.1 Comparaison entre les périodes naturelles 263
Tableau 9.2 Comparaison entre les facteurs d'amortissement 264
Tableau 9.3 Déformations dans le plan du diaphragme 267
Tableau 9.4 Ville de Victoria, diaphragme flexible 272
Tableau 9.5 Ville de Québec, diaphragme flexible 273
Tableau 9.6 Ville de Victoria, diaphragme rigide 273
Tableau 9.7 Valeurs de M/My 276
Tableau 9.8 Excentricités réelles 276
Tableau 10.1 Hypothèses de base pour le modèle à plusieurs DDL 283
Tableau 10.2 Comparaison entre les périodes 284

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Bâtiment typique d'un seul étage en acier avec diaphragme de toit flexible (tiré de Tremblay et Stiemer, 1996).....2
Figure 2.1 Analogie de poutre assemblée (adapté de CSSBI, 1991).....10
Figure 2.2 Déformations dans le plan d'un diaphragme (adapté de CSSBI, 1991).....13
Figure 2.3 Déformation du diaphragme (tiré de CECM, 1978).....16
Figure 2.4 Couple de torsion dans un bâtiment (adapté de Filiatrault, 1996).....25
Figure 2.5 Analogie de poutre assemblée (adapté de Tremblay et Stiemer, 1996).....34
Figure 2.6 Dégradation de la courbe d'hystérésis d'un portique contreventé par un système résistant à la tension seulement (tiré de Filiatrault, 1996).....36
Figure 2.7 Bâtiment avec excentricité non nulle (tiré de T. Paulay, 1996).....39
Figure 2.8 Un système avec retenue torsionnelle *(torsionally unrestrained)* (tiré de Paulay, 1996).....41
Figure 2.9 Système "torsionally restrained".....43
Figure 3.1 Bâtiment prototype.....64
Figure 4.1 Modèle analytique.....74
Figure 4.2 Modes de déformation et rigidités respectives pour le prototype.....75
Figure 4.3 Périodes naturelles selon le nombre d'éléments de panneau.....77
Figure 4.4 Historique des déplacements à mi-longueur du toit, Victoria, sans excentricité avec G`=3.11 kN/mm.....77
Figure 4.5 Effet de la rigidité du toit sur la période naturelle pour les bâtiments prototypes à Victoria.....80
Figure 4.6 Effet du type d'excentricité sur la période naturelle, bâtiments situés à Québec.....81

Figure 4.7 Effet du type d'excentricité sur la période naturelle, bâtiments situés à Victoria 81
Figure 4.8 Historique des déplacements, Québec, G'=3.11 kN/mm 83
Figure 4.9 Courbe d'hystérésis pour le contreventement , Québec, G'=3.11 kN/mm 83
Figure 4.10 Historique des déplacements, Victoria, G'=3.11 kN/mm 84
Figure 4.11 Historique des déplacements, Victoria, G'=8.40 kN/mm 84
Figure 4.12 Historique des déplacements, Victoria, toit rigide. 85
Figure 4.13 Historique des rotations sur le toit, Québec, excentricité. de masse, ... 86
Figure 4.14 Historique des rotations, Québec, excentricité de rigidité, G'=3.11 kN/mm 87
Figure 4.15 Historique des rotations, Québec, excentricité de résistance, G'=3.11 kN/mm 88
Figure 4.16 Historique des déplacement, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm 88
Figure 4.17 Courbe d'hysterisis, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm 89
Figure 4.18 Historique des rotations, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm 89
Figure 5.1 Vue en plan du simulateur sismique. 91
Figure 5.2 Section A-A (fig. 5.1), une vue de côté du simulateur 92
Figure 5.3 Section du tablier 96
Figure 5.4 Vue en plan du toit du modèle 98
Figure 5.5 Vue partielle de face du modèle 99
Figure 5.6 Vue du côté Nord du modèle 100
Figure 5.7 Courbe contrainte-déformation moyenne pour l'acier des contreventements. 101
Figure 5.8 Contreventements utilisés dans l'étude 103
Figure 5.9 Poinçonnement type feuille/feuille 105
Figure 5.10 Connection de type A 107
Figure 5.11 Cellule de charge, et fixation du contreventement 108
Figure 5.12 Connection de type B 109
Figure 5.13 Connection de type C 110

Figure 5.14 Connection de type D 111
Figure 5.15 Méthode de fixation des masses 113
Figure 5.16 Configuration pour Victoria, diaphragme FLEXIBLE 114
Figure 5.17 Blocs ajoutés sous le tablier POUR QUÉBEC, DIAPHRAGME FLEXIBLE, ET POUR VICTORIA, DIAPHRAGME RIGIDE 116
Figure 5.18 Blocs sur le toit pour l'excentricité de masse, Victoria, POUR LES DEUX TYPES DE DIAPHRAGME 117
Figure 5.19 Blocs sur le toit pour Victoria, diaphragme rigide 117
Figure 5.20 Système en X 121
Figure 5.21 Instrumentation 123
Figure 5.22 Système d'attache 125
Figure 5.23 Cadre rigide 126
Figure 5.24 Vue du modèle d'essais 126
Figure 5.25 Vue en plan du modèle avant l'installation complète du tablier 127
Figure 5.26 Modèle avant de fixer les masses 127
Figure 5.27 Vue du côté Nord du modèle 128
Figure 5.28Vue du côté Ouest du modèle 128
Figure 5.29 Méthode de faire la fixation feuille/feuille 129
Figure 5.30 Fixation feuille/poutre pour le cas de diaphragme flexible 129
Figure 5.31 Poser les masses sur le tablier 130
Figure 5.32 Illustration des connections sur le tablier 130
Figure 5.33 Méthode de fixation des masses 131
Figure 5.34 Distribution des masses sur le tablier, Victoria, Rigide 131
Figure 5.35 Connection type B 132
Figure 5.36 Rotule entre un poteau et le cadre 132
Figure 5.37 Connection type A 133
Figure 5.38 Connection entre le contreventement et la cellule de charge 133
Figure 5.39 Masses fixées sous le tablier 134

Figure 5.40 Tous les types de contreventement utilisé dans L'ÉTUDE 134
Figure 5.41 Vue des contreventements 135
Figure 5.42 Contreventement résistant pour excentricité de résistance 135
Figure 5.43 Contreventement tendu et l'autre flambé 136
Figure 5.44 Deux contreventements flambés, K=0 136
Figure 6.1 Historique des déplacement sur le toit, G'=3.11 kN/mm, PS 100% 142
Figure 6.2 Spectre des accélérations absolues, AT 150%, 2% amort 144
Figure 6.3 Spectre des accélérations absolues, PS 100%, 2% d'mort, ... 144
Figure 6.4 Historique des accélérations normalisées, PS 100% 145
Figure 6.5 Historique des accélérations normalisées, AT 100% 145
Figure 6.6 Spectre des accélérations absolues, PS 50%, 2% amort. 147
Figure 6.7 Spectre des accélérations absolues, AT 100%, 2% d'amort. 148
Figure 7.1 Protocole d'essai, Essai #1 155
Figure 7.2 Déformation en cisaillement 156
Figure 7.3 Comportement hystéretique des déformation en cisaillement du toit, Essai #1 158
Figure 7.4 Comportement hystéretique avant la plastification des contreventement, Essai #1 159
Figure 7.5 Comportement hystéretique après la plastification des contreventements, Essai #1 160
Figure 7.6 Comportement hystéretique des contreventements #8 et #10, Essai #1 161
Figure 7.7 Courbe d'hysterisis des contreventements #9 et #11, Essai #1 162
Figure 7.8 Rigidité du contreventement #8, Essai #1 163
Figure 7.9 Rigidité du contreventement #9, Essai #1 164
Figure 7.10 Rigidité du contreventement #10, Essai #1 165
Figure 7.11 Rigidité du contreventement #11, Essai #1 165
Figure 7.12 Protocole d'essai, Essai #13 167
Figure 7.13 Comportement hystéretique du toit, Essai #13 168

Figure 7.14 Comportement hystéretique des contr. #8 et #10, Essai #13 169
Figure 7.15 Comportement hystéretique des contr.#9 et #11, Essai #13 170
Figure 7.16 Rigidité du contreventement #8, Essai #13 170
Figure 7.17 Rigidité du contreventement #9, Essai #13 171
Figure 7.18 Rigidité du contreventement #10, Essai #13 171
Figure 7.19 Rigidité du contreventement #11, Essai #13 172
Figure 7.20 Protocole d'essai, Essai #45 173
Figure 7.21 Comportement chargement-déchargement, Essai #45 174
Figure 7.22 Comportement chargement-déchargement, Essai #45 174
Figure 7.23 Protocole d'essai, Essai #46 175
Figure 7.24 Comportement hystéretique, Essai #46 177
Figure 7.25 Comportement hystéretique, Essai #46 177
Figure 7.26 Modes de vibration 179
Figure 7.27 Centre, A20, Essai #24 182
Figure 7.28 Nord, A18, Essai#24 183
Figure 7.29 Sud, A22, Essai #24 183
Figure 7.30 Déphasage entre Sud et Nord, A22 et A18, Essai #24 184
Figure 7.31 Centre, A20, Essai #26 185
Figure 7.32 Nord, A18, Essai #26 185
Figure 7.33 Sud, A22, Essai #26 186
Figure 7.34 Déphasage entre Sud et Nord, A22 et A18, Essai #26 186
Figure 7.35 Centre, A20, Essai #28 187
Figure 7.36 Nord, A18, Essai #28 188
Figure 7.37 Sud, A22, Essai #28 188
Figure 7.38 Déphasage entre Nord et Sud, A18 et A20, Essai #28 189
Figure 8.1 Historique des déplacements D3, Nord, Essai#4 195
Figure 8.2 Historique des déplacements D4, Centre-Nord, Essai#4 195
Figure 8.3 Historique des déplacements D5, Centre, Essai#4 196

Figure 8.4 Comparaison entre les historiques des déplacements D24, Centre-Sud, et D4, Nord-Centre Essai#4 196
Figure 8.5 Historique des déplacements D7, Sud, Essai#4 197
Figure 8.6 Comparaison des historiques des déplacements aux Nord, Centre et Sud, Essai #4 197
Figure 8.7 Comportement hystérétique, contreventement #8, Essai #4 199
Figure 8.8 Comportement hystérétique, contreventement #9, Essai #4 200
Figure 8.9 Comportement hystérétique, contreventement #10, Essai #4 200
Figure 8.10 Comportement hystérétique, contreventement #11, Essai #4 201
Figure 8.11 Historique des forces dans les contreventements #8 et #9, Essai #4 202
Figure 8.12 Historique des forces dans les contreventements #10 et #11, Essai #4 203
Figure 8.13 Historique des accélérations absolues A23, Essai #4 205
Figure 8.14 Historique des accélérations verticales absolues A2, Essai #4 206
Figure 8.15 Historique des accélérations absolues A18, Nord, Essai #4 206
Figure 8.16 Historique des accélérations absolues A19, Nord-Centre, Essai #4 207
Figure 8.17 Historique des accélérations absolues A20, Centre, Essai #4 207
Figure 8.18 Historique des accélérations absolues A21, Centre-Sud, Essai #4 208
Figure 8.19 Historique des accélérations absolues A22, Sud, Essai #4 208
Figure 8.20 Spectre des accélérations verticales sur le cadre, A2, Essai #4 209
Figure 8.21 Historique des accélérations longitudinales absolues (A25 et A26) au toit, Essai #4 210
Figure 8.22 Historique des accélérations longitudinales relatives sur le toit, Essai #4 210
Figure 8.23 Historique des forces, contrevetements #12 et #13, Essai #4 211
Figure 8.24 Historique des forces contreventements #14 et #15, Essai #4 212
Figure 8.25 Historique des déplacements L00 et L01 pour X1, Essai #4 214
Figure 8.26 Historique des déplacements de L02 et L03 pour X2, Essai #4 214
Figure 8.27 Historique des déplacements de L04 et L05 pour X3, Essai #4 215
Figure 8.28 Historique des déplacements de L07 pour X4, Essai #4 215

Figure 8.29 Enveloppe des forces en cisaillement, Essai #4 216
Figure 8.30 Historique des déplacements D3, Nord, Essai #6 218
Figure 8.31 Historique des déplacements D7, Sud, Essai #6 218
Figure 8.32 Comparaison des historiques des déplacements aux Nord, Sud et Centre, Essai #6 219
Figure 8.33 Comportement hystérétique contreventement #8, Essai #6 221
Figure 8.34 Comportement hystérétique contreventement #9, Essai #6 221
Figure 8.35 Comportement hystérétique contreventement #10, Essai #6 222
Figure 8.36 Comportement hystérétique contreventement #11, Essai #6 222
Figure 8.37 Historiques des forces contr. #8 et #9, Essai #6 224
Figure 8.38 Historiques des forces contr. #10 et #11, Essai #6 224
Figure 8.39 Historique des accélérations absolues A23 sur le cadre rigide, Essai #6 226
Figure 8.40 Historique des accélérations au toit A18, Nord, Essai #6 227
Figure 8.41 Historique des accélérations au toit A20, Centre, Essai #6 227
Figure 8.42 Historique des accélérations au toit A22, Sud, Essai #6 228
Figure 8.43 Historiques des accélérations longitudinales au toit, A25 et A26 , Essai #6228
Figure 8.44 Historique des accélérations longitudinales relatives, Essai #6 229
Figure 8.45 Position de la résultante des forces d'inertie, Essai #6 229
Figure 8.46 Historiques des forces contreventements #12 et #13, Essai #6 230
Figure 8.47 Historiques de force contreventements #14 et #15, Essai #6 231
Figure 8.48 Historiques de déplacement des L00 et L01 pour X1, Essai #6 232
Figure 8.49 Enveloppe des forces en cisaillement, Essai #6 233
Figure 8.50 Distribution des moments normalisés sur le toit, Essai #6 233
Figure 8.51 Historique des déplacements D3, Nord, Essai #7 235
Figure 8.52 Historique de déplacements D7, Sud, Essai #7 235
Figure 8.53 Comparaison entre les historiques des déplacement au Nord, au Sud et au Centre, Essai #7 236
Figure 8.54 Comportement hystérétique contreventement #8, Essai #7 237

Figure 8.55 Comportement hystérétique contreventement #9, Essai #7 238
Figure 8.56 Comportement hystérétique contreventement #10, Essai #7 238
Figure 8.57 Comportement hystérétique contreventement #11, Essai #7 239
Figure 8.58 Historiques des forces contreventements #8 et #9, Essai #7 240
Figure 8.59 Historiques des forces contreventements #10 et #11, Essai #7 240
Figure 8.60 Historique des accélérations au toit A18, Nord, Essai #7 242
Figure 8.61 Historique des accélérations au toit A20, Centre, Essai #7 243
Figure 8.62 Historique des accélérations au toit A22, Sud, Essai #7 243
Figure 8.63 Comparaison entre les accélérations entre la 4ième et 6ième seconde du séisme, Essai #7 244
Figure 8.64 Historiques des accélérations longitudinales au toit, A25 et A26, Essai #7244
Figure 8.65 Historique des accélérations longitudinales relatives, Essai #7 245
Figure 8.66 Position de la résultante des forces d'inertie, Essai #7 245
Figure 8.67 Historiques des forces contreventements #12 et #13, Essai #7 246
Figure 8.68 Historiques des forces contreventements #14 et #15, Essai #7 247
Figure 8.69 Comparaison entre les historiques de déplacement, D3, Nord. 248
Figure 8.70 Comparaison entre les historiques de déplacement, D7, Sud 249
Figure 8.71 Comparaison entre les historiques de déplacement, D5, Centre. 249
Figure 8.72 Comparaison entre les comportements hystérétiques du contreventement #8 250
Figure 8.73 Comparaison entre les comportements hystérétiques du contreventement #11 251
Figure 8.74 Comparaison entre les historiques d'accélération, A18, Nord 252
Figure 8.75 Comparaison entre les accélérations au Nord, Essais #4 et #5 253
Figure 8.76 Comparaison entre les historiques d'accélération, A20, Centre 253
Figure 8.77 Distribution des forces de cisaillement 255
Figure 8.78 Distribution des moments 256
Figure 8.79 Distribution des moments normalisés 256

Figure 8.80 Historiques des forces contreventements #8 et #9, Essai #3 258
Figure 8.81 Historique des forces contreventements #10 et #11, Essai #3 259
Figure 8.82 Historique des déplacements au toit, Centre-Sud, Essai#3 259
Figure 8.83 Comportement hystérétique approximative du contreventement #9. Essai #3 260
Figure 8.84 Historique des accélérations A18, Nord, Essai #3 261
Figure 8.85 Historique des accélérations A20, Centre, Essai #3 261
Figure 9.1 Rapports entre les déplacements maximum 261
Figure 9.2 Rapport entre les accélérations maximum 263
Figure 9.3 Distribution des forces de cisaillement 264
Figure 9.4 Distribution du moment fléchissant 265
Figure 9.5 Historiques des déplacements pour X1, Essai #6 265
Figure 9.6 Historique de M/My, Essai #15 270
Figure 9.7 Historique des déplacements au Nord, Essai #8 273
Figure 10.1 Modèle à plusieurs DDL 282
Figure 10.2 Rigidités associées à chaque mode de déformation des éléments panneau.282
Figure 10.3 Distribution des forces de cisaillement 285
Figure 10.4 Distribution des moments fléchissants 286
Figure 10.5 Historiques des déplacements, au Nord 287
Figure 10.6 Historiques des déplacements, au Centre 287
Figure 10.7 Historiques des déplacements, au Sud 288
Figure 10.8 Modèle à un DDL 289
Figure 10.9 Comparaison entre les historiques des déplacements, au Nord, au Centre et au Sud Essai #4 et le modèle à 1 DDLD 290

LISTE DES SYMBOLES

CSSBI:	Canadian Steel Sheet Building Institute
SDI:	Steel Deck Institute
A:	Aire d'une section
A_g:	Aire nette d'une section
a:	Accélération
a_r:	Facteur de similitude pour l'accélération
b:	Largeur d'un panneau
C:	Coefficient qui prend en compte la flexibilité des connecteurs
$C_{1.1}$:	Coefficient de flexibilité du diaphragme due à la distorsion de la tôle
$C_{1.2}$:	Coefficient de flexibilité du diaphragme due à la déformation en cisaillement
$C_{2.1}$:	Coefficient de flexibilité du diaphragme due aux fixations tôle/poutrelle
$C_{2.2}$:	Coefficient de flexibilité du diaphragme due aux fixations tôle/tôle
$C_{2.3}$:	Coefficient de flexibilité du diaphragme dus aux assemblages aux poutres de rive
C_3:	Coefficient de flexibilité du diaphragme due à la déformation en flexion
C_e:	Coefficient d'exposition
C_f:	Charge de gravité pondérée
C_g:	Coefficient de rafale
CM	Centre de masse
CR	Centre de rigidité
C_p:	Coefficient d'exposition extérieure
C_{total}:	Coefficient de flexibilité totale du diaphragme
CV:	Centre de résistance
D:	Largeur du diaphragme, ou charge permanente

D_n:	Coefficient de relaxation dû au gauchissement du tablier
D_s:	Longueur de l'ossature contreventée
d:	Largeur de la section d'une nervure ou largeur du toit
E:	Module de Young de l'acier ou charge sismique
E_r:	Facteur de similitude pour le module de Young
e:	Épaisseur de l'acier
$e_{x \text{ ou } y}$:	Excentricité en x ou y
F:	Flexibilité en cisaillement du diaphragme, ou coefficient de fondation
F_1:	Contribution de l'acier dans la flexibilité F
F_2:	Contribution de du gauchissement des nervures et des connections à la flexibilité F
F_3:	Effet de portée dans la flexibilité F
F_i:	Force horizontale agissant à l'étage
F_y:	Limite élastique de l'acier
G':	Rigidité en cisaillement du diaphragme
g:	Accélération gravitationnelle
I:	Moment d'inertie ou coefficient d'importance
I_{toit}:	Moment d'inertie en flexion du diaphragme
h:	Hauteur d'une nervure
h_n:	Hauteur d'un bâtiment
h_s:	Hauteur de l'étage
K:	Rigidité translationnelle
$\overline{K}$:	Constante qui est fonction de la géométrie d'une nervure
K_B:	Rigidité d'un contreventement
K_t:	Rigidité torsionnelle
L:	Longueur du diaphragme ou charge vive
l_r:	Facteur d'échelle
M:	Masse, ou moment fléchissant

M_{max}:	Moment maximum
M_r:	Facteur de similitude pour la masse totale
M_y:	Moment fléchissant élastique
m`:	Masse surfacique
N:	Nombre d'étages
n:	Nombre de panneaux sur la longueur d'un diaphragme
n_p:	Nombre de poutrelles
n_s:	Nombre de fixations tôle/tôle
n_{sh};	Nombre de tôles par panneau
q:	Charge appliquée en cisaillement, ou pression dynamique de référence
q_{moy}	Charge moyenne appliquée en cisaillement
R:	Coefficient de réduction des charges sismiques
r:	Rayon de giration
$\bar{r}$:	Vecteur de déplacement
$\bar{r}_0$:	Vecteur de déplacement initial
P-Δ:	Effets de second ordre
p:	Pression extérieure sur une structure
S:	Spectre de réponse élastique normalisé
s:	Largeur d'une section d'une nervure
s_p:	Coefficient de flexibilité des connecteurs tôle/poutrelles
s_{pr}:	Coefficient de flexibilité des connections poutre/poutrelle
s_s:	Coefficient de flexibilité des connecteurs tôle/tôle
T:	Période naturelle de vibration, ou force axiale dans un contreventement
T_0:	Température initiale
T_{max}:	Effort de traction maximal
T_y:	Force axiale de plastification d'un contreventement
t:	Épaisseur de l'acier
t_0:	Temps initial

t_r:	Facteur de similitude pour le temps
U:	Coefficient d'étalonnage
U_2:	Coefficient d'amplification
V:	Force de cisaillement à la base
V_e:	Approximation de l'effort tranchant à la base d'une structure élastique
V_f:	Charge latérale pondérée
V_p:	Force latérale pondérée assignée à une partie d'une structure
V_y:	Effort limite en cisaillement d'un élément
v:	Rapport de vitesse pour un site, ou vitesse
W:	Poids
W_i:	Poids assigné à l'étage I
W_p:	Poids assigné à une partie d'une structure
w:	Charge distribuée appliquée horizontalement
X:	Variable physique
y:	Déplacement
y_{max}:	Déplacement maximal
α_1, α_2 et α_3:	Coefficients de réduction pour prendre en compte le nombre de poutrelles dans un panneau
α:	Coefficient d'amortissement de Rayleigh associé à la masse
β_1 et β_2:	Coefficients de réduction pour prendre en compte le nombre de fixations tôle/poutrelle
β:	Coefficient d'amortissement de Rayleigh associé à la rigidité
Δ_B:	Déformation horizontale des contreventements
$\Delta_{élastique}$:	Déformation élastique
Δ_f:	Déformation en flexion du diaphragme, ou déplacement horizontal
$\Delta_{inélastique}$:	Déformation inélastique
Δ_{mx}:	Déformation inter-étage inélastique maximale

Δ_T:	Déformation totale
Δ_s:	Déformation en cisaillement du diaphragme
δ_I:	Déformation élastique produite à l'étage I
$\dot{\varepsilon}$:	Taux de déformation
λ_y:	Facteur de prise en compte des éléments perpendiculaires à la rigidité torsionnelle
μ:	Niveau de ductilité
μ_{max}:	Niveau de ductilité maximal
ν:	Coefficient de Poisson de l'acier
π:	Coefficient adimensionnel
θ:	Angle de rotation
θ_x:	Coefficient de stabilité
ρ:	Masse volumique
ρ_r:	Facteur de similitude pour la masse volumique
σ:	Contrainte
σ_0:	Contrainte initiale
σ_y:	Limite élastique
ω:	Fréquence angulaire
ω_0:	Facteur qui prend en compte l'excentricité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE-A. Plan du cadre rigide.....309

ANNEXE-B. Fiche technique pour le tablier du modèle d'essais 311

ANNEXE-C. Essai de traction.....314

ANNEXE-D. Calcul du centre de masse au toit.....317

ANNEXE-E. Calcul de la rigidité G' du diaphragme du modèle d'essais 318

ANNEXE-F Calcul de la flexibilité, CTOTALdu diaphragme de toit. 323

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

Dans ce premier chapitre on décrit les structures traitées dans ce travail. Ensuite on présente la problématique qui nous a poussé à effectuer cette étude. De plus, on souligne les objectifs spécifiques ainsi que la méthodologie utilisée dans le projet de recherche.

1.1 DESCRIPTION DES BÂTIMENTS TRAITÉS DANS L'ÉTUDE

Les bâtiments concernés dans cette étude sont d'un seul étage, en acier, avec diaphragme de toit flexible. Ce type de bâtiments est très courant, au vu d'un grand nombre de centres commerciaux et de bâtiments industriels que l'on rencontre dans les villes nord américaines (voir fig.1.1). En général, le toit comprend un tablier métallique qui est posé sur des poutres et poutrelles et le tablier forme un diaphragme horizontal pouvant se déformer dans son propre plan. Ce tablier est fait de feuilles larges de 600 mm à 900 mm et longues de 4 à 8 m. La profondeur des nervures de ces tabliers est typiquement de 38 mm ou 76 mm avec une forme trapézoidalle. L'épaisseur nominale de l'acier varie entre 0.76 mm et 1.22 mm. La toiture est supportée par des poteaux, bi-rotulés, faits généralement de sections en I ou de sections tubulaires. Le système de résistance aux charges latérales est formé de contreventements verticaux, généralement des treillis en acier, et du diaphragme de toit. Toutefois, dans le calcul des charges sismiques équivalentes, on ne considère généralement que les contreventements verticaux. Les diaphragmes sont calculés pour les charges horizontales (séisme et vent), mais l'influence de leur flexibilité sur le comportement sismique de ces structures est généralement ignorée.

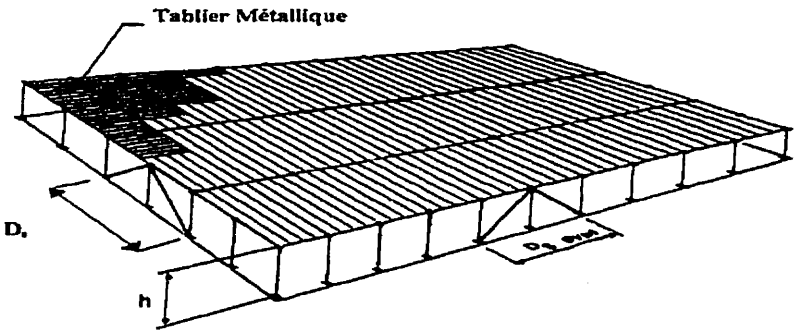


Figure 1.1 Bâtiment typique d'un seul étage en acier avec diaphragme de toit flexible (tiré de Tremblay et Stiemer, 1996).

1.2 PROBLÉMATIQUE

La conception du système de résistance aux charges latérales (SRCL) dans les bâtiments courants en acier d'un seul étage est souvent gouvernée par les charges sismiques, puisque la hauteur est faible et que le vent a peu d'emprise sur les bâtiments. Dans les régions où la surcharge de neige est importante, la domination des sollicitations sismiques est plus grande due aux forces d'inertie plus importantes.

Dans la conception parasismique des codes de bâtiment nord-américains, les sollicitations sismiques sont représentées par des charges statiques équivalentes. Le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC 1995) ne permet, implicitement, le développement de déformations inélastiques que dans les contreventements verticaux durant un tremblement de terre, puisque le choix du coefficient de réduction des charges R dépend

uniquement du système de contreventement vertical. Toutefois, l'hypothèse principale dans le code reste que le diaphragme de toit est infiniment rigide.

Des études analytiques récentes (ex.: Celebi *et al.*, 1989; Jain et Jenning, 1985; Shepherd et Donald, 1967; Tremblay et Stiemer, 1996) sur des bâtiments symétriques simples ont montré que la flexibilité du diaphragme de toit influence grandement le comportement de ces bâtiments sous l'effet des séismes. Toutefois, peu d'études expérimentales ont été effectuées afin de valider ces résultats. De plus, des essais sismiques sur des modèles réduits de diaphragmes en acier sont très rares, sinon inexistants. Finalement, on ne dispose d'aucune information sur l'influence de la torsion horizontale sur le comportement inélastique de ces bâtiments. L'hypothèse principale du calcul de la torsion dans la majorité des codes de conception est que la structure demeure élastique et, surtout, que le diaphragme de toit est infiniment rigide, ce qui n'est pas le cas des bâtiments traités dans le présent projet.

1.3 OBJECTIFS DU MÉMOIRE

Dans cette section on élabore les quatre objectifs principaux de ce mémoire. Le premier objectif est de valider expérimentalement ce qui a été effectué en terme d'analyses numériques en ce qui a trait à l'effet de la flexibilité du toit sur la réponse dynamique de ces structures. Le deuxième objectif est d'étudier expérimentalement les effets des différents types d'excentricité sur la réponse torsionnelle de ces bâtiments. Le troisième objectif de cette étude est de nous permettre d'acquérir une certaine expertise dans la modélisation de bâtiments à échelle réduite. Finalement, cette étude nous permet de vérifier la concordance entre le comportement d'un spécimen au laboratoire et celui d'un modèle analytique.

1.3.1 Validation des résultats des études antérieures

Le présent projet de recherche a comme objectif premier de valider, expérimentalement, les résultats obtenus à ce jour des études analytiques sur le comportement des bâtiments en acier d'un seul étage, symétriques et simples, avec diaphragme de toit flexible, lorsque soumis à des mouvements du sol dus aux séismes. Plus spécifiquement, on désire vérifier l'influence de la flexibilité du diaphragme de toit sur ce comportement. La raison principale de cette validation est de mieux prévoir le comportement sismique, en général, de ces bâtiments dans leur conception et d'identifier les paramètres qui ont une influence sur ce comportement. Cette validation est effectuée en examinant les propriétés dynamiques de ces structures, la distribution des efforts sur le toit, les niveaux de ductilité atteints dans les contreventements, les flèches et la déformation en plan du diaphragme.

1.3.2 Étude des effets de la torsion

Le second objectif du mémoire est d'obtenir, expérimentalement, des informations sur les effets de la torsion sur le comportement sismique des bâtiments en acier d'un seul étage avec diaphragme de toit flexible. Plus précisément, on examine l'influence de la flexibilité du diaphragme de toit sur le comportement sismique lorsqu'une excentricité dans le système est introduite au niveau de la masse, de la rigidité des contreventements verticaux ou de la résistance des contreventements verticaux.

1.3.3 Acquisition d'une expertise dans la modélisation de bâtiments à échelle réduite

Cette étude permet, enfin, d'acquérir une expertise dans la modélisation de bâtiments à échelle réduite pour des essais dynamiques non linéaires.

1.3.4 Concordance des résultats

Un des objectifs du projet de recherche est d'élaborer un modèle analytique qui reproduit le comportement du spécimen. Par conséquent, on est capable de comparer les résultats expérimentaux avec ceux des simulations numériques.

1.4 MÉTHODOLOGIE

Afin d'atteindre les objectifs établis précédemment, deux bâtiments prototypes d'un seul étage, possédant le même système de résistance aux charges latérales, ont été conçus. Un de ces bâtiments a été conçu pour la ville de Victoria et l'autre pour la ville de Québec. À l'étape de la conception des bâtiments prototypes, on a procédé à des analyses dynamiques non linéaires afin de s'assurer que les bâtiments choisis sont appropriés à l'étude et que leurs caractéristiques sont adéquates.

Une fois les prototypes conçus on a déterminé la taille du modèle et on a choisi les matériaux pour le construire. Les contraintes s'appliquant à la construction et à la mise sous essais du modèle (dimensions, capacité des équipements, matériaux...etc.) ont été prises en compte. Le modèle a été conçu en respectant, le plus fidèlement possible, les règles de similitude applicables aux études sur modèles de taille réduite. Afin de s'assurer

que le modèle reproduit le comportement du prototype, des analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées et une comparaison a été faite entre le modèle et le prototype.

On a procédé à des essais sur le modèle réduit à l'aide du simulateur sismique de l'École Polytechnique de Montréal. Plusieurs essais ont été réalisés sur ce modèle afin d'obtenir l'information requise, tout en variant certaines caractéristiques du modèle (ex. rigidité, résistance, centre de masse et la rigidité du diaphragme). Le modèle a été soumis à deux séismes de caractéristiques différentes (Est et Ouest de l'Amérique du Nord).

Finalement, on a effectué quelques analyses dynamiques sur le modèle numérique afin de reproduire les résultats expérimentaux obtenus du modèle. Cette étape avait pour but de valider ces résultats.

CHAPITRE 2
REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 INTRODUCTION

Dans ce deuxième chapitre, on présente la revue de la littérature et des ouvrages traitant du sujet. Plusieurs publications pertinentes concernant le sujet du comportement des bâtiments d'un seul étage avec diaphragmes de toit flexibles, ainsi que le calcul parasismique, incluant les effets de la torsion horizontale, ont été révisées et un bref résumé est présenté. De plus, on présente une sous section sur la conception sismique des diaphragmes flexibles dans le code canadien (CNBC (1995)) et les codes américains (NEHRP (1994), ATC(1981) et UBC (1994)). Puisque le comportement des contreventements est primordial dans la présente étude, plusieurs ouvrages ont été consultés. De plus, des publications qui traitent de l'analyse dimensionnelle, ainsi que des règles de similitude pour la conception des modèles réduits, principalement dans le génie parasismique, ont été revues.

Il faut préciser que plusieurs chercheurs ont étudié, analytiquement, l'influence de la flexibilité du diaphragme de toit sur le comportement sismique d'un bâtiment. Toutefois, les études expérimentales sur des modèles réduits sont rares, sinon inexistantes.

2.2 CONCEPTION DES DIAPHRAGMES DE TOIT EN ACIER

Les bâtiments doivent être capables de reprendre les charges latérales de vent et de séisme. Dans les bâtiments d'un seul étage, ces charges sont d'abord reprises par le diaphragme de toit qui les redistribuent aux éléments de contreventements verticaux. Dans la majorité des normes, les sollicitations horizontales dues aux séismes sont représentées par des charges statiques équivalentes. Par conséquent, les méthodes de calcul existantes pour le diaphragme de toit ont été établies (CECM, 1978, CSSBI, 1991 et SDI, 1991) pour des charges horizontales statiques. Dans cette section, on examine les états limites ultimes et de service pour le diaphragme de toit.

Pour le calcul du diaphragme on identifie trois états limites:

(i) La résistance au cisaillement (état limite ultime).
(ii) La résistance à la flexion (état limite ultime).
(iii) La déformation dans le plan du diaphragme (état limite d'utilisation).

Le *Canadian Steel Sheet Building Institute* (CSSBI, 1991) et le *Steel Deck Institute* (SDI, 1991) proposent, pour la conception d'un diaphragme de toit, une analogie entre le diaphragme et une poutre assemblée (*plate girder*), où l'âme, le tablier en acier, résiste au cisaillement et les ailes, les éléments porteurs se trouvant sur le périmètre, ex. poutres, aux efforts de flexion. Cette analogie est illustrée aux figures 2.1 et 2.5, pour le cas d'un bâtiment rectangulaire simple avec contreventements verticaux en périphérie.

La capacité de l'âme à résister au cisaillement dépend de:

(i) L'aire de la section, l'épaisseur de l'acier, la limite élastique de l'acier et le profil des nervures du tablier. Au Canada, on utilise des tabliers métalliques avec nervures de 38 mm ou 76 mm de profondeur, de l'acier ASTM-A653-SQ230 et une épaisseur nominale variant entre 0.76 mm à 1.22 mm.

(ii) L'emplacement, le type et l'espacement des connecteurs. Ces connecteurs jouent un rôle primordial dans la capacité du diaphragme à transférer les charges appliquées, ainsi que dans la rigidité du diaphragme. Dans le CSSBI et le SDI on fait la différence entre les connecteurs entre le tablier et la structure et ceux entre les feuilles du tablier. On utilise des connecteurs de type soudure, vis ou clous entre les feuilles et les poutres et poutrelles. De plus, entre les feuilles on utilise des connecteurs de type soudure ou poinçonnement.

La déformation dans le plan du diaphragme est très importante pour la bonne tenue en service de la structure. Par conséquent, il est primordial de bien prédire cette déformation. Dans la plupart des codes de conception des diaphragmes on identifie deux composantes de déformation du diaphragme: Δ_f et Δ_s (voir fig. 2.2).

$$\Delta_T = \Delta_f + \Delta_s \qquad \textbf{(2-1)}$$

La composante Δ_f est la déformation flexionnelle conventionnelle. Toutefois, on ne prend en compte dans le calcul du moment d'inertie du toit $\mathbf{I}_{toit}$ que les semelles, qui sont les éléments situés sur le périmètre du diaphragme et perpendiculaire à la direction du séisme.

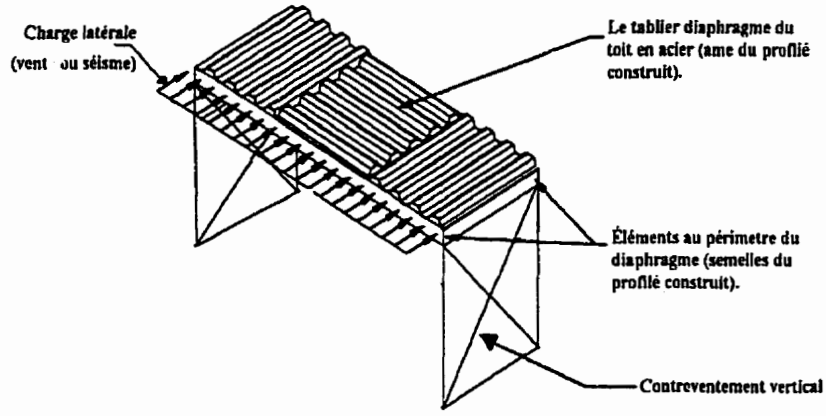


Figure 2.1 Analogie de poutre assemblée (adapté de CSSBI, 1991).

Par contre, Δ_s est la composante de déformation qui dépend de la déformation en cisaillement du tablier. Celle-ci est influencée par la flexibilité des connecteurs entre le tablier et les poutres et poutrelles et le glissement des connecteurs entre les différentes feuilles du tablier en acier.

À titre d'exemple, la déformation en plan du diaphragme pour le cas simple illustré aux figures 2.2 et 2.5, est, en se basant sur la méthode du CSSBI (1991) :

$$\Delta_T = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{FLq_{moy}}{2 \times 10^6} \qquad \textbf{(2-2)}$$

où

F: coefficient de flexibilité exprimé en mm$\times 10^{-6}$/N

w: charge horizontale appliquée par unité de longueur (N/mm).

L: longueur du diaphragme (mm).

E: module de Young de l'acier (MPa)

$\mathbf{I_{toit}}$: inertie en flexion du diaphragme et égale à $\mathbf{A_g D^2/2}$

$\mathbf{q_{moy}}$: effort de cisaillement moyen dans le diaphragme (N/mm)

$\mathbf{A_g}$: aire brute de la section de l'élément de rive

D: largeur du diaphragme

Dans l'équation (2-2), le premier terme représente la déformation en flexion (Δ_f), alors que le deuxième terme est la déformation en cisaillement (Δ_s). De plus, l'inertie en flexion $\mathbf{I_{toit}}$ est calculée en fonction de l'aire de la section des poutres de rive et de leur distance du centre de la structure. Puisque cette distance est relativement élevée, l'inertie de la section de la poutre elle-même est négligée.

Pour le calcul du facteur de flexibilité **F** pour un tablier en acier nervuré, le CSSBI indique le suivant:

$$\mathbf{F=F_1+F_2+F_3 \quad (mm\times10^{-6}/N)} \qquad \mathbf{(2\text{-}3)}$$

où $\mathbf{F_1}$ est la contribution de l'acier de base, $\mathbf{F_2}$ la contribution du gauchissement des nervures et connections, et $\mathbf{F_3}$ est l'effet de la portée du tablier. Ces trois facteurs se calculent comme suit:

$$F_1 = \frac{10^6}{(t_1)G} \tag{2-4}$$

$$F_2 = bL_v^2 C_4 \left[\frac{1}{(3.82)I_D} + \frac{23}{L_v^2 dS(t_1 + t_2)} \right] \frac{q_1}{q_1 + q_2} \ (\mathrm{mm} \times 10^{-6}/\mathrm{N}) \tag{2-5}$$

$$F_3 = \frac{44200R}{L_v \left[t_1 + \frac{n^2 t_2^{\,3}}{22h} \right]} \ (\mathrm{mm} \times 10^{-6}/\mathrm{N}) \tag{2-6}$$

où:

b: largeur d'une feuille, en mm

C_4: égale à 1 pour poinçonnement, et **1829/L_v** pour soudures

d: distance entre les connecteurs feuilles/poutres, en mm

G: module de cisaillement de l'acier (78000 MPa)

h: hauteur d'une nervure

I_D: moment d'inertie de l'aire effective du tablier, en mm^4

L_2: longueur moyenne d'une feuille de tablier, en mm

L_v: portée du chargement, en mm

n: nombre moyen de feuilles retenues latéralement par mètre

q_1: résistance en cisaillement des connecteurs feuilles/poutres, en N/mm

q_2: résistance en cisaillement des connecteurs feuilles/feuilles, en N/mm

R: L_v/L_2

S: module de la section de la soudure

t_1: épaisseur de l'acier de base du tablier, en mm

L'équation (2-7) proposée par le SDI pour le calcul de la déformation totale est similaire à l'équation (2-2), sauf qu'on fait appel à **G'** au lieu de **F**.

$$\Delta_T = \frac{5wL^4}{384EI} + \frac{wL^2}{8DG'} \qquad (2\text{-}7)$$

où **D** est la largeur du bâtiment et **G'** est la rigidité en cisaillement du toit.

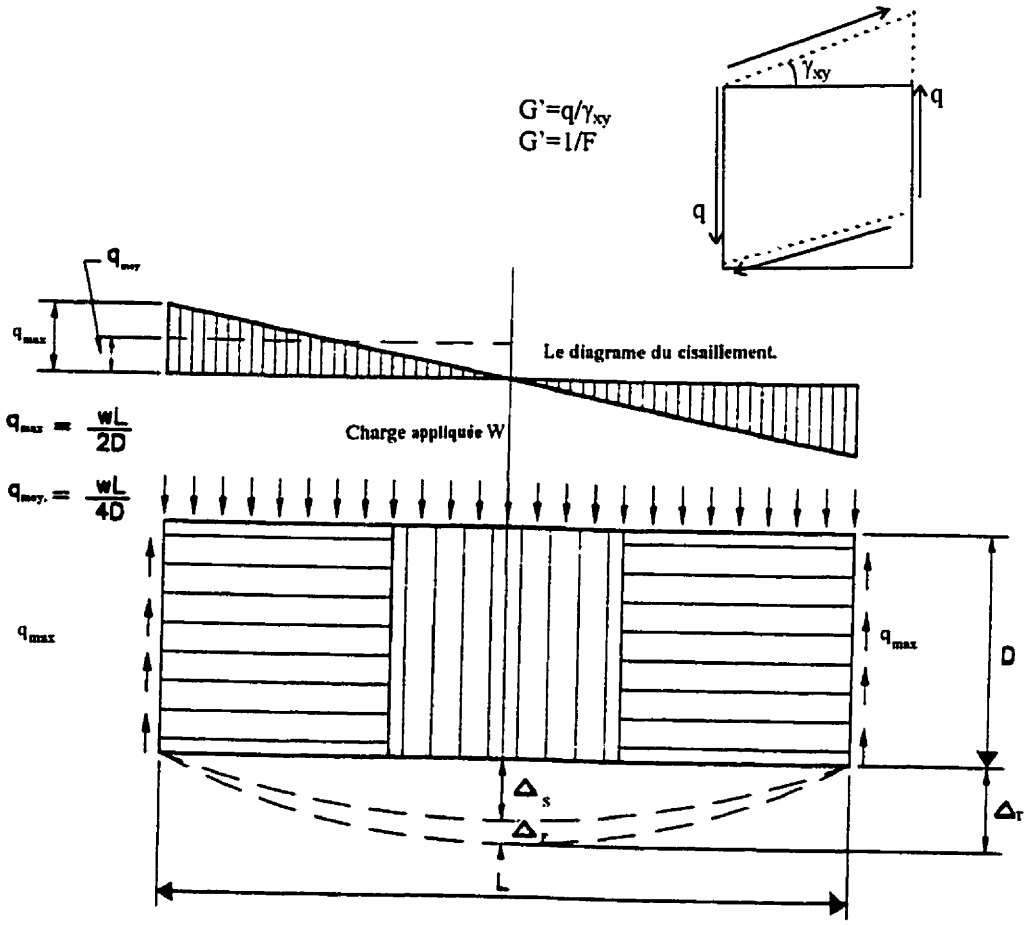


Figure 2.2 Déformations dans le plan d'un diaphragme (adapté de CSSBI, 1991).

Le SDI (1991) propose une méthode de calcul pour la rigidité en cisaillement **G'** du diaphragme, qui représente l'inverse du facteur **F**. Pour le cas simple illustré à la figure 2.2:

$$G' = \frac{Et}{2(1+\upsilon)\frac{s}{d} + D_n + C} \qquad \textbf{(2-8)}$$

où

E: module de Young de l'acier

t: épaisseur de métal de base du tablier

ν: coefficient de Poisson de l'acier (ν=0.3)

s: longueur développée de la section d'une nervure du tablier

d: largeur nette de la section d'une nervure du tablier

$\mathbf{D_n}$: coefficient qui prend en compte la déformation en gauchissement (*warping relaxation)*, présenté en détails à l'Annexe E

C: coefficient qui prend en compte l'effet des connecteurs

Pour faire une comparaison entre le facteur de flexibilité du CSSBI (1991) et la rigidité relative du SDI (1991), le tableau 2.1 donne les limites, établies par les deux normes pour les différents types de diaphragmes. On remarque que les deux manuels de conception ont des limites identiques puisque **F=1/G'**.

Tableau 2.1 Une comparaison entre F et G' et les limites de flexibilité

Code	CSSBI		SDI	
Symbole	F		G'	
Sys. d'unité	SI	Imp.	SI	Imp.
Unité	mm/kN	in/K	kN/mm	K/in.
Diaph. Flexible	0.4-0.85	.07-0.15	1.2-2.5	14.3-6.67
Diaph.semi-flex.	0.06-0.4	.01-.07	17.5-2.5	100-14.3
Diaph.semi-rigide	.006-.06	.001-.01	175-17.5	1000-100
Diaph. Rigide	<0.006	<0.001	>175	> 1000

Il faut noter que **G'** et **F** peuvent être obtenus expérimentalement et qu'ils dépendent de:

(i) La géométrie de la section du tablier en acier (ex. nervures typiques 38 mm et 76 mm de profondeur).

(ii) La profondeur d'une feuille.

(iii) Le nombre et la disposition des connecteurs et leur rigidité au glissement.

Il faut noter que dans ces méthodes (SDI et CSSBI), on suppose que la direction des nervures du tablier par rapport à la force latérale n'a pas d'influence sur la résistance ou la rigidité du diaphragme.

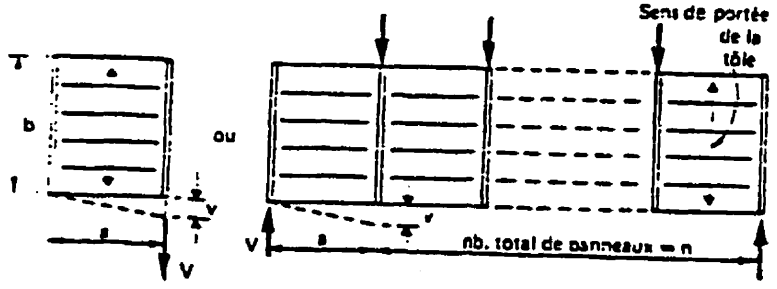


Figure 2.3 Déformation du diaphragme (tiré de CECM, 1978)

Une autre méthode de calcul pour déterminer la flexibilité d'un diaphragme a été présentée par la Convention Européenne de la Construction Métallique, CECM (1978). Dans cette méthode on a divisé le coefficient de flexibilité du diaphragme en 6 composantes. Pour un diaphragme formé (voir figure 2.3) de n panneaux de largeur **b** (mm) et de longueur **a** (mm), avec les nervures parallèles aux forces appliquées, les coefficients sont les suivants:

Distorsion de la tôle $$C_{1,1} = \frac{ad^{2.5}\alpha_1\overline{K}}{Ee^{2.5}b^2} \quad (2\text{-}9)$$

Déformation en cisaillement $$C_{1,2} = \frac{2a\alpha_2(1+\upsilon)(1+2h/d)}{Eeb} \quad (2\text{-}10)$$

Fixation tôle/poutrelle $$C_{2,1} = \frac{2as_p p\alpha_3}{b^2} \quad (2\text{-}11)$$

Fixation tôle/tôle $$C_{2,2} = \frac{2s_s s_p(n_{sh}-1)}{2n_s s_p + \beta_1 n_p s_s} \quad (2\text{-}12)$$

Assemblage aux poutres de rive $$C_{2,3} = \left(s_{pr} + \frac{s_p}{\beta_2}\right)\frac{4}{nn_p} \quad (2\text{-}13)$$

Déformation en flexion $$C_3 = \frac{n^2 a^3 \alpha_3}{6EAb^2} \quad (2\text{-}14)$$

Donc $$C_{total} = C_{1,1} + C_{1,2} + C_{2,1} + C_{2,2} + C_{2,3} + C_3 \quad (2\text{-}15)$$

où

E: module de Young de l'acier (kN/mm^2)

e: épaisseur de la tôle (mm)

d: largeur de la section d'une nervure

α_1, α_2 et α_3: coefficients de réduction de la prise en compte du nombre de poutrelles dans un panneau (voir Annexe F)

β_1 et β_2: facteurs pour la prise en compte du nombre de fixations tôle/poutrelle.

h: profondeur du profilé (mm) (voir Annexe F)

$\overline{K}$: constante qui est fonction la géométrie d'une nervure trouvée expérimentalement (voir Annexe F)

l: largeur du faîte de la nervure.

n: nombre de panneaux sur la longueur du diaphragme.

ν: coefficient de Poisson de l'acier.

n_p: nombre de poutrelles incluant les poutres de rives.

n_s: nombre de fixation tôle/tôle en excluant celles qui passe par les poutrelles.

n_{sh}: nombre de tôles par panneau.

p: longueur entre deux connecteurs tôle/poutrelles dans la direction perpendiculaire aux nervures.

s_p: coefficient de flexibilité des connecteurs tôle/poutrelles.

s_{pr}: coefficient de flexibilité de la connection poutre/poutrelle.

s_s: coefficient de flexibilité des connecteurs tôle/tôle.

Dans le cas où les nervures sont perpendiculaires aux efforts appliqués, on doit multiplier tous les termes de l'équation (2-15), sauf C_3, par un facteur b^2/a^2. De plus, il faut préciser que les facteurs α_1, α_2, α_3, β_1, β_2 et $\overline{K}$ se trouvent en tableaux dans la référence CECM (1978), et ils sont présentés à l'Annexe F.

À titre de comparaison, la flèche au bout du premier panneau montré à la figure 2.3, si on emploie la méthode CECM, est la suivante:

$$\Delta_T = VC_{TOTAL} \qquad \textbf{(2-16)}$$

où C_{TOTAL} est calculé pour un seul panneau.

2.3 MÉTHODE ACTUELLE DE CONCEPTION PARASISMIQUE

Dans cette section on élabore les méthodes de calcul des charges sismiques. Ensuite on examine le calcul des flèches, les effets P-Δ, la prise en compte de la torsion et de la flexibilité du diaphragme dans le calcul parasismique.

2.3.1 Charge sismique pour ossature principale

L'objectif du calcul parasismique dans les normes nord-américaines, dont le CNBC (1995), est d'assurer un degré de sécurité acceptable contre les défaillances catastrophiques et les pertes de vie.

Dans le cas de bâtiments simples et sans excentricités majeures, ces normes proposent une méthode statique pour prendre en compte les charges sismiques. On calcule l'effort

tranchant à la base dû à un séisme, en négligeant la composante verticale du mouvement du sol. Dans le CNBC (1995), on spécifie l'effort tranchant à la base correspondant à l'état limite ultime, **V**, appliqué statiquement, :

$$V=(V_e/R)U \qquad (2\text{-}17)$$

où **U** est égal à **0.6** et représente le coefficient d'étalonnage. Le coefficient de réduction des charges, **R**, variant entre 1.5 et 4.0 pour les bâtiments en acier, tient compte de la capacité du système de résistance aux charges latérales à absorber l'énergie induite dans la structure par un séisme. Les valeurs de **R** attribuées dans le tableau 2.2 dépendent de cette capacité d'absorption avec déformations acceptables et sans défaillance, ainsi que la redondance de ce système.

Tableau 2.2 Coefficient R dans la norme CSA-S16.1-M94

Cat.	Type de système de résistance aux charges latérales	R
	Charpentes d'acier conformes à la norme CSA-S16.1	
1	Ossature ductile résistant aux moments	4
2	Ossature ductile à contreventement excentré	4
3	Mur de contreventement ductile en tôle d'acier	4
4	Ossature ductile contreventée	3
5	Ossature à ductilité nominale résistant aux moments	3
6	Mur de contreventement en tôle d'acier à ductilité nominale	3
7	Ossature contreventée avec ductilité nominale	2
8	Mur de contreventement ordinaire en tôle d'acier	2
9	Autres systèmes résistants n'appraissant pas aux catégories 1à 8	1.5

La valeur V_e est une approximation de l'effort tranchant à la base d'une structure élastique, avec amortissement nominal, et elle est calculée avec l'équation (2-18).

$$V_e= v.S.I.F.W \qquad (2\text{-}18)$$

où le rapport de vitesse, **v**, est basé sur des études statistiques des vitesses de pointe au sol. **S** représente un spectre de réponse élastique normalisé. Il dépend de la période fondamentale de vibration de la structure, **T**, et des zones de vitesse $\mathbf{Z_v}$ et d'accélération $\mathbf{Z_a}$ où le bâtiment est situé . Cependant, **I** est un coefficient de priorité, alors que **F** est le coefficient de fondation. Le facteur **W** est le poids du bâtiment plus 25% de la surcharge de neige. Pour déterminer **T**, on est tenu d'utiliser les formules empiriques (2-19 à 2-22) proposées par le CNBC. Toutefois, dans ces équations on ne prend pas en compte la flexibilité du diaphragme de toit. Pour les bâtiments traités dans cette étude, on utilise, en général, l'équation (2-22) pour calculer la période.

$\mathbf{T = 0.1\ N}$	Pour toute ossature résistant aux moments.	**(2-19)**
$\mathbf{= 0.075\ (h_n)^{3/4}}$	Ossature en béton résistant aux moments.	**(2-20)**
$\mathbf{= 0.085\ (h_n)^{3/4}}$	Ossature en acier résistant aux moments	**(2-21)**
$\mathbf{= 0.09\ h_n/\sqrt{D_s}}$	Autres structures	**(2-22)**

où **N** est le nombre d'étages, $\mathbf{h_n}$ la hauteur totale du bâtiment, en mètres, et $\mathbf{D_s}$ la longueur des systèmes de résistance aux charges latérales parallèles au séisme, en mètres. Pour le cas des contreventements en treillis, $\mathbf{D_s}$ est la longueur de l'ossature contreventée dans la direction parallèle aux forces exercées (voir fig. 1.1). S'il y a plusieurs ossatures combinées $\mathbf{D_s}$ est la somme de leur longueur.

On peut aussi utiliser l'approximation de Rayleigh pour calculer la période d'une structure.

$$\mathbf{T = \sqrt{\left(\Sigma W_i \delta_i^2 / g\left(\Sigma W_i \delta_i\right)\right)}} \qquad \textbf{(2-23)}$$

où δ_i est la déformation élastique produite à l'étage i, par le poids de chaque étage $\mathbf{W_i}$, appliqué horizontalement sur la structure. Lorsqu'on utilise les méthodes mécaniques ou l'approximation de Rayleigh pour calculer la période de la structure, il faut que $\mathbf{V_e}$ obtenu avec cette période soit au moins égale à 0.80 fois la valeur obtenue à l'aide des méthodes proposée par le CNBC (1995).

En plus de la méthode statique, la plupart des codes proposent une méthode dynamique. On conseille d'utiliser cette méthode lorsque les bâtiments sont non uniformes ou avec une excentricité majeure. La méthode dynamique proposée dans le CNBC (1995) est fondée sur la technique de superposition modale du spectre élastique. Les étapes à suivre pour appliquer cette méthode sont les suivantes:

1) Multiplier le spectre normalisé du CNBC par le rapport de vitesse **v** pour obtenir le spectre de calcul pour le site visé.
2) Déterminer les périodes naturelles de la structure, ainsi que les modes de vibration connexes et les facteurs de participation modale.
3) Obtenir $\mathbf{V_{dyn.}}$ en utilisant la résultante quadratique (CQC) pour les bâtiments avec des périodes rapprochées; ou la racine carré de la somme des carrés (SRSS) pour ceux avec des périodes bien espacées.
4) Les effets de torsion doivent être considérés.
5) Pour obtenir les réponses de calcul d'intérêt, on multiplie les réponses dynamiques (flèches et efforts) par $\mathbf{V/V_{dyn.}}$, où **V** est donné par l'équation (2-17).

Le CNBC (1995) indique que lorsqu'on effectue les combinaisons des charges, les surcharges dues aux séismes doivent être combinées selon une des formules suivantes:

$$1.0D+\gamma(1.0E)$$

$$1.0D+\gamma(1.0L+1.0E) \quad \text{(pour établissement de réunion)}$$

ou $$1.0D+\gamma(0.5L+1.0E) \quad \text{(pour les autres)} \qquad (2\text{-}24)$$

où **D**,**L** et **E** sont la charge permanente, la surcharge d'utilisation et la surcharge due aux séismes, respectivement, et γ est le coefficient de risque. Ce dernier est habituellement égal à 1.0.

Malgré que les bâtiments réels, incluant les éléments non-structuraux, offrent plus d'amortissement au cours de vibrations de grandes amplitudes, le CNBC conseille de considérer un amortissement de 5% de l'amortissement critique.

2.3.2 Calcul des flèches

Dans le CNBC, la flèche horizontale inter-étage Δ que subit la structure durant un séisme est limitée à 2% de la hauteur de l'étage. Cette flèche est obtenue en multipliant la flèche élastique calculée sous les forces correspondantes à **V**, par un coefficient d'amplification. Dans le CNBC, ce coefficient est le facteur de réduction **R** et la flèche est alors:

$$\Delta_{\text{inélastique}} = \mathbf{R} \times \Delta_{\text{élastique}} \qquad (2\text{-}25)$$

2.3.3 Effets P-Δ

Les effets P-Δ ont peu d'influence sur la réponse des bâtiments aux forces sismiques pourvu que la résistance au cisaillement des étages excède une certaine valeur. Sinon, les

déplacements durant un séisme peuvent devenir inacceptables. Le CNBC (1995) suggère, pour prendre en compte les effets P-Δ, de calculer un facteur d'amplification $(1+\theta_x)$ à appliquer aux forces sismiques pour le calcul des efforts et des flèches, où θ_x, le coefficient de stabilité, est donné par:

$$\theta_x = \frac{\sum_{i=x}^{n} W_i}{\sum_{i=x}^{n} F_i} \frac{\Delta_{mx}}{h_s} \qquad \textbf{(2-26)}$$

où F_i est la force horizontale agissant à l'étage i, W_i est la charge permanente à l'étage i et Δ_{mx} est la déformation inélastique inter-étage. On peut évaluer l'influence des effets P-Δ à partir de θ_x. Si $\theta_x \leq 0.1$, on peut négliger les effets P-delta. Si $\theta_x > 0.4$ on doit refaire la conception afin de parer à l'éventualité de bâtiments devenant instables à la suite d'un séisme de très grande importance.

La norme CAN/CSA-S16.1-94 propose une autre formulation pour prendre en compte les effets P-Δ, mais celle-ci donne les mêmes résultats. On amplifie l'effet des charges sismiques par le facteur U_2 qui est donné par l'équation (2-27).

$$U_2 = 1 + \frac{\sum C_f \Delta_f}{\sum V_f h} \qquad \textbf{(2-27)}$$

où C_f est la charge totale de gravité pondérée agissant à l'étage considéré. La force V_f est la charge latérale pondérée, Δ_f est le déplacement horizontal interétage, et **h** est la hauteur de l'étage.

2.3.4 Prise en compte de la torsion

L'étude des effets de la flexibilité sur la réponse torsionnelle de la structure est un des objectifs principaux du présent mémoire. Un couple de torsion peut être appliqué sur un bâtiment (voir fig. 2.4) lorsque le centre de masse (CM) ne coïncide pas avec le centre de rigidité (CR). La définition du centre de masse est le point par lequel passent les forces d'inertie. Par contre, il existe plusieurs définitions pour le centre de rigidité (CR). Filiatrault (1996) a distingué quatre définitions pour ce centre, selon quatre critères.

1) Critère des rigidités relatives

Le critère de rigidités relatives se base sur les rigidités de chaque élément du système de résistance aux charges latérales. Cette approche est similaire à l'évaluation du centre de gravité. En utilisant l'équation (2-28) on est capable d'évaluer les coordonnés (X_{CR}, Y_{CR}) de ce centre par rapport à une référence quelconque. Cette méthode a été proposée pour la première fois par Blume *et al.* (1961).

$$X_{CR} = \sum_{i=1}^{n} K_{yi} X_i \Big/ \sum_{i=1}^{n} K_{yi}$$

$$Y_{CR} = \sum_{i=1}^{n} K_{xi} Y_i \Big/ \sum_{i=1}^{n} K_{xi} \qquad \textbf{(2-28)}$$

K_{xi}, K_{yi}: rigidité latérale d'un élément i, dans la direction x ou y, respectivement

n: nombre d'éléments de résistance aux charges latérales

X_i, Y_i: coordonnés de l'élément i par rapport à la référence

2) Critère de rotation nulle à l'étage

Humar (1984) a proposé que le centre de rigidité à un étage donné désigne l'endroit où on peut appliquer la charge à cet étage sans provoquer une rotation en plan à cet étage, les autres niveaux pouvant eux tourner.

3) Critère de rotation nulle à tous les étages

Selon Stafford-Smith et Vézina (1985), les centres de rigidité à chaque étage sont les points localisés où on doit appliquer les charges latérales sans causer la rotation de la structure à aucun des étages.

4) Critère du centre de cisaillement

En connaissant le cisaillement à chaque niveau on évalue le centre de cisaillement CS, où la résultante des forces de cisaillement passe. Cette définition a été proposée par Tso (1990).

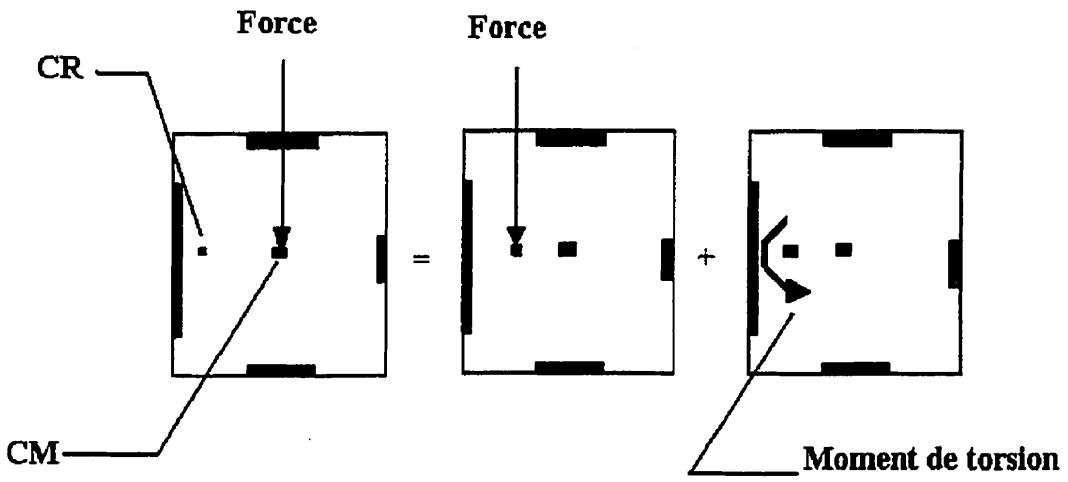


Figure 2.4 Couple de torsion dans un bâtiment (adapté de Filiatrault, 1996).

Les quatre définitions sont identiques pour les bâtiments d'un seul étage. Toutefois, dans les études ayant conduit à ces définitions, on a fait l'hypothèse que les diaphragmes sont rigides dans leur plan.

Le CNBC (1995) propose de prendre en compte l'effet de torsion dans un bâtiment de deux façons, selon qu'on utilise la méthode statique ou dynamique, pour le calcul des charges sismiques.

(i)Méthode statique.

Lorsque on utilise l'analyse statique pour un bâtiment d'un seul étage, le CNBC (1995) propose d'appliquer le plus critique des couples de torsion horizontaux, T, calculés selon avec les équations suivantes:

$$\mathbf{T= V(1.5\ e\pm 0.1\ D)}$$

ou

$$\mathbf{T= V(0.5\ e\pm 0.1\ D)} \qquad \mathbf{(2\text{-}29)}$$

où **V** est la force sismique appliquée et calculée selon l'équation (2-17). La distance **D** est la dimension en plan du bâtiment, perpendiculaire à la direction du séisme. D'un autre côté, **e** est l'excentricité du CR par rapport au CM, perpendiculairement à la direction de la force sismique. Il faut noter que les termes **0.5Ve** et **1.5Ve** représentent les excentricités de calcul "effectives" et **0.1VD** est l'excentricité accidentelle.

(ii)Méthode dynamique

Lorsqu'on utilise la méthode dynamique pour calculer les charges sismiques, le CNBC (1995) exige d'ajouter la torsion accidentelle dans le calcul. Donc:

$$T = \pm 0.1\ D\ V \qquad (2\text{-}30)$$

En pratique, on déplace le CM de ± **0.1 D** lorsqu'on utilise l'analyse dynamique.

On peut utiliser une méthode de calcul de l'effet de torsion, sans calculer la position de CR explicitement. Cette méthode a été proposée par Goel et Chopra (1993). Les étapes à suivre sont les suivantes:

1) On applique les forces latérales au CM, en empêchant le bâtiment de tourner, et on dénote les résultats de cette première analyse r_1.

2) On fait la même analyse que dans 1), mais on laisse le bâtiment tourner (r_2).

3) On applique un couple de torsion, **T**, égal à la torsion accidentelle (éq. 2-30), au CM de chaque niveau (r_3).

4) On obtient l'effet total r_c, en combinant les trois analyses avec l'une des deux équations suivantes:

$$r_c = -0.5 r_1 + 1.5\ r_2 + r_3$$

ou

$$r_c = 0.5 r_1 + 0.5\ r_2 - r_3 \qquad (2\text{-}31)$$

Il est important de noter que l'analyse de la torsion et l'évaluation des centres de rigidité se basent sur les rigidités élastiques des membrures, alors que la philosophie du code donne lieu à un comportement non linéaire des bâtiments lors d'un séisme important. Dans ces conditions, la position du CR est différente de celle déjà évaluée et varie dans le temps durant un séisme, selon l'état de la charpente. Seule une analyse non linéaire tri-dimensionnelle permet de suivre l'évolution de la position de CR lors d'un séisme.

2.3.5 Prise en compte de la flexibilité du diaphragme dans la conception

Dans le but de simplifier les calculs, la majorité des codes de conception font l'hypothèse que les diaphragmes sont rigides. Toutefois, on a soulevé le problème de comportement supposé dans la conception et celui observé durant des séismes réels (ex. ATC-8, 1981), ce qui a poussé les chercheurs à prendre en compte, implicitement ou explicitement, la flexibilité des diaphragmes.

Dans le paragraphe 4.1.9.1. 15) du CNBC 1995, on indique que les parties de bâtiments décrites dans le tableau 2.3 doivent être calculées, ainsi que leurs assemblages, avec une force latérale $\mathbf{V_p}$, et cela pour limiter les flèches. Pour prendre en compte cette force, il faut que $\mathbf{V_p}$ soit plus importante que **V**.

$$\mathbf{V_p = v.I.S_p.W_p} \qquad \textbf{(2-32)}$$

Les termes de cette formule sont décrits précédemment, sauf $\mathbf{W_p}$ qui correspond à **W**. On remarque que les diaphragmes de toit font partie du tableau 2.3 et que $\mathbf{S_p=0.7}$.

Tableau 2.3 Coefficient S_p dans le CNBC (1995)

Cat.	Composante architectural du	Direction de la force	Sp
1	Murs extérieurs sauf ceux inclus dans 1 et 2	Normale au mur	1.5
2	Murs en porte-à-faux	Normale au mur	6.5
3	Ornementation et accessoirs ext. et int.	Toutes directions	6.5
4	Assemblages et fixations pour 1,2 et 3		
	Corps des assemblages ductiles	Toutes directions	2.5
	Pièces de fixation et d'ancrage des assmeblages	Toutes directions	(i)
	Assemblages et fixations non ductiles	Toutes directions	15
5	Toits et planchers formant des diaphragmes	Toutes directions	0.7
6	Tours, cheminées et construction hors toit du bâtiment	Toutes directions	4.5
7	Planchers, balcons, poutres, etc. en porte-à-faux	Verticale	4.5
8	Plafonds suspendus, appreil d'éclairage et autres accessoires fixés au plafond	Toutes directions	2
9	Attaches de contre-mur ext. en maçonnerie	Normale au mur	5

Comparativement, la valeur de 0.7 est très petite par rapport aux autres valeurs, ce qui peut indiquer que c'est une mesure implicite de prise en compte de la flexibilité du diaphragme. Toutefois, aucune mesure explicite n'est prise en considération de la flexibilité du diaphragme dans le CNBC (1995).

On fait référence à la conception de diaphragme de toit en acier dans le NEHRP (1994). On indique que le facteur de résistance ϕ doit être 0.60 pour des connections mécaniques, et 0.50 pour des connections soudées. Toutefois, aucune méthode de calcul de la résistance des diaphragmes de toit en acier n'est suggérée. De plus, pour maintenir une intégrité structurale, on précise que les déformations dans le plan du diaphragme ne doivent pas excéder les déformations admissibles des éléments auxquels le diaphragme est attaché. On mentionne dans le *Uniform Building Code*, UBC (1994), cependant, qu'un diaphragme doit être considéré flexible lorsque la déformation latérale maximale du diaphragme est supérieure à deux fois la déformation totale à l'étage. De plus, on y ajoute que les forces de conception pour les diaphragmes flexibles doivent être calculées avec un facteur de réduction, $\mathbf{R_w}$, inférieur ou égal à 6. Dans le UBC $\mathbf{R_w}$ varie entre 4 et 12.

Dans plusieurs manuels de conception, on a soulevé le problème de la différence entre le comportement prédit des diaphragmes et celui observé. ATC-8 (1981), ATC-7-1 (1979) et ATC-7 (1981) notent le comportement observé (ex. déformations) de plusieurs types de diaphragmes (ex. bois et béton précontraint) durant des séismes réels. On note que les diaphragmes avec tabliers en acier ont eu un comportement excellent. Pour avoir une meilleure idée de l'importance de l'effet de la flexibilité du diaphragme sur le comportement de la structure, ces manuels conseillent d'évaluer la période fondamentale de vibration du diaphragme. La raison est le fait que cette période peut être dominante si le diaphragme est élancé.

De plus, dans la Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM 1991) on suggère, lors du calcul de la résistance sismique des diaphragmes horizontaux, de multiplier les efforts sismiques par un facteur de pondération égal 1.5. Cette mesure a pour but de s'assurer que le diaphragme est capable de transmettre les forces sismiques aux autres éléments du SRCL.

2.4 COMPORTEMENT SISMIQUE PARTICULIER DES STRUCTURES AVEC DIAPHRAGME FLEXIBLE.

Le comportement dynamique des structures avec des toits flexibles est particulier par rapport aux autres types de structures. Dans cette section, on illustre cette particularité en deux étapes. En premier lieu on examine les publications qui ont traité de l'influence de la flexibilité du toit sur le comportement statique et dynamique. Ensuite, on présente les méthodes de conception et comportement sismique des contreventements en treillis en acier.

2.4.1 Comportements statique et dynamique et influence de la flexibilité du diaphragme.

La conception sismique des bâtiments de faibles hauteurs est effectuée en appliquant une force statique équivalente. Au canada, ces charges sismiques gouvernent souvent la conception des bâtiments d'un seul étage lorsque la surcharge de neige est importante, même dans des régions de faible activité sismique. Toutefois, l'hypothèse que le diaphragme est rigide peut conduire à une conception non sécuritaire.

Plusieurs chercheurs ont effectué des études analytiques et expérimentales sur l'effet de la flexibilité des diaphragmes de toit et de plancher sur la réponse sismique de ces structures. Une des premières études effectuées était celle de Shepherd et Donald (1967), où l'influence de la flexibilité du toit et du plancher sur les modes de vibration d'un bâtiment de deux étages a été étudiée analytiquement. Dans cette étude, on a trouvé que la flexibilité des diaphragme a surtout influencé le troisième mode de vibration. D'un autre côté, Rutenberg (1980) a développé un modèle analytique pour prendre en compte la flexibilité du diaphragme. En utilisant ce modèle, on a calculé la participation de chaque élément du SRCL dans la reprise de la charge latérale. Dans cette étude, on a remarqué qu'il y a une différence sensible de comportements lorsqu'on fait l'hypothèse que le diaphragme est rigide. Un autre modèle analytique a été développé par Jain et Jenning (1985). Ce modèle est cependant basé sur les équations de mouvement et la solution est donc exacte. En raison de la complexité du modèle, seuls deux bâtiments rectangulaires, simples et symétriques ont été étudiés. Un des deux bâtiment était d'un seul étage et l'autre de deux. Dans cette étude, on a remarqué l'influence de la flexibilité des diaphragmes sur les modes de vibration. Parallèlement, Dubina *et al.* (1997) ont analysé un modèle analytique d'un bâtiment d'un seul étage en acier avec un toit flexible. Une comparaison a été faite entre la structure en ne considérant que les

contreventements et celle avec le diaphragme flexible. L'analyse dynamique linéaire montre clairement la différence entre les deux réponses sismiques.

Kunnath *et al.* (1991) ont étudié la réponse sismique des bâtiments en béton armé avec des diaphragmes de plancher dans le domaine inélastique. Dans cette étude, on a développé un modèle analytique et on l'a comparé aux résultats expérimentaux. Les résultats analytiques ont montré que la flexibilité des planchers affecte sensiblement la période fondamentale de vibration et les déplacements. La phase expérimentale de cette étude est présentée par Panahshahi *et al.* (1994). On y a réalisé des essais sur un simulateur sismique sur des modèles réduits de deux bâtiments d'un seul étage, à une échelle 1:6. On a trouvé que la flexibilité du toit affecte sensiblement la distribution des forces latérales dans les éléments du SRCL. De plus, des études expérimentales sur des diaphragmes ont été réalisées à Iowa State University, et Porter (1994) a fait un survol de ces études où on a effectué des essais cycliques sur 48 spécimens à échelle réelle. Les dalles étaient de section composite (acier-béton). Dans une étude récente, Mazzolani *et al.* (1997) ont fait une comparaison expérimentale entre un système de résistance latérale formé d'une tôle d'acier et un système de contreventements en X. Les deux modèles ont subi des charges monotoniques et cycliques. Une des conclusions importantes de cette étude est que les demandes en ductilité dans les deux systèmes ont été semblables.

Celebi *et al.*(1989) ont analysé des enregistrements d'accéléromètres durant le tremblement de terre de Morgan Hill (1984) placés sur une structure existante. Le bâtiment était d'un seul étage, et avait une dimension de 34.14 m × 43.90 m. Le toit était de contreplaqué en bois. Ils ont remarqué que il y a une amplification de 1.5 au centre due à la déformation en plan du diaphragme de toit.

Tremblay et Stiemer (1996) ont également effectué des analyses dynamiques non linéaires sur des bâtiments (36 structures) d'un seul étage, en acier, symétriques (masse

et rigidité), de différentes tailles (grande, moyenne et petite) localisés dans six sites différents au Canada. Ces sites sont différents du point de vue de l'activité sismique et de la surcharge de neige. La conception de ces structures a été basée sur les exigences du CNBC (1990). Pour la conception des SRCL, on a utilisé l'analogie de poutre profonde "plate girder", posée sur des ressorts élasto-plastiques qui possèdent la rigidité horizontale des contreventements verticaux $\mathbf{K_B}$ (voir fig. 2.5). On a aussi supposé un coefficient de réduction **R=4**. De plus, la rigidité du diaphragme, la masse du diaphragme et les connections de toit ont été variées afin d'apprécier l'effet de la flexibilité du diaphragme sur le comportement dynamique de la structure.

On a aussi considéré deux systèmes de toiture différents, un lourd et l'autre léger. D'un autre côté, on a sollicité les structures dans les deux directions principales. Les résultats de cette étude ont été les suivants:

1) La flexibilité du diaphragme a une grande influence sur la période fondamentale de la structure. Pour toutes les structures, la méthode du CNBC a sous évalué la période, dû à l'hypothèse de diaphragme rigide. Cependant, on a remarqué que cette différence est accentuée lorsque la sollicitation est parallèle à la largeur de la structure.
2) Les déformations horizontales totales étaient en dessous de la limite du CNBC 1995 (2% de la hauteur de l'étage). De plus, on a remarqué que les structures aux sites avec des surcharges de neige moins importantes ont subi en général des déformations horizontales plus significatives.
3) Le niveau de ductilité imposé aux structures dépendait surtout du site. Les bâtiments aux sites qui se situe dans des zones sismiques où $Z_a>Z_v$ ont atteint des niveaux de ductilité plus importants, suivi des structures aux sites $Z_a=Z_v$ et finalement les structures aux sites $Z_a<Z_v$.

4) Les déformations du diaphragme dans son plan, ont été 1.5 à 2.5 fois celles prédites statiquement.
5) La réponse de la structure s'est faite principalement dans le 1er mode.
6) Le rapport entre les moments de flexion maximaux (dynamique/statique) dans le diaphragme se situait entre 1.25 et 2.3.
7) Les effets P-Δ ont eu une grande influence sur la ductilité des contreventements verticaux; le facteur d'amplification a atteint 2.2 dans certain cas.
1) On a trouvé que les excitations sismiques génèrent, dans le diaphragme, des efforts, moment fléchissant et effort tranchant, plus importants que les effort supposés par les manuels de conception.

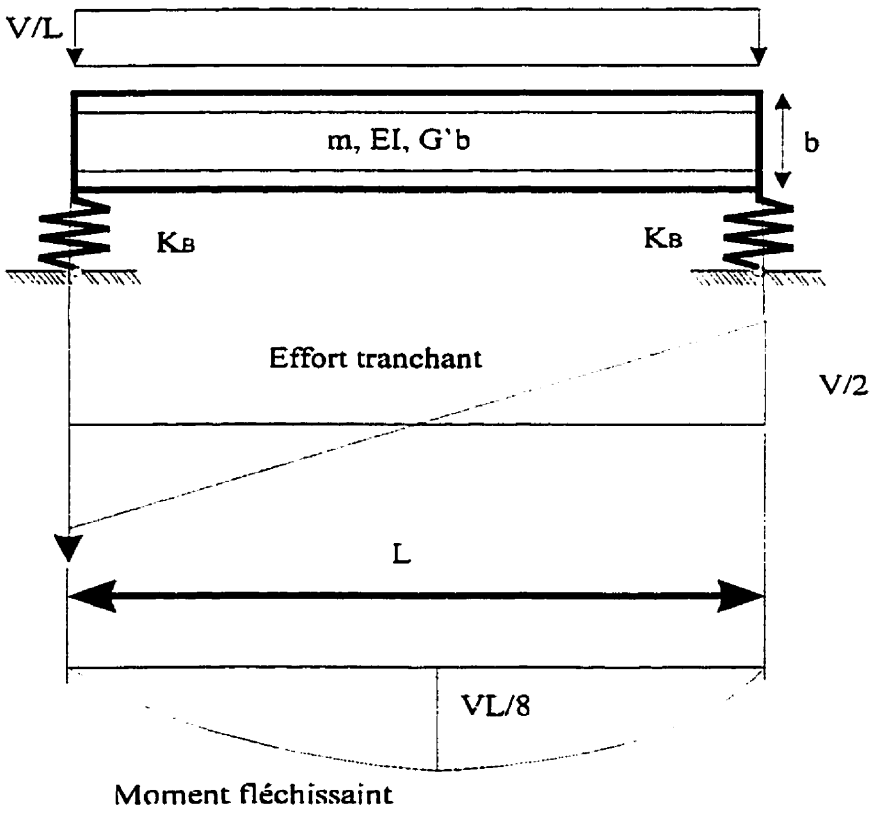


Figure 2.5 Analogie de poutre assemblée (adapté de Tremblay et Stiemer, 1996).

Finalement Medhekar (1997) a effectué des simulations numériques sur un bâtiment d'un seul étage en acier. Dans cette étude Medhekar a considéré la flexibilité du diaphragme de toit ainsi que la contribution de certains éléments non-structuraux. Les conclusions de sont travail sont similaires aux conclusions de Tremblay et Stiemer (1996).

2.4.2 Comportement de contreventements en acier en tension seulement

L'utilisation de contreventements en treillis comme système de résistance aux charges latérales est très courante dans les bâtiments d'un seul étage en acier. La raison principale pour cette popularité est leur efficacité et avantage économique certain. Dans ce système, les diagonales sont sollicitées principalement par des efforts axiaux en tension et compression. Dans le cas de contreventements en tension seulement, on néglige leur résistance en compression dû à l'élancement. Malgré leur efficacité, Filiatrault (1996) a identifié deux problèmes principaux des ossatures ductiles en acier, lorsqu'on utilise des contreventements élancés:

1) Une structure avec des contreventements est plus rigide que les autres, donc est susceptible d'attirer des charges sismiques plus élevées.
2) Ces contreventements ont des courbes d'hystérésis qui se dégradent rapidement avec le nombre de cycles.

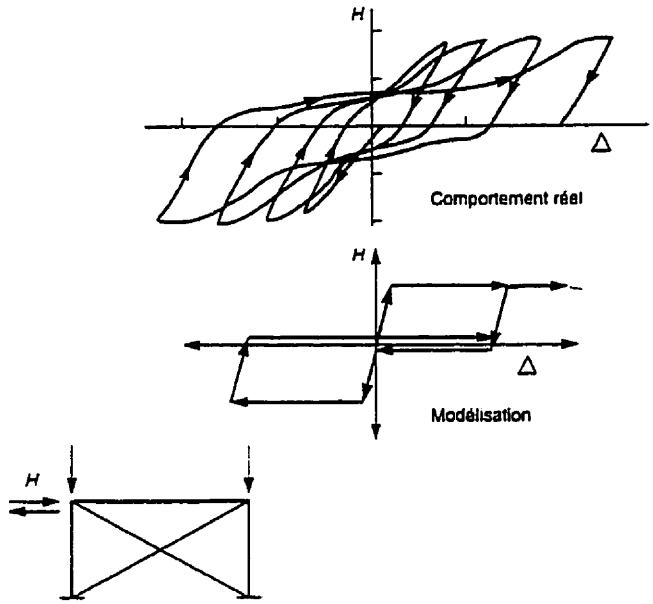


Figure 2.6 Dégradation de la courbe d'hystérésis d'un portique contreventé par un système résistant à la tension seulement (tiré de Filiatrault, 1996).

La diminution de la capacité d'une membrure à reprendre des efforts de compression, avec l'augmentation du nombre de cycles, est surtout due à l'effet Bauschinger combiné avec la déformation latérale permanente subie aux cycles précédents. L'effet de Bauschinger est expliqué par le fait que le module tangent du matériau diminue sensiblement lorsque l'effort appliqué change de direction pour la direction opposée. Dans la figure 2.6 on illustre clairement les effets de la dégradation de la résistance.

Les contreventements en tension seulement sont couramment utilisés dans les bâtiments d'un seul étage en acier. Lors de l'utilisation de ce type de contreventements, le coefficient de réduction des charges sismiques employé est de R=2. Cependant pour la conception des connections et assemblages on doit considérer une force égale à $1.10A_gF_y$, où A_g est l'aire brut de la section du contreventement et F_y est la limite

élastique du matériau. On ajoute 10% à la force de plastification pour prendre en compte les effets d'impact.

2.4.3 Réponse torsionnelle

Il existe un paradoxe dans la conception sismique par rapport à la torsion. L'approche élastique est souvent utilisée pour l'analyse de la torsion durant un séisme. Toutefois, le concept de ductilité est largement utilisé dans les codes de conception, ce qui permet aux éléments verticaux du système de résistance aux charges latérales de se plastifier.

Paulay (1996) a étudié le problème en divisant la réponse torsionnelle en deux composantes, élastique et inélastique. Toutefois, l'hypothèse principale de son travail, qui a consisté en l'analyse d'une structure d'un seul étage, est la présence de diaphragme rigide.

Bruneau et Mahin (1987) ont effectué une étude analytique sur la réponse torsionnelle de structures simples. Ils ont considéré trois types d'excentricité: excentricité de masse, excentricité de rigidité et excentricité de résistance.

2.4.3.1 Réponse torsionnelle élastique

Dans les approches traditionnelles pour la prise en compte de la torsion, comme celle du CNBC (1995), on suppose que les forces d'inertie torsionnelles générées par le mouvement au sol sont entièrement absorbées par les éléments élastiques. De plus, on suppose que toutes les forces d'inertie passent par le centre de masse (CM). Par conséquent, on détermine le centre de rigidité (CR) et le centre de masse (CM), ainsi que

l'excentricité entre les deux. Ensuite, on superpose les effets translationnels et les effets torsionnels sans autres considérations additionnelles.

Paulay (1996) souligne qu'il faut imposer certaines restrictions sur les irrégularités géométriques et excentricités dans les bâtiments. Ces restrictions, qui sont appliquées par certains pays, ont pour but de s'assurer que l'effort tranchant de conception pour chaque élément du SRCL excède la force générée par la réponse élastique. À titre d'exemple, dans le code néo-zélandais, on impose deux restrictions données par les équations (2-33) et (2-34). La figure 2.7 illustre les paramètres en cause. À elles seules, ces équations ne sont pas très révélatrices. Par contre si on observe attentivement l'équation (2-35), qui est obtenue par des relations géométriques et la combinaison des équations (2-33) et (2-34), on remarque que si on augmente la rigidité translationnelle dans la direction y, il est évident qu'on doit augmenter la rigidité torsionnelle.

$$\Delta_b \leq 7\Delta_a/3 \qquad \textbf{(2-33)}$$

$$e_{rx} \leq 0.3\ A \qquad \textbf{(2-34)}$$

$$\theta_t \leq \frac{4\Delta_c}{(3+4\xi)A} \qquad \textbf{(2-35)}$$

Paulay présente aussi des restrictions similaires sont imposées dans le Code Japonais. Les équations (2-36) à (2-40) illustre ces conditions.

$$e_{rx}/r_{kx} < 0.15 \qquad \textbf{(2-36)}$$

et $$e_{ry}/r_{ky} < 0.15 \qquad \textbf{(2-37)}$$

où $$r_{kx} = \sqrt{(K_t / \sum K_{yt})} \qquad \textbf{(2-38)}$$

$$r_{ky}=\sqrt{(K_t / \sum K_{xi})} \tag{2-39}$$

$$K_t=\sum x_i^2 k_{yi}+\sum y_i^2 k_{xi} \tag{2-40}$$

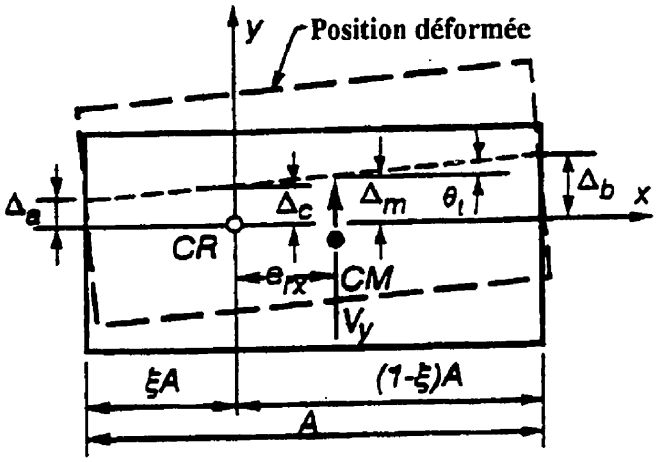


Figure 2.7 Bâtiment avec excentricité non nulle (tiré de T. Paulay, 1996).

k_{xi} et k_{yi}: sont les rigidités translationnelles des éléments verticaux, dans les directions x et y respectivement.

K_t: est la rigidité torsionnelle du système, qui représente le moment d'inertie polaire des rigidités translationnelles.

x_i et y_i : sont les coordonnées du centre de gravité des éléments de résistance, par rapport à CM.

D'un autre côté, Bruneau et Mahin (1987) ont étudié des bâtiments simples à deux degrés de liberté (x et θ). Avant d'effectuer les analyses non linéaires, ils ont identifié les fréquences naturelles couplés de ces structures en utilisant les équations de mouvement. Ensuite, ils ont effectué une analyse paramétrique sur l'effet de l'excentricité sur les fréquences naturelles et modes de vibration. Bruneau et Mahin ont varié l'excentricité normalisée, qui est le rapport (e/r) entre la distance entre CM et CR, e, et le rayon de

gyration, r, pour examiner son effet sur la relation entre les fréquences naturelles couplées et non couplées. La différence se manifeste surtout pour des valeurs de e/r entre 0.5 et 1.0. Toutefois, la condition de diaphragmes rigides était une des hypothèses de leur travail.

2.4.3.2 Réponse inélastique

Durant un tremblement de terre on s'attend à ce que les structures ductiles s'exposent à des déformations inélastiques. Par conséquent, il est important d'examiner la relation entre ces déformations inélastiques et la réponse torsionnelle. Paulay (1996) a identifié deux critères de performance pour les structures inélastiques soumises à une réponse torsionnelle: (i) les déplacements inter-étage ne doivent pas dépasser 2.5% de la hauteur de l'étage; (ii) les déformations, incluant celles dues à la torsion, doivent être telles que le niveau de ductilité atteint dans chaque élément n'excède pas la capacité de cet élément. La philosophie derrière ces deux critères est de quantifier la contribution de la torsion dans les déplacements inélastiques, et non d'augmenter la résistance à la torsion.

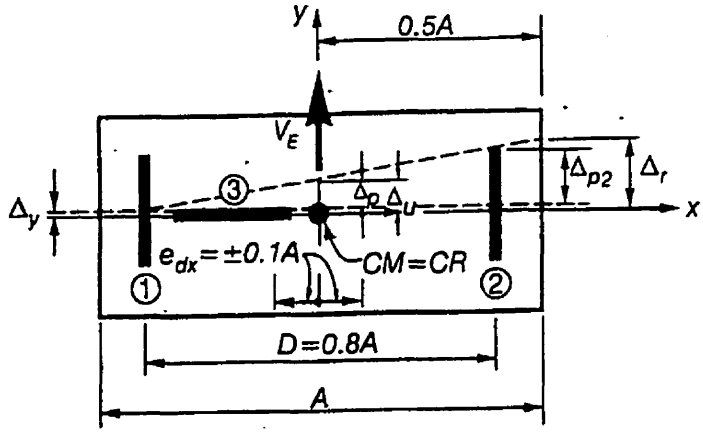


Figure 2.8 Un système avec retenue torsionnelle *(torsionally unrestrained)* (tiré de Paulay, 1996).

Paulay (1996) a introduit la notion de retenue torsionnelle "*torional restrained*" qui est décrite comme le degré de contrôle sur la torsion résultante des déformations translationnelles inélastiques non uniformes, que certains éléments qui demeurent élastiques procurent au système. Par conséquent, on a des systèmes qui possèdent ces éléments (*torsionally restrainted systems*) et d'autres qui n'en possèdent pas (*torsionally unrestrained systems*).

En utilisant un système simple, illustré à la figure 2.8, Paulay a prouvé que dans un système non retenu, si on introduit une petite différence en résistance entre les deux éléments verticaux 1 et 2, la réponse torsionnelle peut induire des niveaux de ductilité inacceptables dans l'élément le plus faible. Cette différence de résistance est due au fait que l'on considère une excentricité accidentelle dans le calcul de la résistance à donner aux éléments.

Si on introduit une excentricité du centre de masse ou du centre de rigidité dans le système présenté à la figure 2.8, on obtient l'équation (2-41) pour évaluer le niveau de ductilité au centre du bâtiment. L'aspect le plus intéressant de cette équation est le fait

que selon la capacité en ductilité des éléments, on peut déterminer la ductilité du système tout en considérant les différents types d'excentricité. Ces équations sont valides pour une structure simple similaire à celle présentée dans la figure 2.8, et avec une excentricité de e_m entre CR et CM.

$$\mu_\Delta \leq \frac{\mu_{max} + 1}{1 + \omega_0} + 1 \qquad \textbf{(2-41)}$$

où $$\omega_0 = \frac{V_l}{V_r}\frac{K_r}{K_l}\left(\frac{0.5 + e_m/D}{0.5 - e_m/D}\right)^2 \qquad \textbf{(2-42)}$$

r: l'élément du SRCL à la droite.

l: l'élément du SRCL à la gauche.

μ: la ductilité.

V: l'effort tranchant dans chaque élément.

Selon l'auteur un système qui est " *torsionally restrained* " (voir figure 2.9) est défini comme un système assujetti à des grandes déformations inélastiques translationelles dans la direction x ou y. De plus, pour les systèmes "*torsionally restrained*", on introduit un concept de centre de résistance, CV, qui est évalué en se basant sur V_{yp}, qui est la résistance au cisaillement du SRCL.

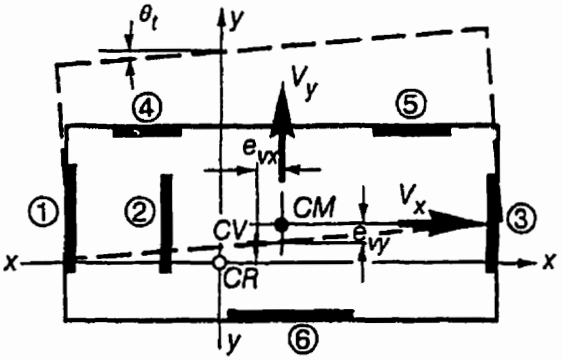


Figure 2.9 Système "*torsionally restrained*"

Paulay (1996) a quantifié le degré de contrôle sur la torsion en utilisant un paramètre λ_t qui dépend de la direction du séisme. Il est calculé selon les équations (2-43) ou (2-44). Ces facteurs représentent la contribution des éléments perpendiculaires aux sollicitations à la rigidité torsionnelle. L'hypothèse principale est que les éléments latéraux cessent de contribuer à la rigidité latérale lorsqu'elles rentrent dans le domaine inélastique. Par conséquent, la rigidité torsionnelle post-plasitification, si les sollicitations sont parallèles à y, est égale à $\lambda_{ty}\mathbf{K}_t$. Dans l'équation (2-45), on évalue l'angle de rotation post-plastification.

$$\lambda_{tx} = \sum\left(x_i^2 K_{yi}\right) \Big/ K_t \qquad \textbf{(2-43)}$$

$$\text{ou } \lambda_{ty} = \sum\left(y_i^2 K_{xi}\right) \Big/ K_t \qquad \textbf{(2-44)}$$

$$\theta_{tu} = e_{vx} V_y / \lambda_{ty} K_t \qquad \textbf{(2-45)}$$

où e_v est l'excentricité entre CM et CV.

Dans la même étude, Paulay (1996) a étudié statiquement un bâtiment avec des murs de refends parallèles et perpendiculaires à la direction des sollicitations. Il a supposé une excentricité en résistance égale à 25% de la longueur de la structure. Les conclusions de cette analyse sont que la résistance sismique globale du bâtiment diminue et que le niveau de ductilité dans les éléments les moins résistants atteint des niveaux inacceptables. Puisque la torsion ne commence qu'après plastification, l'analyse élastique dans ce cas ne reflète aucunement la réalité.

Parallèlement, on a effectué une analyse sur le même bâtiment avec une grande excentricité de rigidité. Paulay (1996) a conclu que dans ce cas, les résultats obtenus de l'analyse élastique peuvent être satisfaisants.

Bruneau et Mahin (1987) ont effectué des analyses dynamiques non linéaires afin d'évaluer les différents types d'excentricité. Ils ont employé un système à deux degrés de liberté (x et θ), qui possède deux éléments de résistance aux charges latérales. Dans un premier temps, on a varié la résistance des deux éléments. Ils ont utilisé les combinaison 0.8 et 1.0 F_y, 1.0 et 1.2 F_y, 1.0 et 1.5 F_y et 1.0 et 2.0 F_y pour les niveaux de résistance de ces deux éléments. Il faut préciser que F_y est le niveau de résistance établi comme référence. Paradoxalement, la première combinaison, soit 0.8 et 1.0 F_y, donne lieu à des niveaux de ductilité sensiblement plus importants que les autres combinaisons. Dans ces dernières les niveaux atteints étaient similaires.

Pour les excentricités de masse et de rigidité, Bruneau et Mahin (1987) ont remarqué, après des simulations numériques préliminaires, que les niveaux de ductilité atteints sont plus importants pour l'excentricité de rigidité.

2.5 ANALYSE DIMENSIONNELLE

Dans cette étude, le modèle expérimental est un modèle à échelle réduite. Par conséquent, il est important de bien rapporter ce qui a été réalisé comme travail sur ce sujet.

Sabnis *et al.* (1983) ont identifié deux raisons pour lesquelles l'analyse dimensionnelle est très importante pour les ingénieurs:

a) On peut déduire de certaines observations expérimentales des résultats théoriques concernant les phénomènes physiques.
b) En analyse des structures, les solutions exactes sont difficiles à obtenir, donc l'analyse dimensionnelle peut donner certaines indications de la forme des résultats. Les dimensions fondamentales qui existent dans la nature sont les suivantes:

1. Longueur.
2. Force (masse).
3. Temps.
4. Température.
5. Charge électrique.

Moncraz et Krawinkler (1981) ont établi cinq types de paramètres de similitude:

1) Propriétés géométriques: distances, longueurs et angles.
2) Propriété des matériaux: propriétés mécaniques, électriques, thermiques et magnétiques.

3) Conditions initiales: σ_0, T_0 et t_0, qui sont, respectivement, les contraintes initiales (ex. contraintes résiduelles), la température initiale et le temps initial. Dans les modèles en acier, les contraintes résiduelles ainsi que les contraintes dues aux soudages doivent être considérées.
4) Les conditions frontières, qui peuvent être illustrées par les conditions d'appuis, par exemple. Toutefois, on peut les inclure dans la catégorie des effets externes.
5) Effets externes: (i) Déplacements (séismes).
   (ii) Variations de température.
   (iii) Forces gravitationnelles.

Pour l'analyse structurale, les dimensions fondamentales les plus importantes sont la force, le temps et la longueur. De plus, un quelconque phénomène naturel peut être exprimé avec une équation de la forme suivante:

$$F(X_1,X_2,X_3,.....,X_n)=0 \qquad (2\text{-}46)$$

où $X_1,X_2,....,X_n$ sont des variables physiques qui influencent le phénomène. Selon le théorème de Buckingham (1914), cette équation peut être exprimée comme suit :

$$G(\pi_1,\pi_2,.....,\pi_s)=0 \qquad (2\text{-}47)$$

où $\pi_1,\pi_2,....,\pi_s$ sont des variables physiques adimensionnelles, complètes et indépendantes; et qui sont des multiples de $X_1,X_2,.....,X_n$. De plus, le nombre de quantités physiques dans chaque variable π ne doit pas dépasser **n-1**. La relation entre **s** et **n** est la suivante:

$$s=n-r \qquad (2\text{-}48)$$

où **r** est le nombre de dimensions fondamentales qui sont considérées dans le problème étudié.

Les deux équations, dimensionnelle et adimensionnelle, pour l'analyse dynamique des structures établies par Moncraz et Krawinkler (1981) s'écrivent, respectivement:

$$\mathbf{F} = \left(\mathbf{a}, \mathbf{E}, \mathbf{g}, \mathbf{l}, \vec{\mathbf{r}}, \vec{\mathbf{r}}_0, \mathbf{t}, \rho, \sigma, \sigma_0\right) \tag{2-49}$$

$$G\left(\frac{\sigma}{E}, \frac{t}{l}\sqrt{\frac{E}{\rho}}, \frac{\vec{r}}{l}, \frac{a}{g}, \frac{gl\rho}{E}, \frac{\sigma_0}{E}, \frac{\vec{r}_0}{l}\right) = 0 \tag{2-50}$$

où σ est la contrainte, **E** est le module de Young, **g** l'accélération gravitationnelle, **a** l'accélération, **l** la longueur, ρ la masse volumique, **t** le temps, σ_0 la contrainte initiale, $\vec{r}$ le vecteur de déplacement et $\vec{r}_0$ est le déplacement initial. Dans la présente étude on doit ajouter aux variables physiques à considérer d'autres variables telles la rigidité du diaphragme G', la limite élastique du matériau utilisé F_y, le moment d'inertie des membrures du périmètre du diaphragme I_{toit},.....etc. Dans le chapitre IV de ce mémoire on présente en détails le modèle d'analyse dimensionnelle.

Sabnis *et al.* (1983) ont distingué trois types de modèles d'essais dans l'analyse des structures:

(i) Modèle "parfait" (*true replica*): celui où on reproduit le prototype en respectant toutes les lois de similitudes.

(ii) Modèle de premier ordre: celui où on ne respecte pas certaines lois de similitudes sans que cela n'affecte sensiblement la qualité des résultats.

(iii) Modèle distortionné: le modèle où on ne respecte pas les lois de similitudes.

Les modèles distortionnés ne sont d'aucune utilité dans l'analyse sismique des structures. Par conséquent, on examine dans les sections suivantes les modèles *true replica* et de premier ordre. Dans la dernière section, on présente des paramètres de choix pour les matériaux utilisés dans les modèles réduits pour l'analyse dynamique des structures.

2.5.1 Modèle parfait

Puisque dans un modèle parfait on respecte toutes les lois de similitude, la relation entre le modèle (indice m) et le prototype (indice p) est la suivante:

$$\frac{\pi_{1m}}{\pi_{1p}} = \frac{\phi(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \ldots, \pi_{sm})}{\phi(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \ldots, \pi_{sp})} = 1 \qquad \textbf{(2-51)}$$

D'une autre façon:

$$\pi_{1p}=\pi_{1m},\ \pi_{2p}=\pi_{2m},\ldots\ldots,\pi_{sp}=\pi_{sm} \qquad \textbf{(2-52)}$$

où $\phi(\pi_2,\pi_3,\ldots,\pi_s)=\pi_1$ équation pour décrire un phénomène physique.

Dans les modèles parfaits, on a:

$$\left(\frac{a}{g}\right)_m = \left(\frac{a}{g}\right)_p \qquad \textbf{(2-53)}$$

Puisque g est difficilement remplaçable, on a, en général, la même accélération dans le prototype et dans le modèle. Ensuite:

$$\left(\frac{\rho l g}{E}\right)_m = \left(\frac{\rho l g}{E}\right)_p \tag{2-54}$$

$$\text{donc} \quad l_r = \left(\frac{E}{\rho}\right)_m \Big/ \left(\frac{E}{\rho}\right)_p \tag{2-55}$$

$$\text{où} \quad l_r = l_m / l_p \tag{2-56}$$

Il faut préciser que l_r est le facteur d'échelle des longueurs. En continuant:

$$\left(\frac{t}{l}\sqrt{\frac{E}{\rho}}\right)_m = \left(\frac{t}{l}\sqrt{\frac{E}{\rho}}\right)_p \tag{2-57}$$

$$\text{donc} \quad \sqrt{l_r} = t_m / t_p = t_r \tag{2-58}$$

Le plus grand défi dans la conception des modèles *true replica* est le choix des matériaux. De l'équation (2-55), on remarque que le facteur d'échelle est fixé par le choix des matériaux.

Moncarz et Krawinkler (1981) ont étudié quatre alliages de cuivre comme matériau de modèle d'une structure en acier. Dans un premier temps, on a identifié deux alliages pour des essais. Toutefois, on a remarqué qu'un de cess deux alliages était sensible aux soudures. Finalement, on a étudié l'alliage de cuivre avec du bronze et du phosphore (CA 510), principalement en raison de son excellente soudabilité. Pour cet alliage, on a trouvé que:

$$\left(\frac{E}{\rho}\right)_r = \frac{1}{1.92} \approx \frac{1}{2} = l_r \quad \text{(Facteur d'échelle raisonnable)}$$

Le comportement cyclique de cet alliage est par contre différent de l'acier. On a en effet remarqué qu'il a une plus grande capacité de dissipation d'énergie.

Dans leur étude, Moncraz et Krawinkler ont construit un modèle réduit d'un pseudo-prototype en acier déjà construit en utilisant l'alliage de cuivre. On a ensuite soumis le modèle et le pseudo-prototype à des sollicitations sur une table vibrante. On a utilisé l'enregistrement de El Centro à 63% pour les essais élastiques et à 177% pour les essais inélastiques. On a trouvé que le comportement du modèle était semblable à celui du pseudo-prototype, dans les domaines élastique et inélastique.

2.5.2 Modèle de premier ordre

Le degré de similitude entre le prototype et le modèle est tel qu'il existe $\pi_{im}/\pi_{ip} \neq 1$. On néglige une erreur introduite par une similitude incomplète, ce qui signifie qu'on doit bien choisir les paramètres importants à considérer dans l'étude.

Selon Moncarz et Krawinkler (1981), il y a deux types de modèle de premier ordre:

a) Modèles avec simulation de masses artificielles (*Artificial mass simulation*):

Puisqu'il est difficile d'avoir un matériau avec un module de Young très petit ou une grande masse volumique, il semble plus raisonnable d'augmenter la densité du matériau en ajoutant des masses additionnelles. La masse volumique additionnelle ρ_1 à ajouter est :

$$\rho_l = \left[\frac{E_r}{l_r} - (\rho)_r\right](\rho)_p \qquad \textbf{(2-59)}$$

où E_r, $(\rho)_p$ et $(\rho)_r$ sont le facteur d'échelle des modules de Young, la masse volumique du prototype et le facteur d'échelle des masses volumiques entre le matériau du modèle réduit et celui du prototype, respectivement. Toutefois, l'équation (2.59) n'est employée que lorsqu'on utilise des masses distribuées. En cas de masses concentrées (*lumped masses*), on ajoute des masses selon le facteur de similitude sur la masse totale M_r.

$$M_r = E_r l_r^2 \qquad \textbf{(2-60)}$$

On précise que ces masses concentrées, lorsqu'elles sont importantes, peuvent affecter la réponse de la structure en induisant des déformations locales.

b) Modèles où on néglige les forces de gravité. Dans l'analyse dynamique des structures, les contraintes induites par les forces de gravité peuvent être négligées, donc:

$$\frac{a}{g} \neq 1 \qquad \textbf{(2-61)}$$

Donc l'équation adimensionnelle (2-50) devient:

$$G\left(\frac{\sigma}{E}, \frac{t}{l}\sqrt{\frac{E}{\rho}}, \frac{\bar{r}}{l}, \frac{al\rho}{E}, \frac{\sigma_0}{E}, \frac{\vec{r}_0}{l}\right) = 0 \qquad \textbf{(2-62)}$$

Le Tableau 2.4 présente les relations entre tous les facteurs de similitude pour les modèles *true replica* et de premier ordre. Dans ce tableau il y a deux colonnes pour le cas de modèles où on néglige les forces de gravité. La colonne **(1)** est pour le cas où on utilise des matériaux différents de ceux du prototype alors que le colonne **(2)** est pour le cas où on utilise le même matériau. De plus, on a marqué d'un signe (*) les facteurs de similitude pour la masse volumique et la rigidité spécifique, dans le cas de modèles avec simulation de masses. Ceci est pour souligner le fait qu'il faut calculer ces valeurs selon les équations (2-59) ou (2-60).

Tableau 2.4 Facteurs de similitude dans le génie parasismique

Paramètres de similitude	Type de Modèle			
	Parfait	*Premier ordre*		
		Simulation de Masses	*Forces de gravité négligées(1)*	*Forces de gravité négligées(2)*
Longueur l_r	$\underline{l_r}$	$\underline{l_r}$	$\underline{l_r}$	$\underline{l_r}$
Temps t_r	$l_r^{1/2}$	$l_r^{1/2}$	$l_r(E/\rho)_r^{-1/2}$	l_r
Fréquence ω_r	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1}(E/\rho)_r^{1/2}$	l_r^{-1}
Vitesse v_r	$l_r^{-1/2}$	$l_r^{-1/2}$	$(E/\rho)_r^{1/2}$	1
Acc. gravit. g_r	$\underline{1}$	$\underline{1}$	Négligée	Négligée
Accélération a_r	1	1	$l_r^{-1}\ (E/\rho)_r$	l_r^{-1}
Masse volumique ρ_r	E_r/l_r	*	$\underline{\rho_r}$	$\underline{1}$
Déformation ε_r	1	1	1	1
Contrainte σ_r	E_r	E_r	E_r	1
Module élastique E_r	$\underline{E_r}$	$\underline{E_r}$	$\underline{E_r}$	$\underline{1}$
Rigidité spécifique $(E/\rho)_r$	l_r	**	$(E/\rho)_r$	1
Déplacement δ_r	l_r	l_r	l_r	l_r
Force F_r	$E_r l_r^2$	$E_r l_r^2$	$E_r l_r^2$	l_r^2
Énergie $(EN)_r$	$E_r l_r^3$	$E_r l_r^3$	$E_r l_r^3$	l_r^3

2.5.3 Paramètres pour le choix des matériaux

Le choix des matériaux utilisés dans l'expérience est crucial pour la validité des résultats, spécialement pour des essais dynamiques non linéaires. Les propriétés mécaniques qui doivent être comparées entre le modèle et le prototype sont les suivantes:

1) Courbe σ-ε

Si aucune distorsion n'est tolérée, donc le rapport σ/ε doit être identique à chaque point de la courbe σ-ε. Toutefois, on peut simuler cet effet en s'assurant que la quantité d'énergie dissipée par le matériau est correctement simulée.

2) Coefficient de Poisson

On peut remarquer que ν fait partie des paramètres de l'équation adimensionnelle. Mais l'erreur introduite en utilisant un coefficient de Poisson différent est faible et elle est inversement proportionnelle à **1+ν**. À titre d'exemple si on prend ν_m**=0.2** et ν_p**=0.3**, l'erreur introduite est de **8%.**

3) L'amortissement du matériau

Le plus grand problème est de simuler l'amortissement du matériau, mais on peut le négliger si on évalue l'amortissement de la structure au complet.

4)Les effets du taux de déformation

Pour l'acier structural, un haut taux de déformation ($\dot{\varepsilon}$) a comme effets d'augmenter la résistance et de diminuer la ductilité. Puisque le taux de déformation est évalué avec un facteur d'échelle de **1/t_r**, Ce taux sera plus élevé dans le modèle, ce qui donnera lieu à des résistances plus grandes. Certains chercheurs ont établi des relations empiriques pour quantifier l'effet de taux de déformation sur la limites élastique de l'acier:

Nagaraja (1966)

$$\frac{(F_y)_d}{(F_y)_s} = 1 + 0.762\dot{\varepsilon}^{(0.26)} \qquad \textbf{(2-63)}$$

Moncraz et Krawinkler (1981)

$$\frac{(F_y)_d}{F_{y_{2\times10^{-4}}}} = 0.973 + 0.45\dot{\varepsilon}^{(0.33)} \qquad \textbf{(2-64)}$$

Wakabayashi *et al.* (1984) $$\frac{(F_y)_d}{(F_y)_{50\times10^{-6}}} = 1 + 0.0473\log\left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right) \quad \textbf{(2-65)}$$

où $(F_y)_d$ est la limite élastique de l'acier sous un taux de déformation $\dot{\varepsilon}$ et $(F_y)_s$ est la limite élastique sous les charges statiques, c'est à dire un avec taux de déformation plus petit que 1×10^{-5}/sec. Toutefois, on ne peut utiliser l'équation (2.63) pour des taux de déformation plus élevé que 1.4×10^{-3}/sec. Dans l'équation (2.64) on a utilisé un taux de déformation de référence de 2×10^{-4}/sec pour illustrer l'effet des charges statiques, et $F_{y_{2\times10^{-4}}}$ est la limite élastique à ce taux. Par contre, Wakayashi *et al.* (1984) ont utilisé un taux de déformation de référence, $\dot{\varepsilon}$, de 50×10^{-6}/sec.

5)Les effets à long terme

Prendre en compte les effets du temps sur les matériaux (ex. retrait et fluage).

6) Les effets de la taille

L'effet de la taille sur la résistance a été étudié par plusieurs chercheurs mais avec des résultats fragmentaires. Toutefois, des effets comme le gradient de déformation et les paramètres de fabrication ne peuvent pas être évités (ex. soudure).

7)La ductilité

La ductilité est affectée par:

a) Le taux de déformation, qui est inversement proportionnelle à la taille du modèle
b) Les connections, surtout les soudures.

8) Les moyens de fabrication des éléments

On doit contrôler les changements due à la fabrication.

Lorsque l'on n'utilise pas le modèle *true replica*, l'acier structural devient un choix naturel. Les avantages de l'utilisation de l'acier comme le matériau du modèle sont que les courbes contraintes-déformations sont identiques et qu'on peut simuler les assemblages. Toutefois, il faut prendre en compte, entre outre, l'augmentation de taux de déformation, qui cause une augmentation dans la résistance.

CHAPITRE 3
CONCEPTION DES BÂTIMENTS PROTOTYPES

3.1 INTRODUCTION

Avant de concevoir un modèle d'essai au laboratoire, on devait concevoir des bâtiments en se basant sur les méthodes de conception actuelles. Dans notre cas, ces bâtiments sont fictifs. Toutefois, on devait choisir le site et les dimensions des structures qui permettent d'observer le mieux l'influence d'un diaphragme de toit flexible sur le comportement sismique de la structure. Dans ce chapitre, on décrit le choix du site et des dimensions des bâtiments prototypes ainsi que la note de calcul détaillée de la conception.

3.2 CHOIX DES SITES ET DE DIMENSIONS DES BÂTIMENTS

Afin de faire un choix éclairé quant au site et aux dimensions du bâtiment, on examine en premier lieu les résultats de l'étude faite par Tremblay et Stiemer (1996). Ensuite, on présente les paramètres de conception de ces bâtiments prototypes ainsi que les justifications nécessaires.

3.2.1 Tremblay et Stiemer, 1996

Comme indiqué dans le chapitre II, l'étude effectuée par Tremblay et Stiemer comportait des analyses dynamiques sur des bâtiments d'un étage avec diaphragme de toit flexible. Un total de 72 structures ont été considérées en variant 4 paramètres, soient la taille, le type de toiture, le site et la direction sollicitée de la structure. On a conçu des bâtiments de différentes tailles (petits: 30 m × 15 m × 5.4 m, moyens: 60 m × 30 m × 6.6 m et

grands: 120 m × 60 m × 9.0 m) et avec deux types de toiture (légère: 1.0 kPa et lourde: 2.2 kPa). De plus, pour la conception, on a localisé ces structures dans six villes au Canada qui ont des caractéristiques sismiques différentes: Victoria (C.-B.), Vancouver (C.-B.), Ottawa (Ont.), Québec (Que.), Prince Rupert (C.-B.) et Whitehorse (Territoire du Yukon. On a aussi sollicité chaque structure dans ses deux axes principaux. Finalement, on a soumis analytiquement ces structures à un ensemble de tremblements de terre représentatifs pour chaque site.

Tableau 3.1 Paramètres de pondération pour le choix

PARAMÈTRES		T/T'	duc/duc'	Δ	Flèche	M	P-Δ	DUC	TOTAL
TAILLE	Petit	0.99	1.05	1.06	0.82	1.08	0.97	1.61	7.58
	Moyen	1.05	1.07	1.00	1.24	0.99	1.06	0.93	7.35
	Grand	0.96	0.88	0.94	0.94	0.93	0.97	0.46	6.07
DIR.	Court	1.27	1.21	0.99	1.26	0.97	1.08	1.03	7.82
	Long	0.73	0.79	1.01	0.74	1.03	0.92	0.97	6.18
POIDS	L	1.02	1.04	1.02	0.93	1.02	0.98	1.04	7.04
	H	0.98	0.96	0.98	1.07	0.98	1.02	0.96	6.96
SITE	Victoria	0.98	1.23	1.04	1.17	1.05	0.93	1.03	7.43
	Vancouver	0.99	0.91	1.03	1.01	1.04	0.93	0.90	6.81
	Ottawa	1.02	0.85	0.90	0.50	0.90	0.85	0.33	5.34
	Québec	1.00	1.04	0.87	0.74	0.89	0.85	0.46	5.85
	P. Rupert	1.02	0.94	1.07	1.43	1.05	1.22	1.58	8.31
	Whitehorse	1.00	1.04	1.08	1.16	1.07	1.22	1.71	8.27

Les résultats de ces analyses sont résumés dans le tableau 3.1. Dans ce tableau, on présente la moyenne des résultats pour chaque paramètre normalisé par rapport à la moyenne obtenue pour les 72 cas. Par exemple, pour le résultat **T/T'** on obtient les valeurs 1.27 pour la direction courte et 0.73 pour la direction longue. Pour la direction courte, la valeur de 1.27 signifie que la moyenne des valeurs **T/T'** lorsque la structure est sollicitée parallèlement à sa largeur est 27% plus importante que la moyenne de toutes les structures. Finalement, la colonne **TOTAL** est la somme des valeurs obtenues pour

tous les indicateurs étudiés. Cette valeur reflète un comportement global pour chaque paramètre varié.

L'indicateur **T/T'** est le rapport entre la période naturelle de vibration lorsqu'on prend en compte la flexibilité du toit et la période d'un système à un degré de liberté pour lequel on ne prend en compte que la rigidité des contreventements. L'indicateur **duc/duc'** reflète le rapport entre le niveau de ductilité atteint par la structure avec le diaphragme flexible et la ductilité d'un système à un degré de liberté possédant la même fréquence naturelle et la même masse au toit. **M** est le rapport entre le moment de flexion dynamique maximum dans le diaphragme et le moment statique maximum (voir figure 2.5). L'indicateur **P-Δ** est le pourcentage d'augmentation des niveaux de ductilité lorsqu'on considère les effets de deuxième ordre. **DUC** est tout simplement le niveau de ductilité maximum atteint. L'indicateur **Flèche** est le pourcentage de la flèche totale maximale au toit par rapport à la hauteur de la structure. Finalement, Δ indique la déformation maximale dans le plan du diaphragme.

3.2.2 Choix et justifications

Dans la présente section, on discute du choix final et des motifs qui y ont conduit.

Après l'examen du tableau 3.1, il a été convenu d'étudier deux bâtiments de taille moyenne (60 m × 30 m × 6.6 m), sollicités dans la direction parallèle à leur largeur, munis d'une toiture légère (1.0 kPa) et situés dans les villes de Québec et Victoria.

Si on observe la colonne **TOTAL** dans le tableau 3.1, on note que les petits bâtiments sont, en général, plus critiques. Vu que les bâtiments moyens sont plus représentatifs des structures réelles, on a choisi la taille moyenne. On a choisi la direction des sollicitations

la plus critique qui est celle parallèle aux côtés courts. On a aussi choisi le type de toiture en se basant sur les résultats présentés dans le tableau 3.1.

Dû au fait qu'ils sont peu peuplés, on a exclu les sites Whitehorse et Prince Rupert dès le début. Par la suite, on a choisi le site le plus critique dans l'Ouest du Canada et celui le plus critique dans l'Est du Canada, soient Victoria et Québec, respectivement. Par ce choix se trouvait à considérer deux conditions sismiques différentes mais aussi deux masses différentes car même si le type de toiture est le même, la surcharge de neige au toit est différente d'un site à l'autre. Par contre, la combinaison de ces deux facteurs résultent en une même charge sismique de calcul pour les deux sites, c'est-à-dire deux structures différentes possédant le même SRCL, si ce dernier est entièrement gouverné par les charges sismiques.

3.2.3 Description de la structure du bâtiment prototype

La structure du prototype est illustrée à la figure 3.1. Les dimensions du bâtiment sont 60 m × 30 m × 6.6 m. On a retenu des systèmes de résistance aux charges latérales et de gravité qui sont typiques pour ce type de bâtiments.

La toiture est composée d'un tablier 38 mm de profondeur, posé sur des poutrelles espacées de 1875 mm. Les feuilles sont larges de 914 mm. La longueur de chaque feuille est de 7500 mm.

Les poutrelles reposent sur des fermes de 30 m de portée, espacées de 7.5 m. Sur la périphérie, les poteaux sont espacés de 7.5 m.

Les contreventements verticaux sont disposés sur les 4 murs extérieurs. Les diagonales, qui sont identiques, agissent en tension seulement dû à leur élancement qui est important.

3.3 NOTE DE CALCUL

Dans la présente section, on examine les différentes charges spécifiées par le CNBC (1995). Dans un premier temps, on examine les charges latérales et de gravité. Ensuite, on présente la conception des éléments du SRCL et des éléments du système de résistance aux charges de gravité. Finalement, on s'assure que les flèches respectent les critères du CNBC (1995).

3.3.1 Charges latérales

Dans cette partie on examine les charges latérales calculées selon le CNBC (1995). En premier lieu, on illustre les charges sismiques pour les deux villes puis les charges de vent. Les charges de gravité, permanentes et vives, au toit de même que les données climatiques et sismiques pour les deux sites sont présentées au tableau 3.2.

Tableau 3.2 Données pour la conception à Québec et Victoria

	D (kPa)	L (kPa)	Z_a	Z_v	a (g)	v	q (1/30)
Québec	**1.0**	**3.14**	**4**	**3**	**0.19**	**0.14**	**0.48 kPa**
Victoria	**1.0**	**1.0**	**5**	**5**	**0.28**	**0.28**	**0.35 kPa**

3.3.1.1 Charges sismiques

On s'est basé sur les équations (2-17), (2-18) et (2-32) pour le calcul des charges sismiques. Pour la ville de Québec, le calcul est le suivant:

La période naturelle selon l'équation (2-22)était égale à **T=0.15 sec.** En considérant **U=0.6, v=0.15, R=2.0, A=1800 m^2, S=4.2, F=1.0, I=1.0, D=1.0 kPa, L=3.14 kPa** et **S_p=0.7** on a pu calculer le charge sismique. Par contre, il fallait aussi calculer le poids sismique: **W=(1.0+0.25×3.14)×1800=3213 kN**.

En se basant sur les données présentées précédemment, on obtient:

V_f=0.15×4.2×1.0×1.0×3213×0.6/2= <u>607 kN</u>

V_p=0.15×1.0×3213×0.6= <u>289 kN</u>

Les différences entre les villes de Victoria et Québec sont la surcharge due à la neige, et, donc, le poids sismique, et le spectre de réponse. À Victoria, le poids sismique calculé est de **2250 kN**. D'un autre côté, **S=3.0** et **v=0.30**. Par conséquent:

V_f=0.3×3.0×1.0×1.0×0.6×2250/2.0= <u>608 kN</u>

V_p=0.3×1.0×2250×0.6= <u>405 kN</u>

On remarque que les deux forces sont presque identiques. Par conséquent, si la charge sismique est prédominante par rapport à la charge de vent, les systèmes de résistance aux charges latérales pour les deux bâtiments prototypes seront identiques pour les villes de Québec et Victoria. Cet aspect est important dans le modèle d'essai parce qu'il nous donne une plus grande flexibilité dans la construction du modèle.

Dans cette conception, on a complètement négligé la torsion accidentelle prescrite par le CNBC. L'introduction de plusieurs types d'excentricité dans le modèle d'essai (voir

chapitre V) était la raison principale pour cette omission. De plus, on a également négligé les effets P-Δ.

3.3.1.2 Charges de vent

Dans le CNBC (1995) la charge de vent est calculée selon l'équation suivante:

$$p = q\, C_e\, C_g\, C_p \qquad (3\text{-}1)$$

où **p** est la pression extérieure, s'exerçant de façon statique et dans une direction normale aux parois du bâtiment, **q** est la pression dynamique de référence qui dépend du site et la période de retour, C_e est le coefficient d'exposition, C_g est le coefficient de rafale et C_p est le coefficient de pression extérieure.

En prenant une période de retour de 1/30 ans pour **q** (tableau 3.2), la force latérale pondérée due au vent à Québec est de **371 kN**, ce qui est largement inférieur à la charge sismique pondérée calculée dans la section 3.3.1.1. Pour la ville de Victoria, cette charge était de **271 kN**, elle aussi inférieure à la charge sismique pondérée.

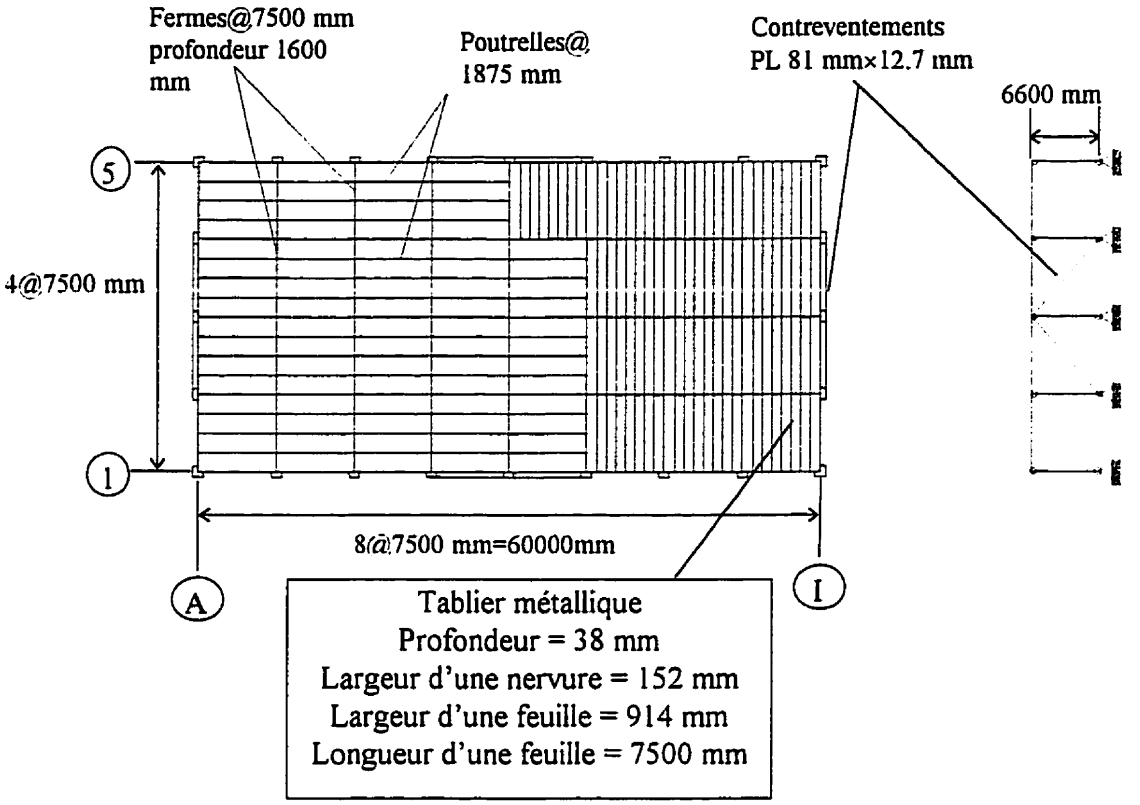


Figure 3.1 Bâtiment prototype

3.3.2 Charges de gravité

Les charges de gravité considérées pour la conception des bâtiments prototypes sont la charge permanente sur le toit de **1.0 kPa** et la charge vive. La seule charge vive prise en compte était la surcharge due à la neige qui était de **3.14 kPa** à Québec et de **1.0 kPa** à Victoria.

3.3.3 Conception des éléments du SRCL

Contreventements

On a conçu les contreventements en se basant sur la charge due au séisme calculée dans la section 3.3.1.1. En considérant la charge de **608 kN** et la limite élastique **Fy=350 MPa**, on a trouvé que **A_g>1286 mm^2** et **K_B=14.5 kN/mm**, où A_g est l'aire de la section d'un contreventement et K_B est la composante horizontale de sa rigidité axiale. Toutefois, le CNBC (1995) permet de diminuer la charge latérale appliquée jusqu'à 20% si on utilise d'autres méthodes de calcul de la période fondamentale de vibration, et que la charge latérale calculé avec cette période soit moins important que celle obtenue avec l'équation (2-17). En considérant deux ressorts en parallèles possédant la même rigidité latérale K_B, et une masse correspondante à la masse sismique sur le toit pour la ville de Québec, on a obtenu une période fondamentale de 0.67 sec. À cette période correspond une force de cisaillement à la base de **266 kN**. Par conséquent, la force de cisaillement minimale à la base est de **0.8×608=486 kN**. En utilisant cette force on obtient une aire de la section pour un contreventement égale à **1028 mm^2**, ce qui correspond à une rigidité latérale de **K_B=11.6 kN/mm**. Il faut préciser qu'on a utilisé des contreventements identiques sur les 4 murs de la structure.

Diaphragme

Pour le diaphragme de toit, on s'est basé sur la méthode du SDI (1991) présentée à la section 2.2. Dans ce cas on s'est basé sur l'approche de conception en capacité. Dans notre cas, le but de cette approche est de s'assurer que les déformations inélastiques ne se développent que dans les contreventements. Par conséquent, la force de cisaillement de conception du diaphragme est de **6.6 kN/mm**. Cette valeur a été obtenue en considérant un état limite de service et 10% dû à l'impact. En se référant aux tableaux du SDI (1991), on a noté deux configurations qui satisfaisaient les critères de résistance et de flèches.

La première configuration de diaphragme comprend 5 soudures 16 mm feuille/feuille par portée (1875 mm), un patron de 5 connecteurs sur la largeur d'une feuille (914 mm), entre les feuilles et les poutrelles et poutres. Tous les connecteurs sont des soudures de 16 mm. Pour cette configuration, on obtient une rigidité en cisaillement **G'=3.11 kN/mm** (SDI, 1991, page V3). Pour la deuxième configuration on a 4 connecteurs feuille/feuille par portée, un patron de 7 connecteurs sur la largeur d'une feuille (914 mm) entre les poutres et poutrelles et les feuilles. Tous les connecteurs sont des soudures de 16 mm. Dans ce deuxième cas, la rigidité en cisaillement du diaphragme de toit était de **G'=8.90 kN/mm**. Dans les deux cas le tablier utilisé avait une profondeur de 38 mm et une épaisseur minimale d'acier de 0.76 mm. Il faut préciser que les valeurs des tables du SDI (1991) sont basées sur trois portées.

3.3.4 Conception des éléments du SRCG

Dans le tableau 3.2 on illustre les différents éléments conçus pour les bâtiments prototypes. Pour ces éléments on n'a considéré que les charges permanentes et vives, sauf dans le cas des poteaux où on a aussi considéré les charges sismiques. Il faut mentionner qu'on n'a choisi qu'une section pour tous les poteaux.

Tableau 3.3 Éléments du système de résistance aux charges de gravité

Membrure	Québec	Victoria
Poutrelles	Prof. 600 mm	Prof. 450 mm
Poutres axes A&I	W200×59	W200×46
Poutres axes 1&5	W200×42	W200×42
Fermes (B@H)	Prof. 1600 mm	Prof. 1600 mm
Poteaux	HSS 152×152×11	HSS 127×127×11

En prenant en compte la déformation axiale dans les poteaux, on a recalculé la rigidité latérale des contreventements. Pour le cas de Québec, cette rigidité était **K_B=11.11 kN/mm** et pour Victoria **K_B=10.99 kN/mm**.

3.3.5 Calcul des flèches

Dans le tableau 3.4, on présente les élément du calcul de la flèche maximale pour chaque ville. On remarque qu'on respecte le critère du CNBC (1995). Il faut retourner aux équations (2-1) et (2-7), pour mieux comprendre le tableau 3.4. De plus, le Δ_B est la déformation due aux contreventements.

Dans ce tableau on remarque que le système est très flexible car on rencontre tout juste la limite de flèche du CNBC de 2% de la hauteur. De plus, on remarque le fait que les flèches vis-à-vis des contreventements (Δ_B) ne sont pas négligeables par rapport aux déformations dans le plan du diaphragme (Δ_s+Δ_f).

Tableau 3.4 Calcul de la flèche

Paramètre	Québec		Victoria	
I_{toit} (mm^4)	2.38×10^{12}		2.38×10^{12}	
K_B (kN/mm)	11.11		10.99	
Δ_B (mm)	21.89		22.11	
G' (kN/mm)	3.11	8.40	3.11	8.40
Δ_f (mm)	3.19	3.19	3.19	3.19
Δ_s (mm)	39.10	16.07	39.10	16.07
$\Delta_{inélastique}=\Delta_{total}\times2.0$	128.36	82.3	128.58	82.7
%h	1.94	1.25	1.95	1.25

CHAPITRE 4
ANALYSE DIMENSIONNELLE

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre explore, dans un premier temps, un modèle d'analyse dimensionnelle. La transition des bâtiments prototypes à un modèle d'essais à échelle réduite est primordiale dans la présente étude. Afin de s'assurer que ce modèle d'analyse dimensionnelle est valide pour notre cas, on a développé un modèle analytique avec le logiciel DRAIN-2DX, qui représente un bâtiment d'un seul étage avec un diaphragme de toit flexible et des contreventements sur les côtés. On a soumis les bâtiments prototypes et les bâtiments modèles aux mêmes excitations dynamiques. Finalement, on a comparé les résultats obtenus de ces deux séries de simulations.

4.2 MODÈLE DE L'ANALYSE DIMENSIONNELLE

L'analyse dimensionnelle permet le passage d'une échelle réelle à une échelle de taille différente. Toutefois, il faut identifier en premier lieu un modèle d'analyse dimensionnelle qui reflète le phénomène physique étudié.

Pour le cas de l'analyse dynamique des structures, on utilise l'équation adimensionnelle (2-50). Mais, dans la présente étude, on doit ajouter d'autres variables physiques, qui sont la rigidité en cisaillement du diaphragme, **G'**, la limite élastique du matériau utilisé, **Fy**, et les coefficients d'amortissement de Rayleigh, α et β. On n'a pas inclus la rigidité flexionnelle du toit parce qu'elle est implicitement incluse dans la variable physique **l**.

Dans les bâtiments d'un seul étage en acier, la masse des éléments de la structure autres que le toit est faible et peut être négligée. La masse volumique des éléments ρ peut être négligée et seule la masse par unité de surface de la toiture, **m`**, est d'importance et par conséquent, on n'a considéré que la masse surfacique du toit dans le modèle et le prototype.

En considérant les hypothèses élaborées dans les paragraphes précédants, on obtient l'équation (4-1) qui est analogue à l'équation (2-49). Cette équation sert à relier toutes les variables physiques qui affectent le phénomène.

$$\mathbf{F(a, E, F_y, g, G`, l, m`, \bar{r}, \bar{r}_0, t, \alpha, \beta, \sigma) = 0} \qquad \textbf{(4-1)}$$

En se basant sur l'équation (4-1), on a dérivé l'équation adimensionnelle (4-2):

$$\mathbf{G(\frac{\sigma}{E}, t\sqrt{\frac{E}{m`l}}, \frac{\bar{r}}{l}, \frac{a}{g}, \frac{m`g}{E}, \frac{\sigma_0}{E}, \frac{\bar{r}_0}{l}, \alpha\beta, \frac{F_y}{m`g}, \frac{G`}{El}, \alpha t) = 0} \qquad \textbf{(4-2)}$$

On a obtenu les facteurs adimensionnelles qui inclus les facteurs d'amortissement en se référant à l'équation (4-3).

$$\mathbf{[c] = \alpha[m] + \beta[k]} \qquad \textbf{(4-3)}$$

où **[c]**, **[m]** et **[k]** sont les matrices d'amortissement, de masse et de rigidité, respectivement.

Si on utilise le même matériau, l'acier, pour le modèle et le prototype, le facteur de similitude du module de Young devient $\mathbf{E_r}$=1. Au même titre, si on considère une masse

surfacique identique, le facteur de similitude de la masse surfacique est $\mathbf{m'_r}$=1. Ces deux hypothèses se reflètent par l'utilisation d'un tablier en acier, dans le modèle et dans le prototype, sur lequel on met un masse surfacique identique. On obtient les équations (4-4) et (4-5), en se basant sur le théorème de Buckingham (1914).

$$\left(\frac{t^2E}{m'l}\right)_m = \left(\frac{t^2E}{m'l}\right)_p \qquad \textbf{(4-4)}$$

Donc:

$$t_r = \sqrt{l_r} \text{ où } \left(t_r = \frac{t_m}{t_p} \text{ et } l_r = \frac{l_m}{l_p}\right) \qquad \textbf{(4-5)}$$

De la même façon pour **G'**:

$$\left(\frac{G'}{El}\right)_m = \left(\frac{G'}{El}\right)_p \qquad \textbf{(4-6)}$$

Donc:

$$G'_r = l_r \qquad \textbf{(4-7)}$$

où $\mathbf{t_r}$, $\mathbf{G'_r}$ et $\mathbf{l_r}$ sont le facteur de similitude du temps, la rigidité en cisaillement au toit et le facteur d'échelle, respectivement. De la même façon on peut dériver les facteurs de similitude pour chaque paramètre de l'équation (4-1). Dans le tableau 4.1 on présente les facteurs de similitude de toutes variables physiques en fonction du facteur d'échelle. Afin de respecter l'espace dans le laboratoire et la capacité du simulateur sismique à l'École Polytechnique, on a considéré un facteur d'échelle de $\mathbf{l_r}$=**1/7.5**. Ce dernier point est développé plus en profondeur dans la section 5.1.

Tableau 4.1 Facteurs de similitude

Paramètres		**Facteur de similitude**
Longueur	l_r	l_r
Temps	t_r	$l_r^{1/2}$
Fréquence	ω_r	$l_r^{-1/2}$
Vitesse	V_r	$l_r^{1/2}$
Acc. gravitationnelle	g_r	1
Accélération	a_r	1
Masse surfacique	m'_r	1
Déformation	ε_r	1
Contrainte	σ_r	1
Module élastique	E_r	1
Rigidité du diaph.	G'_r	l_r
Déplacement	y_r	l_r
Force	F_r	l_r^2
Coefficient d'amort.	α_r	$l_r^{-1/2}$
Coefficient d'amort.	β_r	$l_r^{1/2}$
Résistance	F_{yr}	l_r^2

4.3 ANALYSES NUMÉRIQUES

Dans la présente section, on présente les paramètres importants dans les analyses numériques effectuées pour valider le modèle obtenu de l'analyse dimensionnelle.

Ensuite, on présente le modèle analytique, les séismes, le maillage du diaphragme, l'étude paramétrique et, finalement, les résultats.

4.3.1 Paramètres importants

Les analyses dynamiques non linéaires des modèles et des prototypes ont été effectuées en utilisant le logiciel DRAIN-2DX développé par Parkash *et al.* (1993). Ce logiciel, qui effectue des analyses pas-à-pas dans le temps, utilise la méthode d'intégration de l'accélération constante de Newmark, et, donc, permet des analyses dans le domaine inélastique. Pour nos analyses, on a considéré un pas de temps de 0.001 s et 0.0003651 s pour les prototypes et les modèles, respectivement. On a obtenu le pas de temps d'analyse pour les modèles en appliquant le facteur de similitude du temps t_r au pas de temps du prototype. De plus, on a calculé les coefficients d'amortissement de Rayleigh, α associé aux masses et β associé aux rigidités, en considérant 5% d'amortissement critique dans les modes appropriés, soient les deux premiers modes qui agissent dans la direction y (figure 4.1). Il faut noter que tous les historiques des déplacements sont exprimés en fonction du déplacement (y_{max} = 0.33% h) qui correspond à la première plastification en tension d'un contreventement. Les forces sont exprimées en fonction de la force dans le contreventement (T_{max}) qui correspond à la plastification.

4.3.2 Modèle analytique

Le modèle analytique, montré à la figure 4.1, est formé d'un toit attaché aux éléments périphériques, soient les poutres, les poutrelles et les fermes. Toutefois, on a attaché le diaphragme aux contreventements en imposant un déplacement identique pour les nœuds d'attache, dans les directions correspondantes. Par exemple, les nœuds 9 et 165 ont le

même degré de liberté translationnel dans la direction x, de même que les nœuds 69 et 157 dans la direction y. On a modélisé la masse totale du toit en considérant des masses concentrées aux nœuds qui correspondent aux masses tributaires de ces nœuds.

Le tablier a été modélisé avec des éléments de panneau (élément no. 6) de DRAIN-2DX. Ces éléments possèdent 8 degrés de liberté translationnels et cinq modes de déformation qui sont illustrés à la figure 4.2. Les rigidités correspondantes à chaque mode de déformation pour chaque élément sont identifiées à la même figure. Dans les valeurs de rigidité montrées à la figure 4.2, on a pris en compte la contribution des poutrelles dans la rigidité flexionnelle dans la direction x. Le reste de la structure a été modélisé avec des éléments de barre (élément no. 1). Dans le tableau 4.2 on présente les aires de section de chaque élément de barre. De plus, on a déterminé les facteurs d'amortissement β et α pour le prototype en se basant sur les deux premières fréquences dans la direction y. Ensuite, on a appliqué les facteurs de similitude présentés au tableau 4.1.

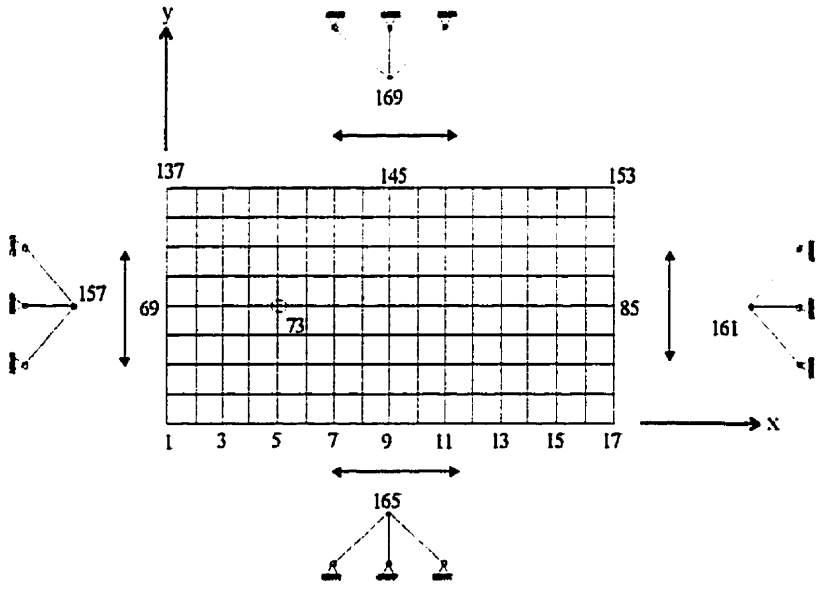


Figure 4.1 Modèle analytique

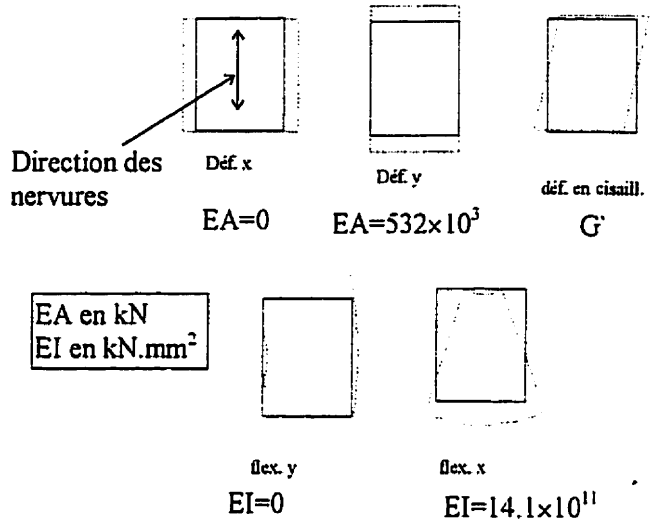


Figure 4.2 Modes de déformation et rigidités respectives pour le prototype.

Tableau 4.2 Paramètres pour les modèles analytiques

	Québec		Victoria	
	Prototype	**Modèle**	**Prototype**	**Modèle**
Diagonales, mm^2	1028	18.28	1028	18.28
Poteaux, mm^2	4840	86	3970	70.5
Poutres axes A et I, mm^2	7530	133	5820	103
Poutres 1 et 5, mm^2	5280	704	5280	704
Fermes, mm^2	15000	267	15000	267
Poutrelles, mm^2	2000	36	2000	36
Masse totale, kg	327.52×10^3	5822	229.36×10^3	4077

4.3.3 Séismes

Pour l'analyse pas-à-pas dans le temps on a utilisé deux séismes différents. Le premier représente les 10 premières secondes du tremblement de terre de El Centro, EC, (18-mai-1940, composante S00E). Ce séisme possède les caractéristiques des séismes de l'Ouest du Canada et a été utilisé pour le cas Victoria. Le deuxième est un séisme artificiel, généré pour l'Est du Canada (Atkinson et Brenev, 1998), ARTC, qui a un magnitude de Mw=7.0 et à une distance hypocentrale de 150 km (40 premières secondes). On a choisi ce séisme parce qu'il représente un des scénarios distance-magnitude qui dominent le péril sismique à Québec. Le tableau 4.2 montre les paramètres importants de ces séismes. Toutefois, il faut noter que ces séismes ont été normalisés avant les analyses pour obtenir la même accélération maximale que le site, dans le cas de Québec, et la même vitesse maximale dans le cas de Victoria. Le facteur de normalisation pour le séisme EC était de 0.78, et de 1.46 pour le séisme ARTQ.

Tableau 4.3 Séismes

Séisme	Événement	Station	Acc. max. (g)	Vit. Max. (m/s)
EC	Imp. Valley 1940	El Centro	0.35	0.33
ARTQ	M_w=7.0@150 km	-	0.13	0.079

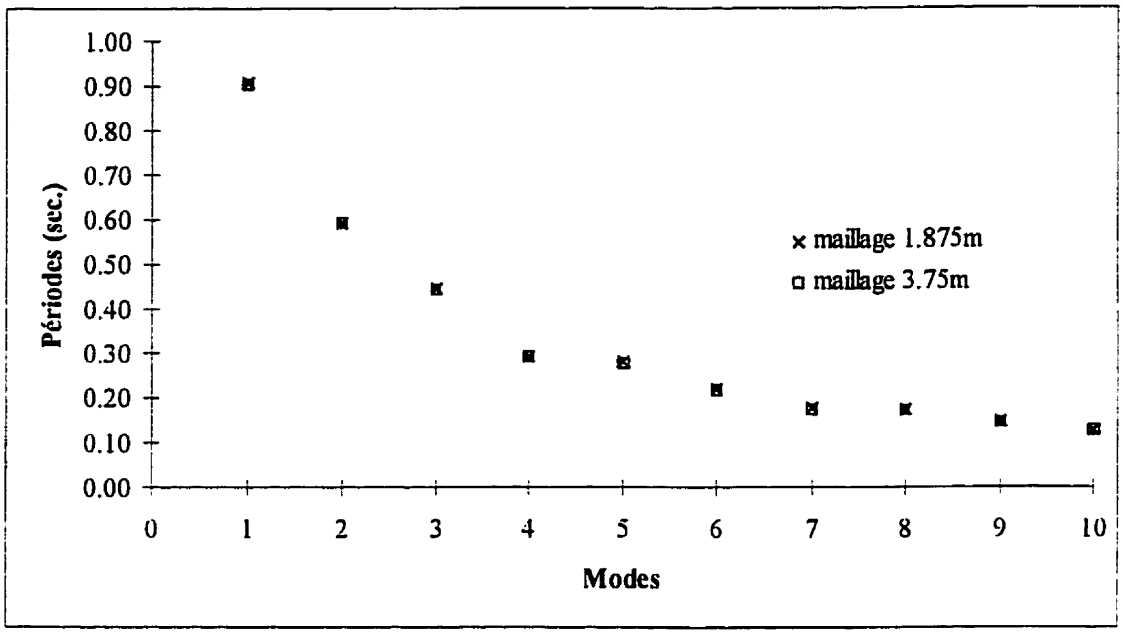


Figure 4.3 Périodes naturelles selon le nombre d'éléments de panneau

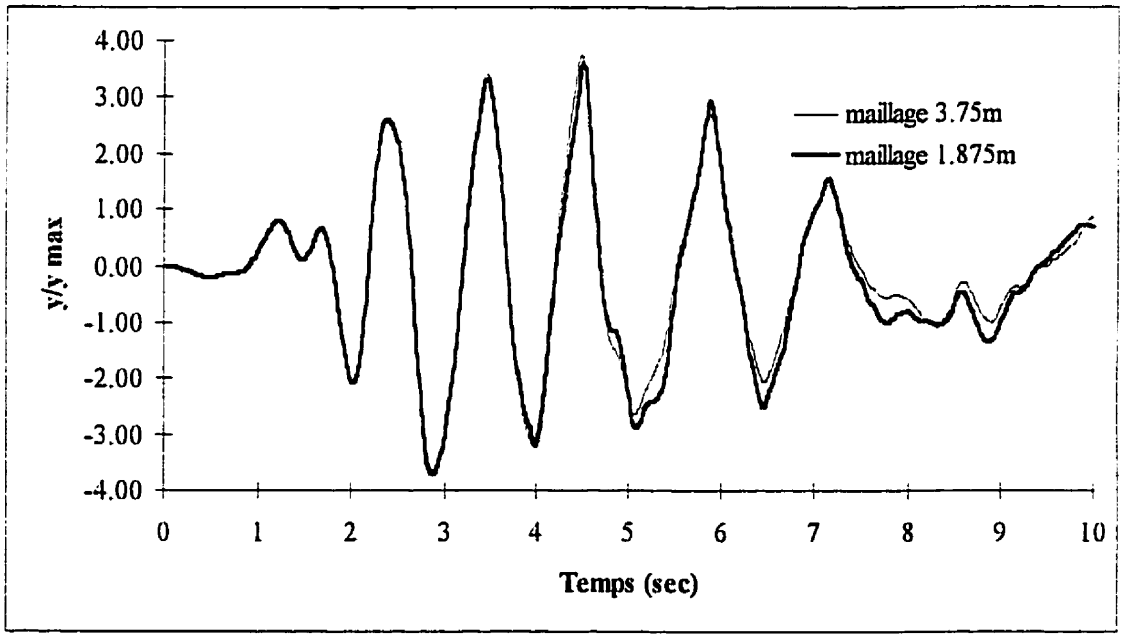


Figure 4.4 Historique des déplacements à mi-longueur du toit, Victoria, sans excentricité avec G`=3.11 kN/mm

4.3.4 Maillage du diaphragme

Le maillage choisi pour le prototype pour effectuer les analyses a été de 128 éléments de panneau de taille 3.75 m × 3.75 m (figure 4.1). Ce choix a été basé sur des analyses dynamiques préliminaires en 3D qui ont été réalisées avec le logiciel SAP 90 pour évaluer l'efficacité de ce maillage. Toutefois, pour valider ce maillage pour des simulations dynamiques non linéaires, on a aussi utilisé un maillage 4 fois plus raffiné, soit 512 éléments (1.875 m × 1.875 m), comme maillage de comparaison. Aux figures 4.3 et 4.4 on montre l'excellente concordance entre les 2 modèles pour les périodes naturelles et pour un historique des déplacements, respectivement. Le Tableau 4.4 montre la comparaison entre la flèche à mi-longueur du diaphragme sous la charge statique équivalente (éq. (2-12)) telle que calculée avec l'équation (2-1) et celle avec DRAIN-2DX pour le maillage (3.75 m × 3.75 m). On remarque que les deux flèches sont identiques. Cette comparaison permet de s'assurer que le modèle analytique avec le maillage 3.75 m × 3.75 m représente bien le bâtiment prototype.

Tableau 4.4 Flèche à mi-longeur du toit

DRAIN-2DX	Éq. (2-1)
64.0 mm	64.4 mm

4.3.5 Étude paramétrique

Afin d'atteindre l'objectif principal du présent chapitre qui est de valider les hypothèses de l'analyse dimensionnelle, on a effectué les mêmes analyses dynamiques sur des modèles analytiques du modèle et du prototype. Pour chacun des deux sites, on a considéré 3 valeurs de rigidité en cisaillement du tablier: 3.11 kN/mm, 8.4 kN/mm et

infiniment rigide. De plus, pour nous permettre d'analyser l'effet de la torsion dans ces deux modèles, on a aussi varié les positions du centre de rigidité, centre de masse et centre de résistance. Pour varier le centre de rigidité, on a changé les aires des contreventements dans la direction y, tout en gardant la même rigidité totale pour le bâtiment dans cette direction. Pour varier le centre de masse, on a concentré la masse sur une moitié de la structure. Dans le cas du centre de résistance, on a augmenté la limite élastique d'un contreventement et réduit celle de l'autre, tout en gardant la somme des résistances égale au cas sans excentricité. Dans chacune des trois études de torsion, on a positionné les centres au nœud 73 (Fig. 4.1). Les études de torsion ont été effectuées avec un diaphragme qui possédait une rigidité en cisaillement de 3.11 kN/mm.

4.3.6 Résultats

Dans cette section, on examine les résultats des analyses dynamiques. On a divisé ces résultats en deux parties: la première partie présente les résultats des analyses de vibrations libres alors que la deuxième traite des analyses dynamiques des bâtiments soumis aux séismes.

4.3.7 Vibrations libres

La figure 4.5 présente les périodes associées aux 10 premiers modes utilisant les différentes rigidités en cisaillement du diaphragme. Ces analyses démontrent clairement que les périodes naturelles des bâtiments sont grandement influencées par la rigidité du diaphragme. On remarque que pour le premier mode, la période est deux fois plus élevée lorsqu'on considère la rigidité de 3.11 kN/mm, comparativement au cas d'un diaphragme infiniment rigide. Aux figures 4.6 et 4.7 on compare les périodes fondamentales (10 premiers modes) des bâtiments avec les différentes excentricités, pour les deux sites. On

note que l'influence du type d'excentricité n'est pas très grande sur les périodes, sauf pour les 2ième, 3ième et 5ième modes. La raison principale est que la masse totale et la rigidité totale restent inchangées. Dans le tableau 4.4, on présente les périodes du modèle et du prototype pour les six premiers modes pour le cas d'un bâtiment à Québec, avec une excentricité de masse et G'=3.11 kN/mm. On remarque que le rapport correspond au facteur de similitude du temps, t_r, pour un facteur d'échelle l_r=1/7.5.

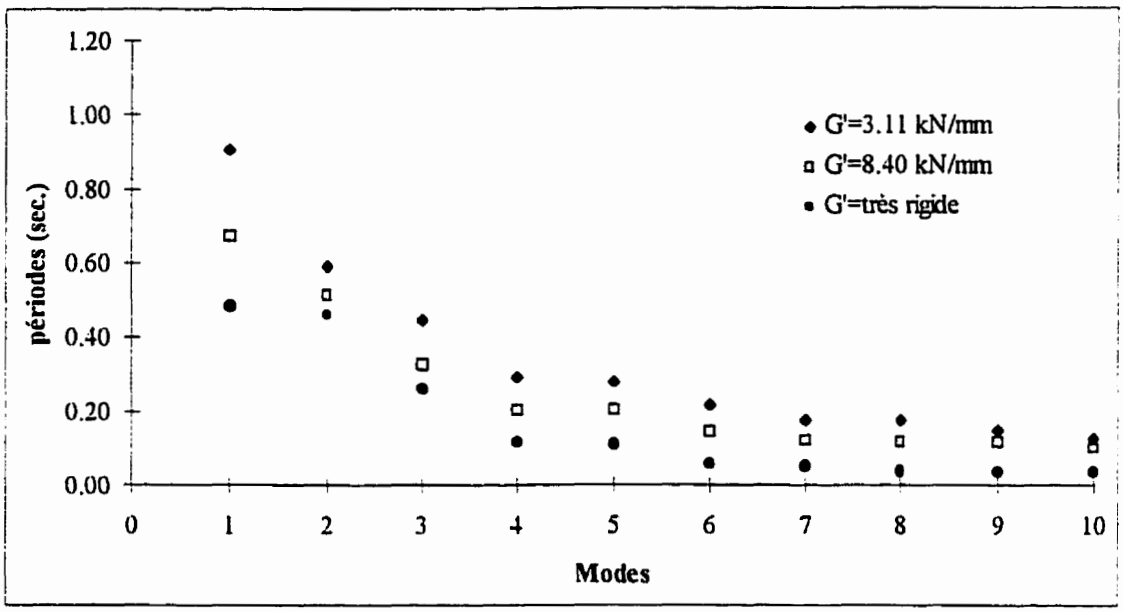


Figure 4.5 Effet de la rigidité du toit sur la période naturelle pour les bâtiments prototypes à Victoria

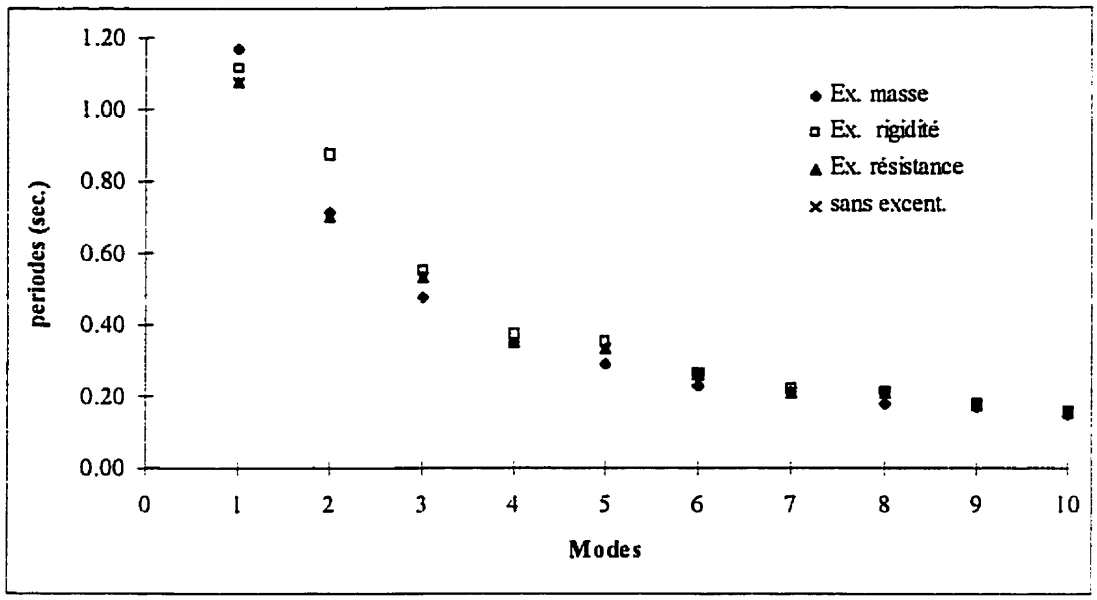


Figure 4.6 Effet du type d'excentricité sur la période naturelle, bâtiments situés à Québec

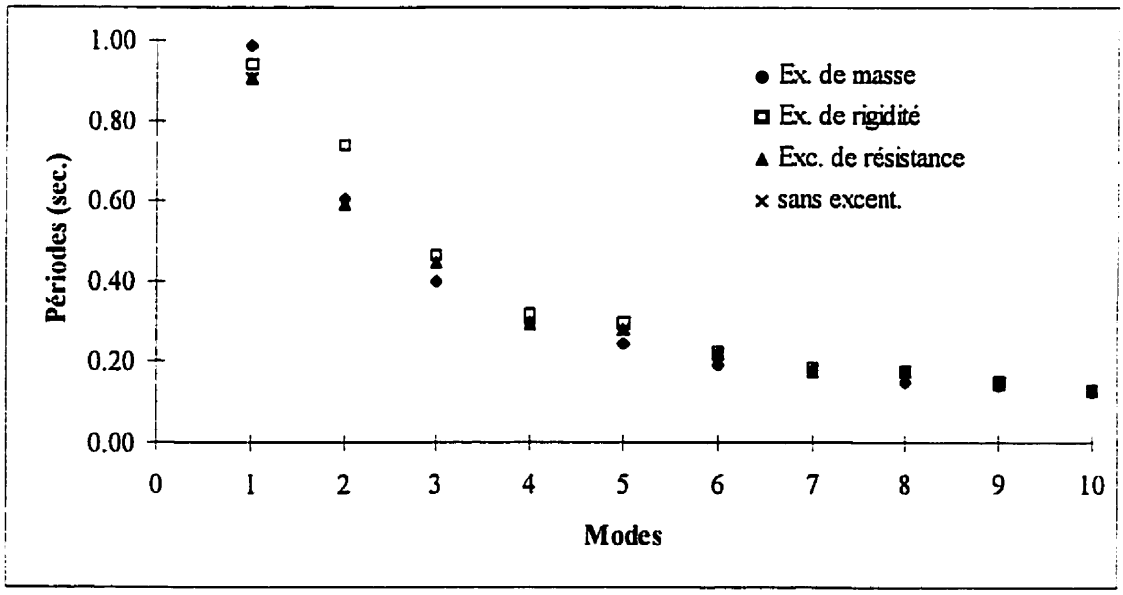


Figure 4.7 Effet du type d'excentricité sur la période naturelle, bâtiments situés à Victoria

Tableau 4.5 Comparaison des périodes naturelles entre le prototype et le modèle, pour la ville de Québec

Modes	1	2	3	4	5	6
prototype	1.17	0.715	0.478	0.350	0.291	0.232
modèle	0.427	0.261	0.174	0.128	0.106	0.0845
T_m/T_p	0.365	0.365	0.364	0.366	0.364	0.364

4.3.8 Analyses dynamiques

4.3.8.1 Sans excentricité

Les figures 4.8, 4.10, 4.11 et 4.12 montrent des historiques de déplacement horizontal du nœud 69 (figure 4.1). On peut remarquer que la concordance entre les déplacements dans le modèle et dans le prototype est parfaite. À la figure 4.9, on montre la courbe d'hystérésis pour le contreventement au dessous du nœud 69 pour le cas de Québec. On estime qu'en général la structure a répondu dans son premier mode. En comparant la figure 4.8 avec les figure 4.10, 4.11 et 4.12, on peut noter la différence entre les séismes de l'Est (hautes fréquences) et l'Ouest du Canada (basses fréquences). De plus, on note que lorsqu'on change la rigidité du toit, la réponse du bâtiment change complètement. En augmentant la rigidité du diaphragme, les efforts dans les contreventements augmentent. De tous les résultats présentés, on peut conclure que le modèle obtenu de l'analyse dimensionnelle dans cette étude a reproduit un comportement dynamique identique à celui du prototype.

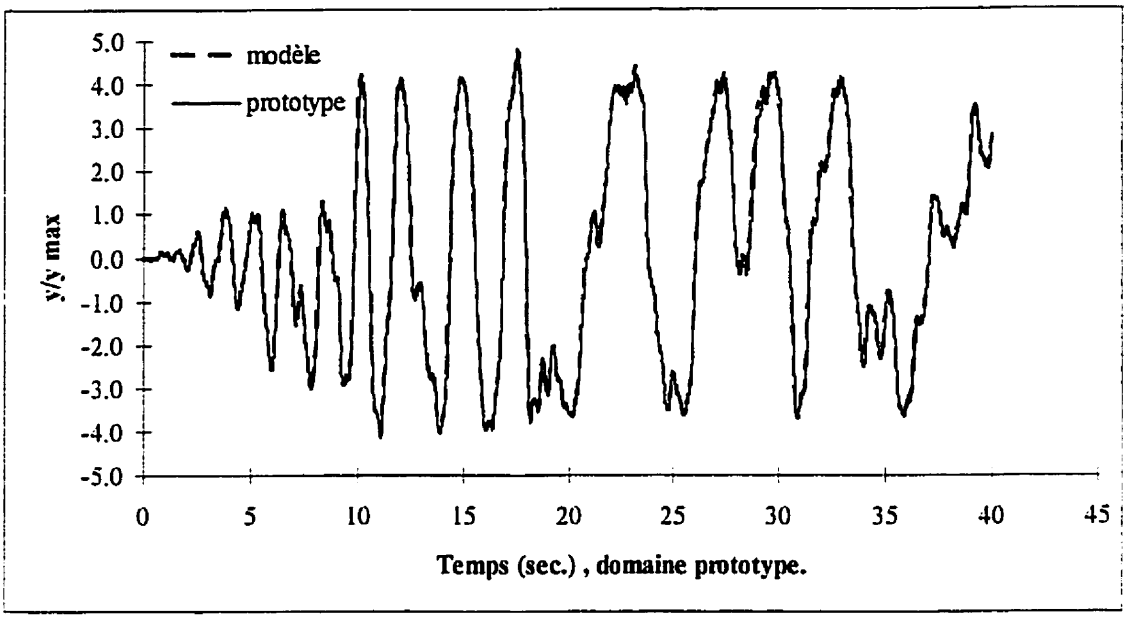


Figure 4.8 Historique des déplacements, Québec, G'=3.11 kN/mm

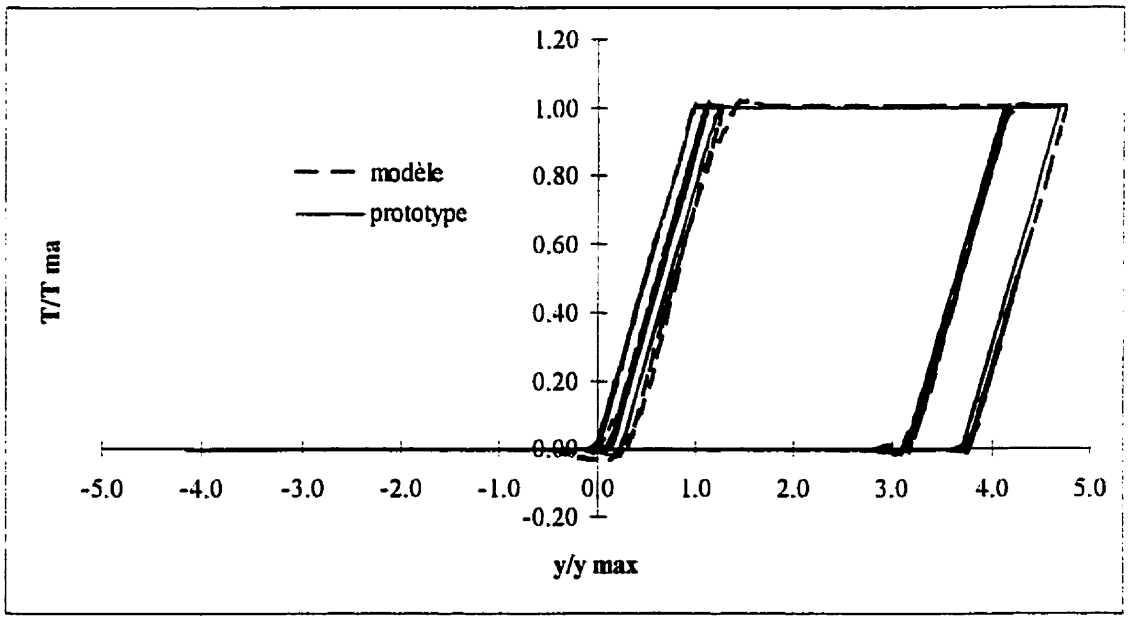


Figure 4.9 Courbe d'hystérésis pour le contreventement , Québec, G'=3.11 kN/mm

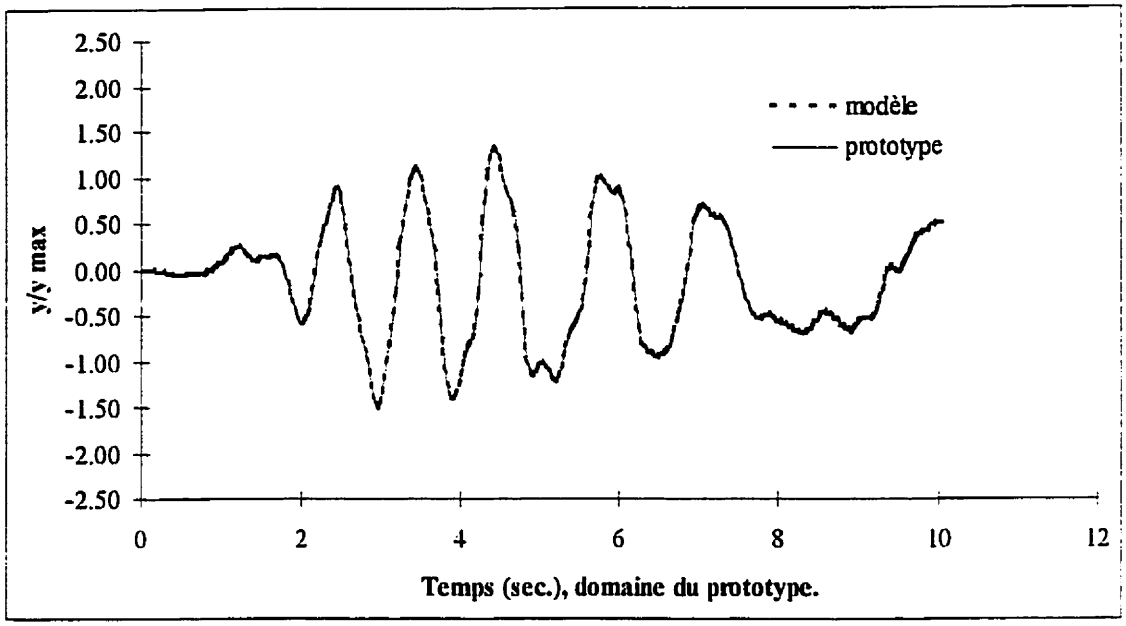


Figure 4.10 Historique des déplacements, Victoria, G'=3.11 kN/mm

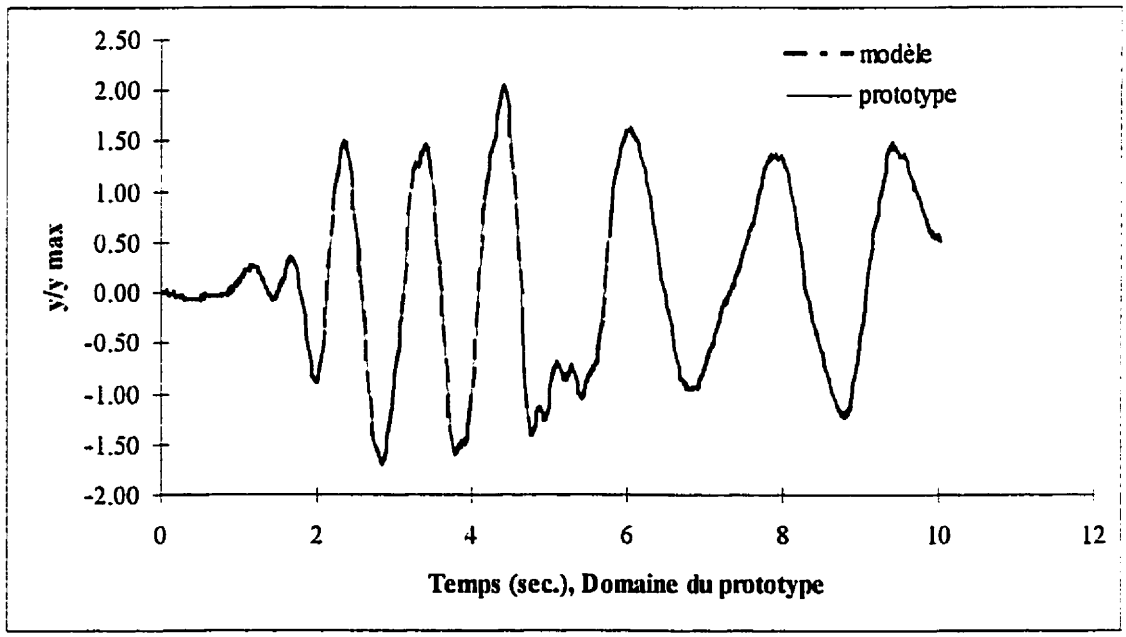


Figure 4.11 Historique des déplacements, Victoria, G'=8.40 kN/mm

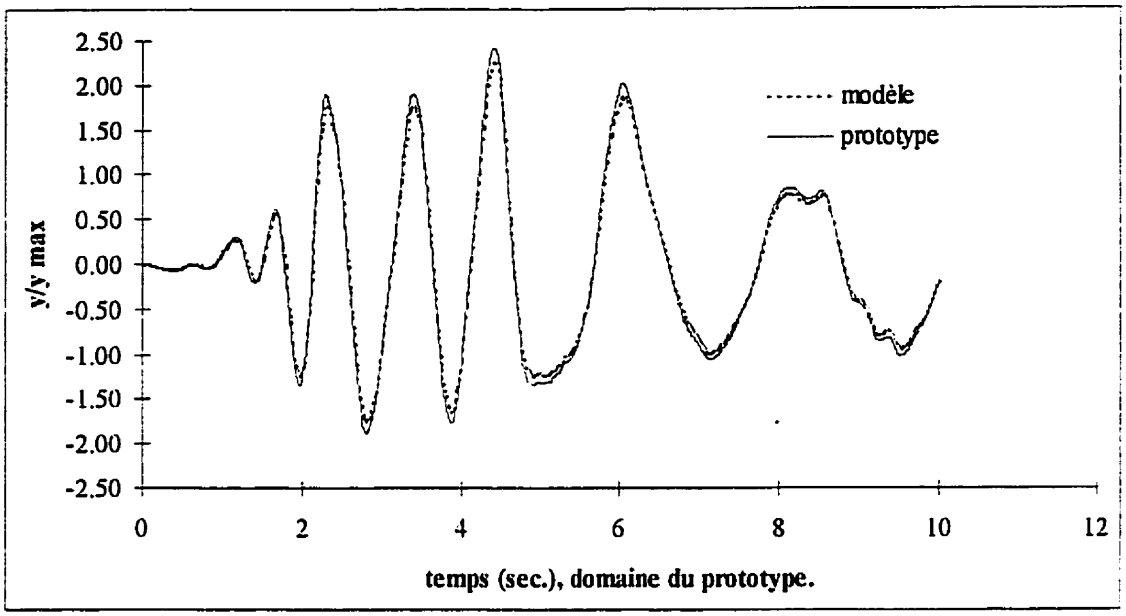


Figure 4.12 Historique des déplacements, Victoria, toit rigide.

4.3.8.2 Bâtiments avec excentricités

Dans cette section, on présente le comportement des structures lorsqu'on a introduit des excentricités. Les résultats sont exprimés en fonction de l'angle de rotation du toit, θ, dans son propre plan, et la convention de signe est positive dans le sens horaire. Aux figures 4.13 à 4.15, on illustre des historiques de rotations pour le bâtiment situé à Québec avec différentes excentricités sous le tremblement de terre ARTQ. On remarque qu'au point de vue de la rotation, l'excentricité de masse est moins critique que l'excentricité de rigidité ou de résistance. La différence de comportement des bâtiments avec des types d'excentricité différents indique que l'excentricité entre le centre de masse et de rigidité n'est pas le seul paramètre qui influence la torsion. De plus, on peut voir, dans le cas de l'excentricité de résistance, à la figure 4.15, que la structure ne commence à tourner qu'après la première plastification des contreventements ayant la limite élastique la plus faible. Les figures 4.16 à 4.18 indiquent le comportement du bâtiment

situé à Victoria, avec une excentricité de masse et G'=3.11 kN/mm. On note dans tous ces résultats que la concordance entre le modèle et le prototype est parfaite.

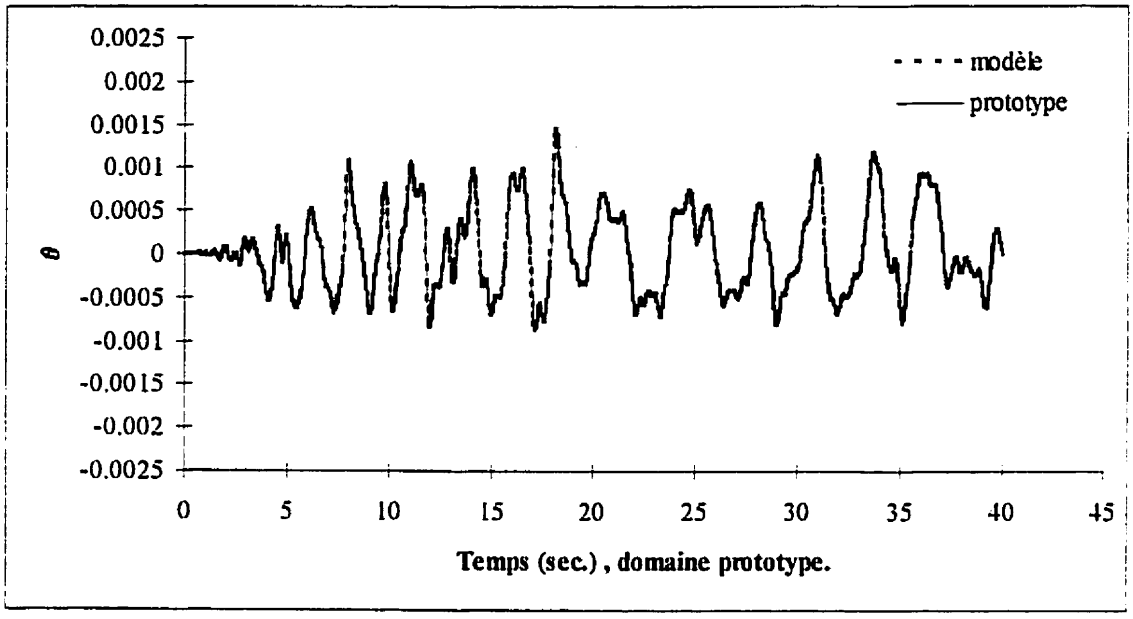


Figure 4.13 Historique des rotations sur le toit, Québec, excentricité. de masse, G'=3.11 kN/mm

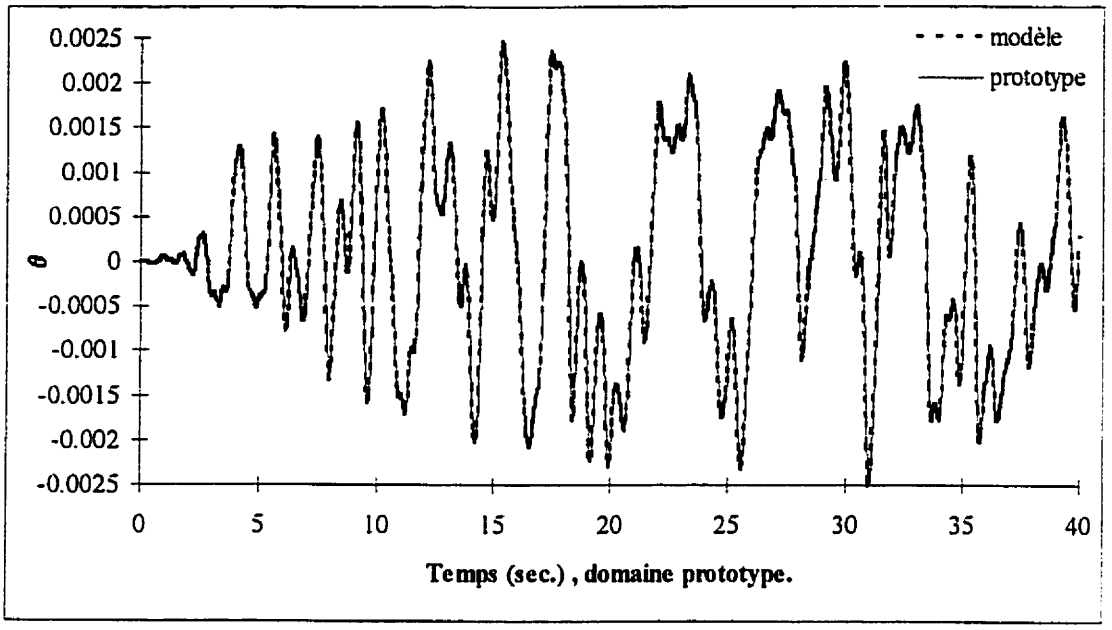


Figure 4.14 Historique des rotations, Québec, excentricité de rigidité, G'=3.11 kN/mm

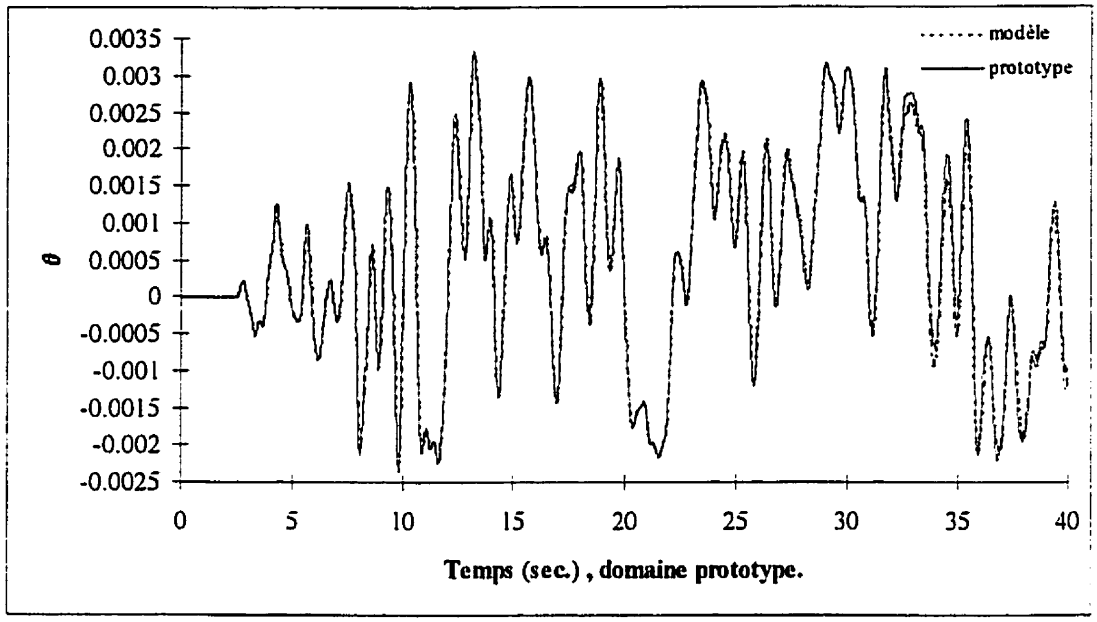


Figure 4.15 Historique des rotations, Québec, excentricité de résistance, G'=3.11 kN/mm

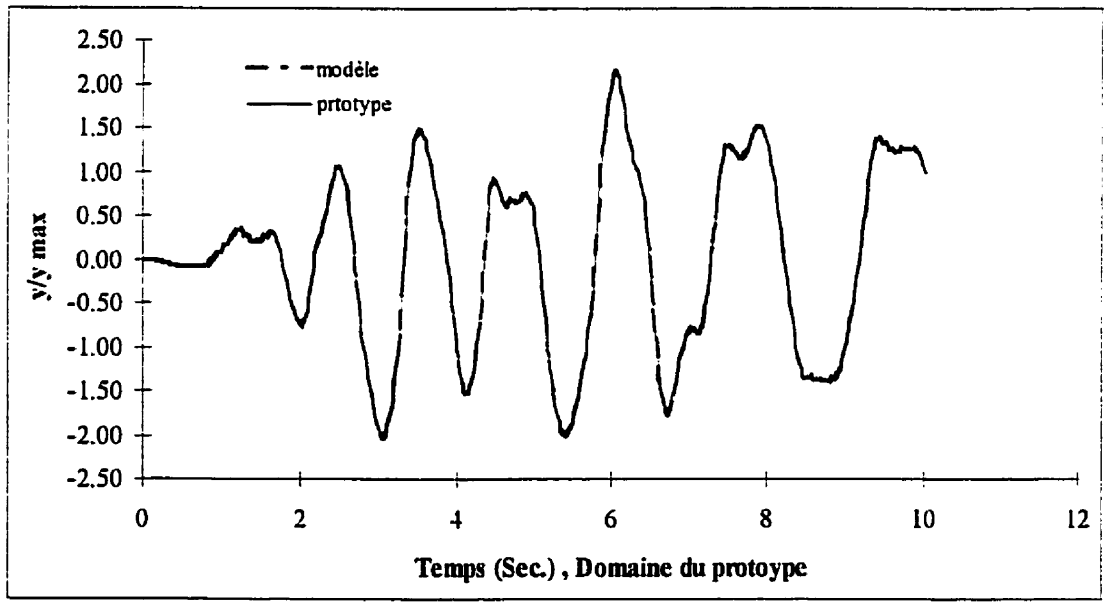


Figure 4.16 Historique des déplacement, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm

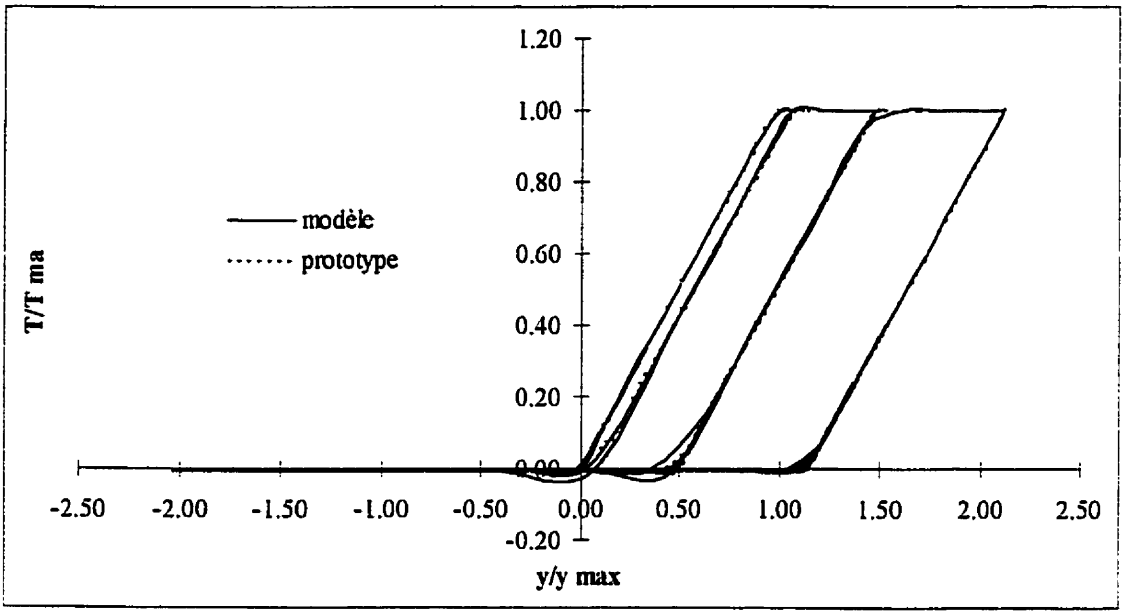


Figure 4.17 Courbe d'hysterisis, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm

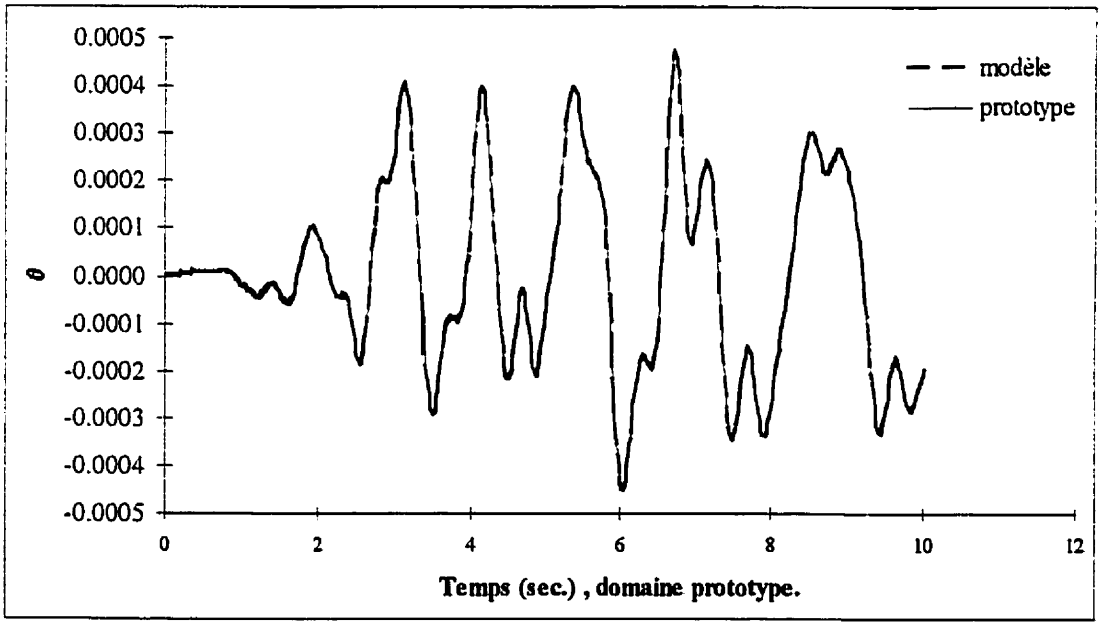


Figure 4.18 Historique des rotations, Victoria, excentricité de masse, G'=3.11 kN/mm

CHAPITRE 5
DESCRIPTION DU BÂTIMENT MODÈLE

Dans ce chapitre, on examine tous les détails de la structure. La description du modèle est faite en 10 parties. Dans un premier temps, on décrit la taille du modèle et les raisons qui nous ont poussé à faire ce choix. Dans les deux sections qui suivent, on présente l'analyse dimensionnelle et le cadre rigide. Ensuite, on examine les systèmes de résistances aux charges de gravité et aux charges latérales. Finalement, les différentes connections, le système de sécurité, la distribution et la fixation des masses, l'instrumentation et le système d'attache du toit sont décrits dans les dernières sections.

5.1 CHOIX DU FACTEUR D'ÉCHELLE

Dans le chapitre 4, on a utilisé un facteur d'échelle de 1/7.5 pour les analyses numériques. Dans la présente section on examine les raisons qui nous ont poussé à ce choix.

Comme indiqué dans les chapitres 3 et 4, le modèle d'essai est un modèle réduit de deux structures fictives, l'une localisée à Victoria, Colombie Britannique, et l'autre à Québec, Québec. Les dimensions de ces structures sont 60 m × 30 m × 6.6 m. Le choix du facteur d'échelle a été effectué en se basant sur trois critères. Le premier était la crédibilité scientifique des résultats, le deuxième l'espace physique disponible dans le laboratoire, et, finalement, la capacité portante du simulateur sismique.

Afin de donner une crédibilité scientifique aux résultats obtenus de ce modèle, et de s'assurer qu'on reproduit bel et bien le comportement des bâtiments prototypes, on a opté pour le facteur d'échelle le plus élevé possible.

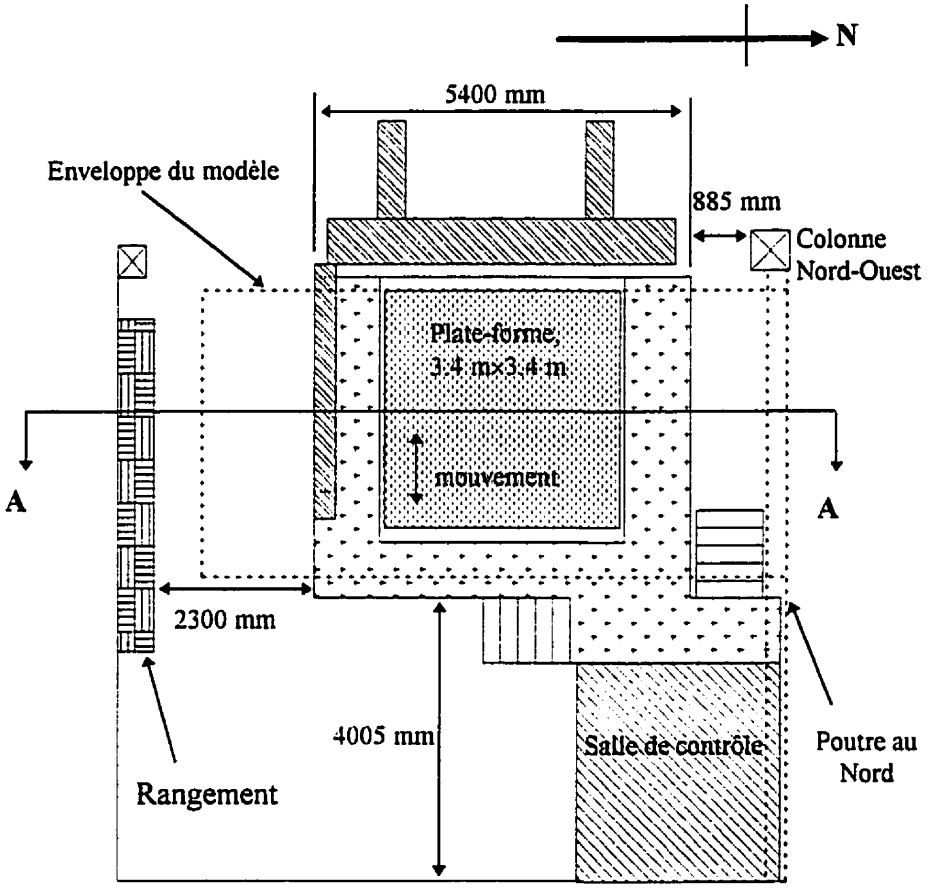


Figure 5.1 Vue en plan du simulateur sismique.

Dans les figures 5.1 et 5.2, on présente une vue en plan et une vue de côté du simulateur sismique et l'espace disponible autour de la plate-forme. Les éléments encombrants étaient la colonne au Nord-Ouest de la table, ainsi que la poutre au Nord de la plate-forme. Avant de finaliser le choix du facteur d'échelle, on s'est assuré que la flèche maximale anticipée (31mm) au niveau du toit du côté Nord ne dépasserait pas la distance

entre la plate-forme et la colonne Nord-Ouest (165 mm). Cette vérification s'est faite au moyen de simulations numériques sur le modèle analytique présenté au chapitre IV.

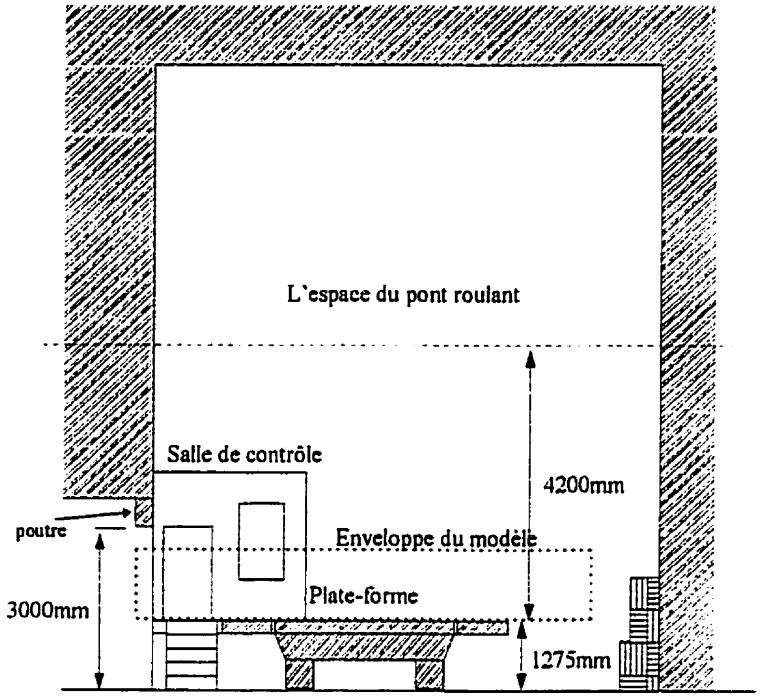


Figure 5.2 Section A-A (fig. 5.1), une vue de côté du simulateur

D'un autre côté, on a mesuré le dégagement entre le niveau de la plate-forme et le bas de la poutre, afin de s'assurer que ce dégagement était suffisant pour la hauteur du cadre rigide et du modèle d'essais.

Par ailleurs, on a vérifié que le poids maximal sur la table (60kN), ce qui inclut le poids du bâtiment modèle et le poids du cadre rigide, ne dépassait pas la capacité portante de la table (135 kN).

Finalement, le choix facteur d'échelle s'est arrêté sur 1:7.5. Par conséquent, le modèle d'essai (voir figure 5.24) avait les dimensions de 8 m de long, 4 m de large et une

hauteur de 0.88 m. La structure était centrée en longueur sur la table mais, en largeur, le modèle dépassait du côté Est.

5.2 CADRE RIGIDE

Vu que le modèle d'essai était plus grand que la plate-forme du simulateur sismique, on a construit un cadre suffisamment rigide pour transmettre les sollicitations dynamiques de la plate-forme du simulateur au modèle sans amplification dynamique (voir figure 5.23). Ce cadre était composé de deux poutres longitudinales de 8 m de longueur et de 4 poutres transversales de 4 m de longueur. Toutes les poutres avaient la même section W410×45. Six profilé en L ont servis de contreventement horizontal au cadre pour limiter les déformations dans le plan du cadre. Toutes les pièces étaient faites de l'acier CAN/CSA-G40.21-350W. Les détails de ce cadre sont présentés à l'Annexe A.

Les deux poutres longitudinales étaient quelque peu différentes. Dans la poutre Ouest, on a percé 9 trous (25mm de diamètre) dans les deux semelles, et on a soudé des raidisseurs à côté de chaque trou. Cette poutre a été fixée à la plate-forme au moyen de 9 tiges filetées (diamètre 25.4 mm) passées au travers de ces trous. L'autre poutre longitudinale n'était pas fixée au simulateur, mais était supportée par les deux poutres transversales centrales.

Il y avait deux sortes de poutres transversales: les deux poutres périphériques et les deux poutres centrales. On a fixé les poutres centrales à la plate-forme de la même façon que la poutre longitudinale Ouest.

Tout le cadre était contreventé horizontalement dans son propre plan avec des profilés en L. Les contreventements extérieurs (Nord et Sud) était des L102×102×9.5. Pour les contreventements au centre, on a utilisé des L76×76×9.5.

De plus, on a utilisé des goussets (8 plaques 12.7×381×507 et 6 plaques 12.7×521×622), pour les fixations entre les poutres elles-mêmes et entre les poutres et les contreventements horizontaux.

Les détails sont montrés en Annexe A. La masse totale du cadre rigide était de 2986 kg.

5.3 ANALYSE DIMENSIONNELLE

Dans le chapitre IV, on a démontré, numériquement, l'efficacité du modèle d'analyse dimensionnelle développé pour ce projet. Dans cette section on examine les propriétés des membrures, si on respecte intégralement les lois de similitude décrites au chapitre IV.

Dans le tableau 5.1, on illustre une comparaison entre les propriétés des membrures dans les bâtiments prototypes et le modèle. On remarque deux colonnes pour le modèle d'essai. En se basant sur les facteurs d'échelle présentés dans le tableau 4.1, on a calculé les propriétés désirées du modèle. On compare ces données avec les propriétés réelles du modèles calculées ou mesurées.

Tableau 5.1 Comparaison des propriétés du prototype et du modèle

Propriété		Prototype	Modèle	
			Desirée	Réalisée
Structure	Masse 10^3 Kg	229.4-327.5	4.077-5.822	4.505-6.065
	Période(sec.)	1.10-0.6	0.40-0.22	0.37-0.25
	Dim., m	60×30×6.6	8×4×0.88	8×4×0.88
	E, MPa	200 000	200 000	200 000
Toit	G`, kN/mm	3.11-8.40	0.41-1.12	1.54
	I, mm^4	2.38×10^{12}	0.75×10^{9}	4.34×10^{9}
Diagonales	A, mm^2	1083	19.25	21.28
	Ty, kN	379	6.7	6.7

5.4 ÉLÉMENTS DU SYSTÈME DE RÉSISTANCE AUX CHARGES DE GRAVITÉ

Le système de résistance aux charges de gravité est composé d'un tablier trapézoïdal métallique, de poutres longitudinales, de poutres latérales et de poteaux. Pour ces membrures, les critères de choix principaux étaient leur capacité à résister aux charges de gravité, qui sont le poids des dalles de béton et des plaques en acier, ainsi que le poids des feuilles du tablier et des membrures. Pour la conception on a considéré la charge maximale produite par l'excentricité de masse dans le cas de Victoria. Par conséquent, on a considéré une charge pondérée de **3.125 kPa**.

Le tablier est un profilé d'acier galvanisé nervuré de type P-2436 fabriqué par Les Aciers Canam. L'acier utilisé est fabriqué selon la norme A653-SQ230, avec une limite élastique de 230 MPa. Par ailleurs, la galvanisation correspond au standard ASTM-A525 avec une épaisseur de zinc Z275. La largeur de chaque feuille de ce tablier est de 610 mm, alors que l'épaisseur nominale de l'acier est de 0.75 mm, alors que l'épaisseur mesurée est de 0.75 mm, incluant la couche de galvanisation. Chaque nervure a une largeur, de 152 mm et une profondeur de 76 mm. Sur chaque largeur de feuille il y a quatre nervures. La

figure 5.3 illustre les détails géométriques de la section du profilé. Au total, le toit était composé de 14 feuilles, posées parallèlement au côté court de la structure, sur deux portées de 2 m chacune (figures 5.4, 5.25 et 5.26).

Le choix de ce type de tablier était guidé par la résistance en flexion, la rigidité en cisaillement et la résistance en cisaillement. Toutefois, les propriétés en cisaillement sont discutées à la section 5.5. En ce qui à trait à la résistance en flexion, on s'est basé sur les valeurs présentées dans la fiche technique du fournisseur, qui se trouve dans l'Annexe B. Cette fiche technique donne la charge pondérée que peut supporter un profilé, selon son épaisseur, sa portée et le nombre de portées.

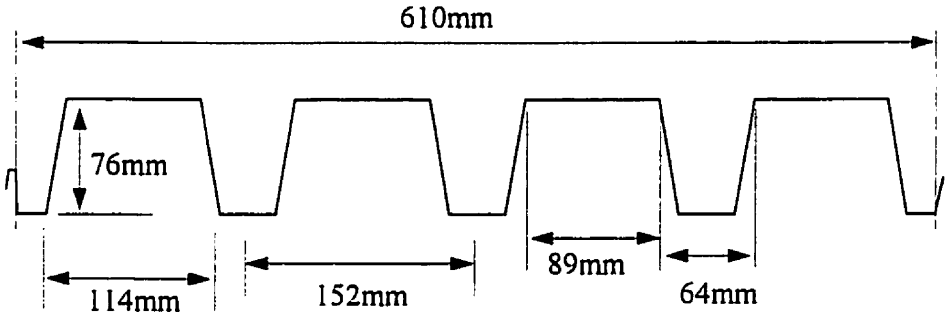


Figure 5.3 Section du tablier

Les feuilles sont supportées par trois poutres longitudinales HSS 38 × 38 × 4.5, faites d'acier ASTM A500, nuance C. Ces poutres sont continues sur toute la longueur du bâtiment (8 m), le long des axes 1, 2 et 3 (figures 5.4, 5.5, 5.6, 5.25 et 5.28). Les deux poutres longitudinales périphériques sont posées directement sur les poteaux, alors que la poutre longitudinale du milieu est posée sur trois paires de profilés en C. Le choix des profilés des poutres longitudinales s'est fait en se basant sur la capacité de ces membrures à supporter le poids sur le toit. Toutefois, on a aussi tenté d'obtenir une section dont l'aire donnait la rigidité en flexion désirée du diaphragme de toit. L'erreur

sur la déformation totale au milieu du toit, si on se basait entièrement sur l'analyse dimensionnelle, due au choix de ce profilé est de 9%. Une des raisons de ce choix est la non disponibilité sur le marché d'une section plus petite avec un acier de qualité assurée.

Aux deux extrémités du bâtiment, on a placé deux poutres transversales de 4 m de long (voir figures 5.6 et 5.27). Ces poutres étaient des profilés HSS 76 ×51 ×4.5, faits d'acier ASTM-A500, nuance C. Ces poutres latérales étaient supportées par les poteaux sur l'axe 2, et par les poutres longitudinales sur les axes 1 et 3 (voir figures 5.4, 5.5 et 5.6). Leur profondeur était égale à la profondeur du tablier car on voulait faciliter les fixations entre les feuilles et les poutres latérales. La contribution de ces poutres au comportement de la structure sous les charges latérales est négligeable et c'est la raison pour laquelle on a choisi un profilé avec une section beaucoup plus importante qu'exigée par l'analyse dimensionnelle.

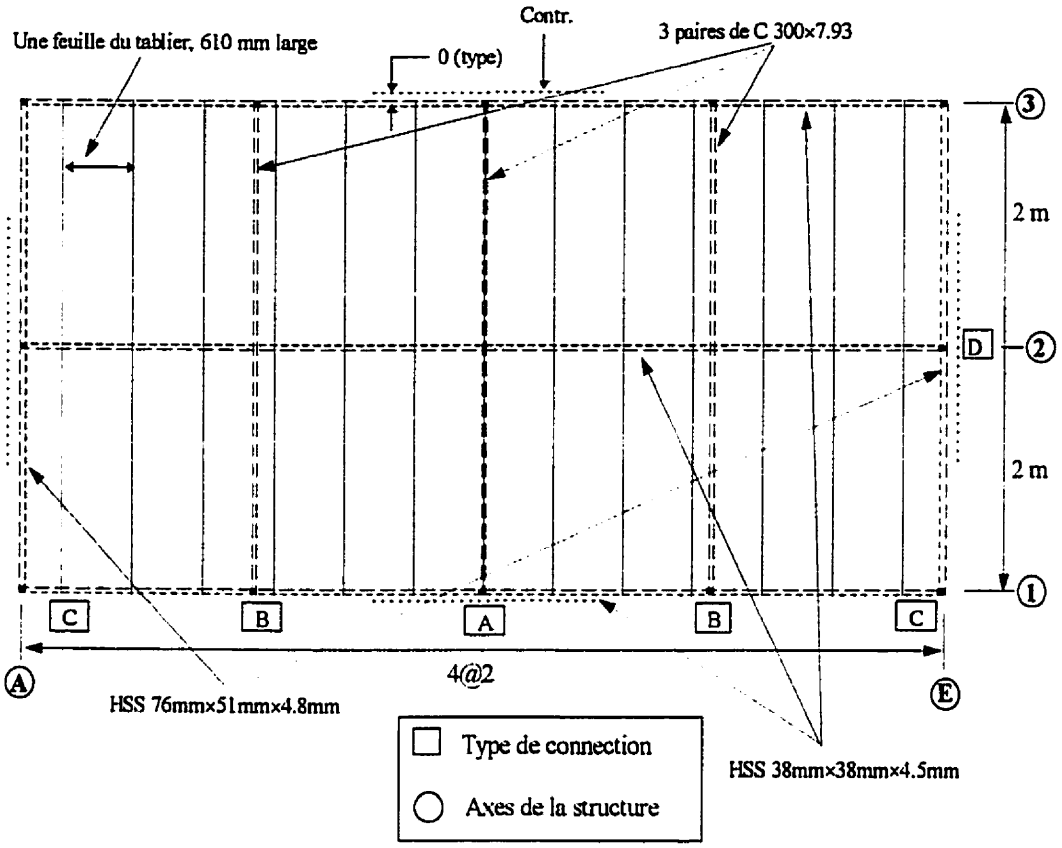


Figure 5.4 Vue en plan du toit du modèle

Les poutres transversales le long des axes B, C et D sont des profilés formés à froid en C avec une section C300 × 7.93 et une épaisseur d'acier de 1.91 mm. Ils sont fabriqués par Les Aciers Canam. Ces profilés en C étaient mis dos-à-dos (figures 5.5, 5.10 et 5.12), ce qui formait une section légère et très résistante en flexion. Au niveau des axes 1 et 3, ces poutres étaient supportées par les poteaux. L'assemblage entre les poutres et les poteaux s'est fait par un seul boulon pour permettre la rotation. De plus, on a permis un certain glissement au niveau de ces boulons, en perçant des trous ovales dans les C (figure 5.10). Les raisons de cette manœuvre étaient d'empêcher que les C et les poteaux forment des cadres rigides qui contribuent à la rigidité latérale et de permettre le mouvement des poteaux sans engendrer des efforts dans les pièces.

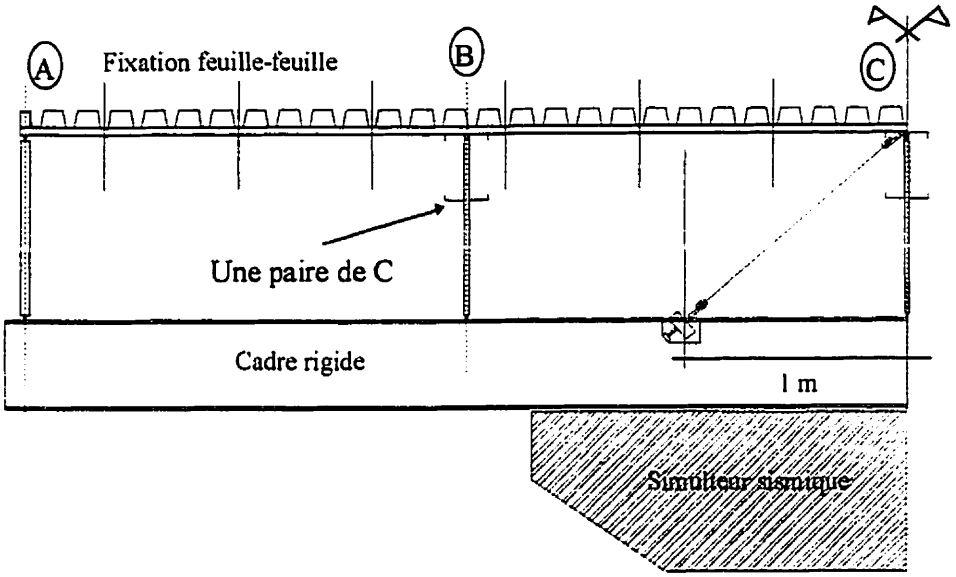


Figure 5.5 Vue partielle de face du modèle

Le tout reposait sur 12 poteaux périphériques ayant une section pleine 38 mm × 25 mm, et faits d'acier 1018. La résistance en compression était le critère principal pour le choix de ce profilé. Chaque extrémité de chaque poteau était munie d'une rotule. Les rotules étaient assurées par des billes en acier ayant un diamètre de 6.35 mm (figures 5.10, 5.12, 5.13, 5.35, 5.36 et 5.37).

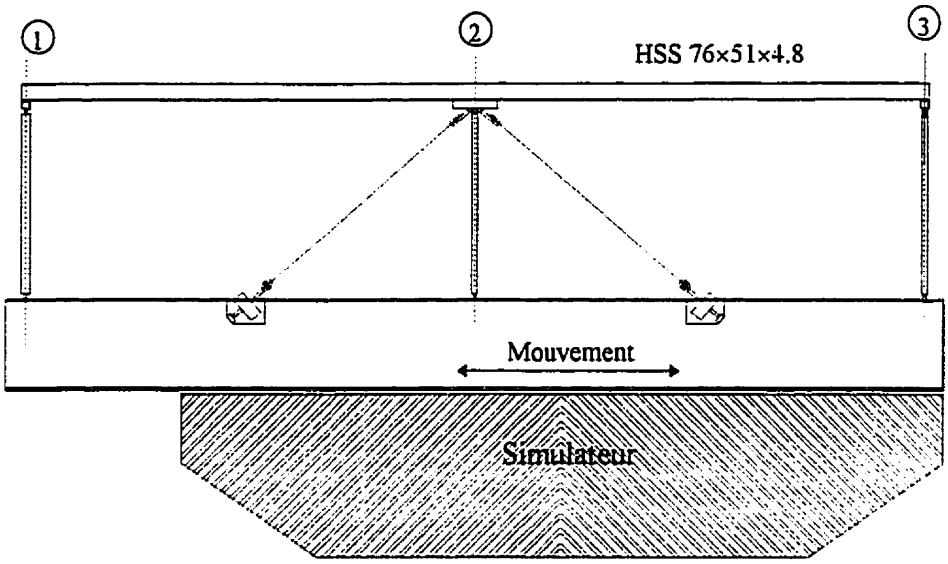


Figure 5.6 Vue du côté Nord du modèle

5.5 ÉLÉMENTS DU SYSTÈME DE RÉSISTANCE AUX CHARGES LATÉRALES

Les contreventements et le diaphragme de toit constituent les deux composantes du système de résistance aux charges latérales. Dans ce cas, l'analyse dimensionnelle a joué un rôle important dans le choix des membrures.

5.5.1 Diagonales

Les critères de choix pour les contreventements étaient la rigidité et la résistance. Par contre, on a donné la priorité à la résistance pour faire le choix. Le premier critère de choix pour les contreventements était la force de plastification (6.7 kN). Par conséquent, on a étudié deux types d'acier, le premier de type commercial et le deuxième de l'acier ASTM-A653 SQ 255, pour les contreventements. On a effectué des essais de traction sur le deux types d'acier et on présente les résultats des ces essais à l'Annexe C. Le choix de l'acier commercial s'est basé sur la limite élastique expérimentale, la qualité du

plateau plastique et la ductilité du matériau. À la figure 5.7 on montre la moyenne des courbes contraintes-déformations des trois éprouvettes de l'acier commercial. Il faut mentionner que la plus importante différence entre la moyenne et l'un des résultats ne dépassait pas 3%. Finalement notre choix s'est arrêté sur cet acier. Les contreventements (cas symétrique) étaient des plaques très minces et élancées ayant une section de 11.5 mm × 1.85 mm et une longueur de 1120 mm.

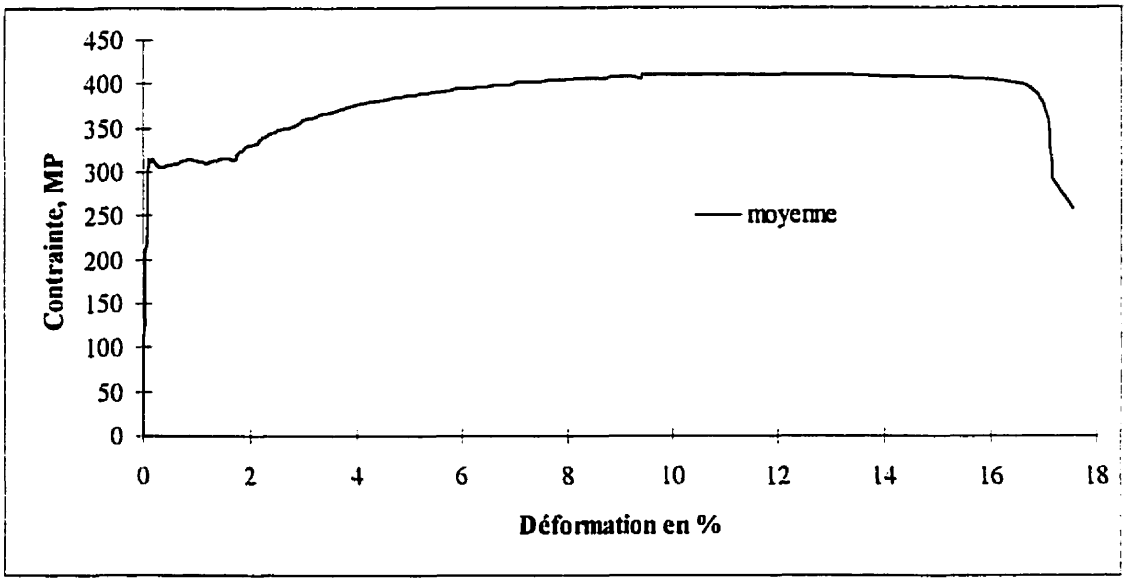


Figure 5.7 Courbe contrainte-déformation moyenne pour l'acier des contreventements.

Pour les essais avec une excentricité de rigidité, on a diminué, d'un côté, la rigidité du contreventement initial de moitié, et augmenté, de l'autre, la rigidité de 100%. Ces modifications ont été faites tout en préservant la même force de plastification (voir figures 5.8 et 5.40, et tableau 5.2). Les contreventements flexibles étaient formés d'un contreventement normal (cas symétrique) auquel on a ajouté, en série, deux plaques en parallèles en acier à très haute résistance (AISI-A4140). Ces deux plaques agissaient comme des éléments de poutres, donc un ressort en série avec le contreventement, ce qui

diminuait la rigidité. La résistance de cet assemblage était contrôlée par celle du contreventement. Ces plaques avaient une longueur de 140 mm, une largeur de 25 mm et une épaisseur de 9.5 mm. De l'autre côté de la structure, on a augmenté la rigidité par un facteur de 1.5, tout en préservant la même force de plastification. On a utilisé une section deux fois plus large que celle du contreventement initial avec une section réduite égale à la section du contreventement initial sur une longueur de 210 mm.

À la figure 5.8, on présente les valeurs théoriques de rigidité équivalente pour tous les types de contreventements. Il faut mentionner que ces rigidités axiales ont été calculées sur une longueur de 1120 mm. Par contre, on a conçu les contreventements pour les excentricités de rigidité et de résistance en se basant sur des essais statiques préliminaires effectués sur la structure symétrique. En utilisant les résultats on a pu estimer la contribution du système d'attache à la rigidité d'un contreventement. Par conséquent, on a considéré une rigidité moins importante que mentionnée à la figure 5.8 due au système d'attache du contreventement avec la cellule de charge.

Tableau 5.2 Propriétés mécaniques des contreventements

	Axe A (Sud)		**Axe E (Nord)**	
Excentricité	**K, kN/mm**	**T_y kN**	**K, kN/mm**	**T_y kN**
Rigidité	1.73	6.7	6.21	6.7
Résistance	3.76	3.35	4.14	13.4
Résist., #16	4.14	13.4	3.76	3.35

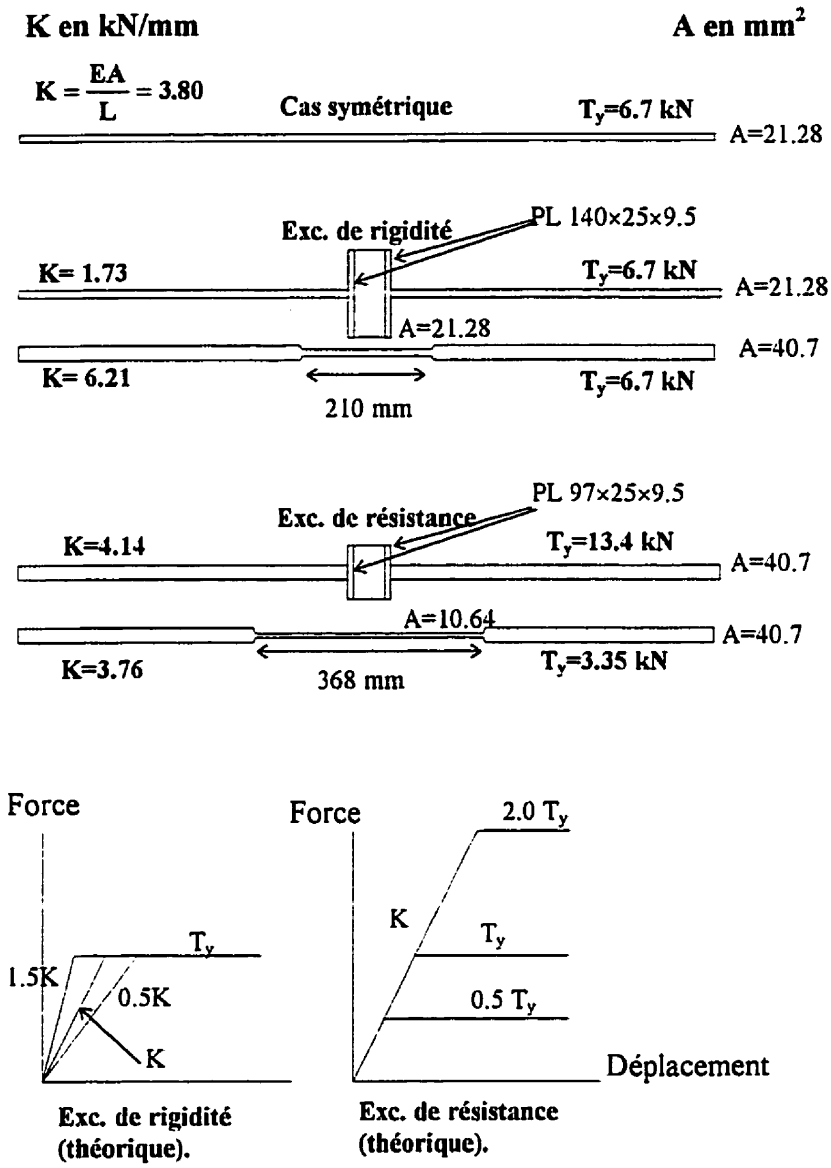


Figure 5.8 Contreventements utilisés dans l'étude.

Pour le cas avec une excentricité de résistance, on a utilisé d'un côté des contreventements qui possèdent la moitié de la force de plastification des contreventements initiaux, tout en gardant la même rigidité initiale. Ces contreventements spéciaux avaient une largeur de 22 mm, avec une section réduite de

5.5 mm de largeur sur une longueur de 368 mm. La largeur du contreventement était limitée par la distance nette entre les boulons dans les plaques aux extrémités des contreventements (voir figures 5.8, 5.40 et 5.42). De l'autre côté du bâtiment, on a utilisé le même système de plaques d'acier à très haute résistance qui agissaient comme des éléments de poutre. Toutefois, dans ce cas, la section des contreventements avait une largeur de 22 mm, et chaque plaque avait une longueur de 97 mm, une largeur de 25 mm et une épaisseur de 9.5 mm.

Il faut aussi mentionner que tous les contreventements étaient très élancés et avaient un comportement en tension seulement (figures 5.43 et 5.44).

Il faut souligner que le long des axes 1 et 3, on a utilisé les mêmes contreventements du cas symétrique durant tous les essais (voir figure 5.5). De plus, pour les essais avec excentricité de masse, on a utilisé les mêmes contreventements du cas symétrique sur les 4 murs.

Afin d'éliminer un état sans rigidité au début de l'essai, on s'est assuré de mettre une prétension variant de 0.07 à 0.6 kN dans les diagonales.

5.5.2 Diaphragme de toit

Le diaphragme de toit était composé des 14 feuilles du tablier métallique, des connections entre les feuilles et les poutres ainsi que des connections entre les feuilles elles-mêmes. Le choix du profilé du tablier a été déterminé par les résistances aux charges de gravité et aux charges latérales, mais aussi pour obtenir la rigidité en cisaillement requise par l'analyse dimensionnelle. Dans le chapitre IV on a utilisé trois rigidité en cisaillement du diaphragme de toit, soient 3.11 kN/mm (flexible), 8.40 kN/mm (semi-rigide) et un diaphragme infiniment rigide. On a choisi une combinaison profilé-

connections qui nous donnait une valeur de rigidité en cisaillement proche de la valeur de la rigidité latérale dans le bâtiment prototype multipliée par le facteur d'échelle, soient 0.41 kN/mm pour le tablier flexible et 1.12 kN/mm pour le tablier semi-rigide. On a utilisé les méthodes de calcul de rigidité des tabliers métalliques du SDI (1991) et CECM (1991). Avec le tablier montré à la figure 5.3, avec une épaisseur nominale de l'acier de 0.76 mm, et en utilisant des vis #14 à chaque deux nervures (voir figures 5.30 et 5.32), on a obtenu pour le cas flexible une rigidité de 0.69 kN/mm avec la méthode du SDI (1991) et de 0.34 kN/mm avec la méthode du CECM (1991). Les connections entre les feuilles ont été réalisées par poinçonnement (voir figures 5.9, 5.29 et 5.32), qu'est de percer un trou sur les deux feuilles en question à l'endroit de fixation. Dans notre cas, on a effectué dix trous sur la longueur de la feuille (4000 mm) pour chaque fixation. Il faut préciser qu'on a utilisé la même fixation feuille-feuille pour le cas de diaphragme flexible et diaphragme rigide. Sur les axes A et E on a utilisé 7 vis #14 pour fixer la feuille du bout à la poutre latérale.

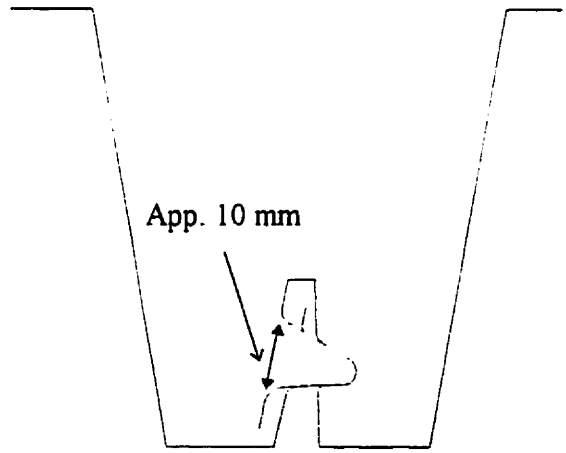


Figure 5.9 Poinçonnement type feuille/feuille

Le choix de ce tablier a été fait pour des raisons de disponibilité sur le marché. Un autre choix, comme un tablier fait sur mesure pour cette étude, aurait pu être très coûteux, sans la garantie d'avoir les caractéristiques demandées.

5.6 LES DÉTAILS

Comme montré à la figure 5.4, on a divisé les connections au niveau du toit en quatre types: connection A, connection B, connection C et connection D.

Dans cette partie on discute des différents détails et connections du modèle d'essai. Dans les figures 5.10, 5.11, 5.37, on montre la fixation entre la poutre en C à l'axe C et le poteau, ainsi que la méthode de connection du contreventement avec la cellule de charge. Il faut mentionner que les 8 contreventements étaient fixés d'une façon identique.

On remarque les morceaux de Téflon qui étaient installés entre les C et le poteau. On voulait s'assurer que les poutres en C et les poteaux ne forment pas des cadres rigides. De plus, on a rendu les trous ovales dans les poutres (figure 5.10) pour permettre un certain glissement. Un boulon (1/2" de diamètre, ASTM-325) transférait les charges de gravité au poteau.

Pour les contreventements, on a utilisé des connections anti-glissement aux deux extrémités des diagonales. Au sommet des contreventements, on a soudé sous les poutres HSS des plaques pliées en V inversé de 257 mm × 76 mm × 12.7 mm. L'extrémité supérieure de chaque contreventement était fixée aux extrémités inférieures de la plaque pliée. La plaque de contreventement étant coincée entre la plaque pliée et une seconde plaque de 76 mm×40 mm×12.7 mm, les deux plaques étaient serrées l'une contre l'autre au moyen de deux boulons de ½" de diamètre, ASTM-A325. De cette

façon on s'est assuré que les forces latérales se transmettent directement des poutres latérales aux contreventements.

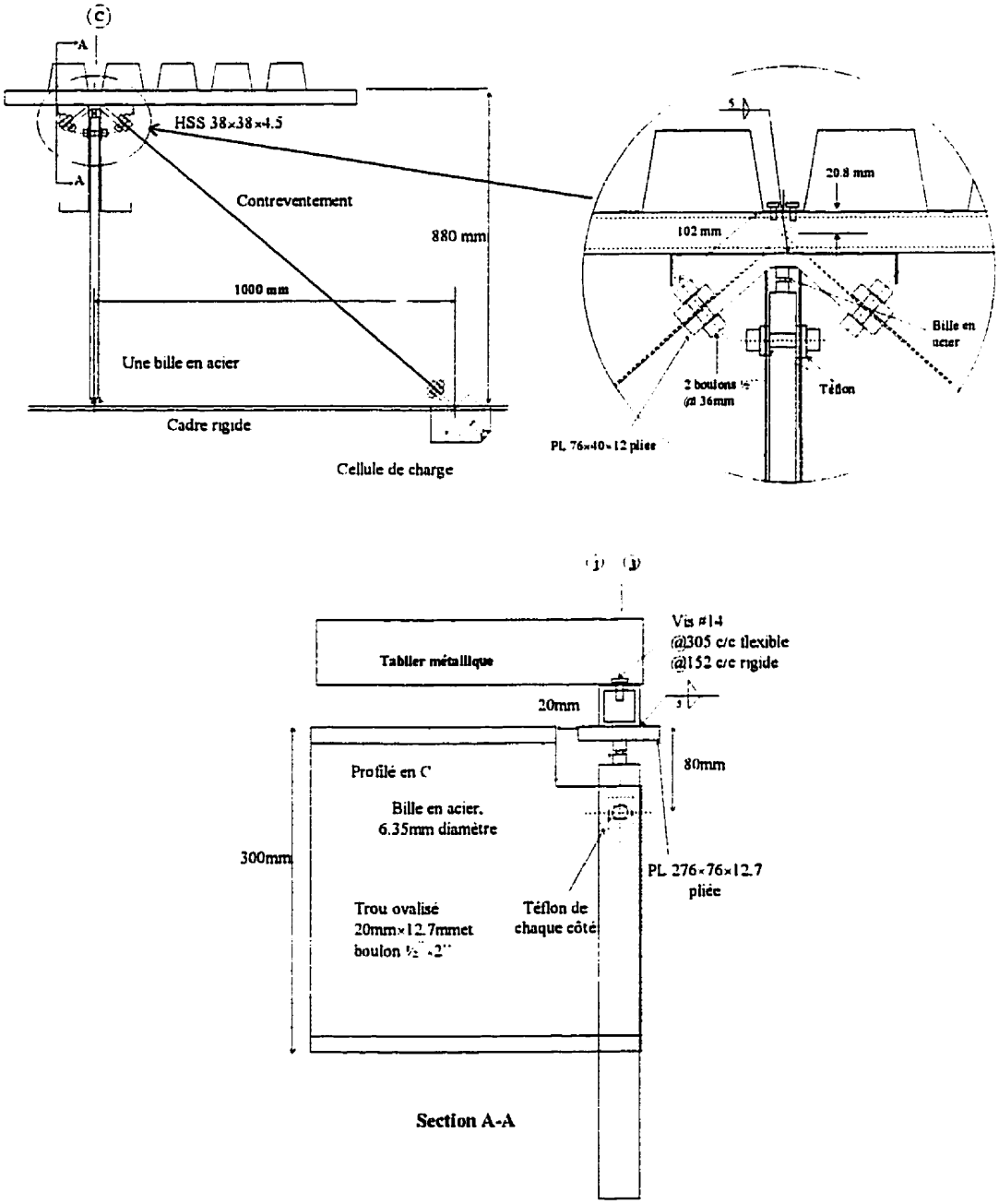


Figure 5.10 Connection de type A

Tel que montré à la figure 5.11, on a utilisé le même principe à l'extrémité inférieure du contreventement. Par conséquent, les forces se transmettaient du contreventement à la cellule de charge par deux plaques boulonnées avec des boulons ½" ASTM-325. Une tige filetée a été soudée à la plaque la plus large à une extrémité, et vissée dans la cellule de charge à l'autre. Par ailleurs, la cellule était fixée à la poutre du cadre rigide au moyen d'un boulon ½" ASTM325 soudé au cadre et fixé à la cellule de charge. Aux figures 5.11 et 5.38, on peut remarquer l'ouverture qui a été effectuée dans l'âme et l'aile supérieure de la poutre du cadre pour fixer la cellule de charge. Cette ouverture a été effectuée avec un chalumeau.

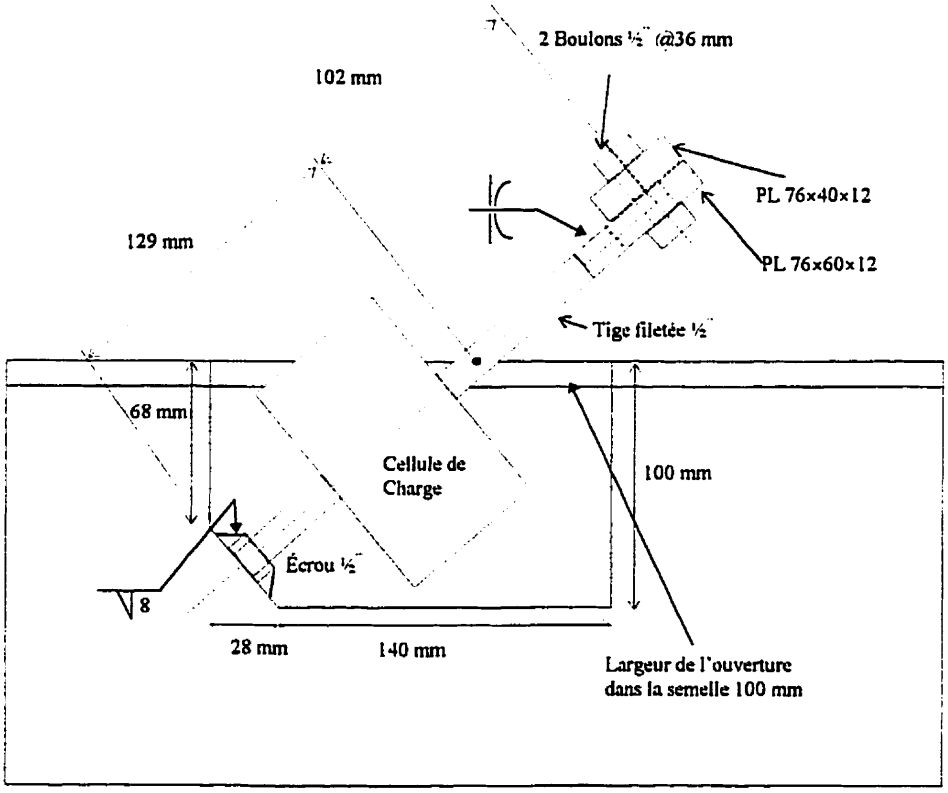


Figure 5.11 Cellule de charge, et fixation du contreventement

Aux figures 5.12 et 5.35 on montre la connection de type B qui a été utilisée entre les poutres en C et les poteaux B-1, B-2, C-1, C-3, D-1 et D-3. La seule différence entre les connections A et B est la hauteur du poteau. Cela est dû au fait qu'il n'y a pas de plaque entre la poutre HSS 38×38×4.5 et le poteau. La hauteur du boulon est légèrement supérieure en B.

La connection de type C est celle qui se situe aux coins du modèle, au niveau du toit. Dans la figure 5.13 on remarque que les deux profilés HSS sont posés l'un sur l'autre. Toutefois, on a mis des morceaux de Téflon entre ces deux pièces pour minimiser la force due à la friction.

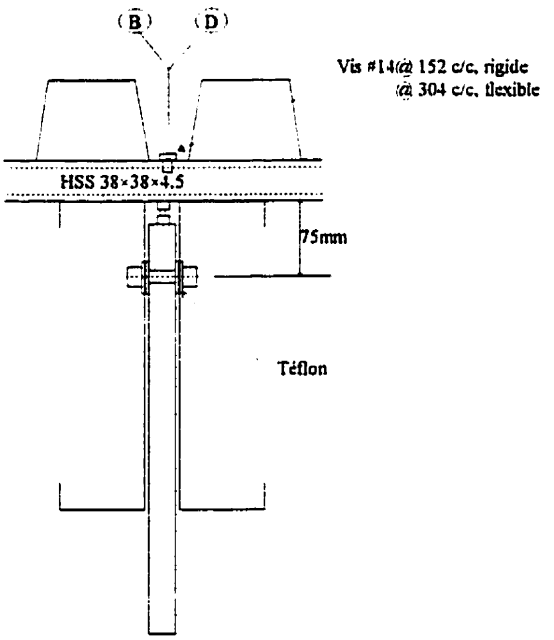


Figure 5.12 Connection de type B

La connection de type D est illustrée à la figure 5.14. On peut remarquer une ressemblance avec la connection A. Toutefois, dans ce cas, la poutre longitudinale HSS

38×38×4.5, qui se trouvait le long de l'axe 2, est fixée à la poutre latérale HSS 76×51×4.5. Cette fixation est réalisée au moyen d'un boulon ½" ASTM325, qui passait au travers d'une pièce HSS 38×38×4.5, de 200 mm de longueur, qui était soudée sous la poutre HSS 76×51×4.8. De plus, on a soudé à la poutre longitudinale (HSS 38×38×4.5) une plaque d'une épaisseur de 12.7 mm, sur laquelle on a percé un trou fileté. On a vissé le boulon dans ce trou. Toutefois, il faut mentionner qu'il y avait un petit espace entre la plaque et la pièce HSS 38 × 38 × 4.5. La raison pour cet espace est qu'on voulait que la poutre longitudinale glisse quelque peu lorsqu'elle était sollicitée.

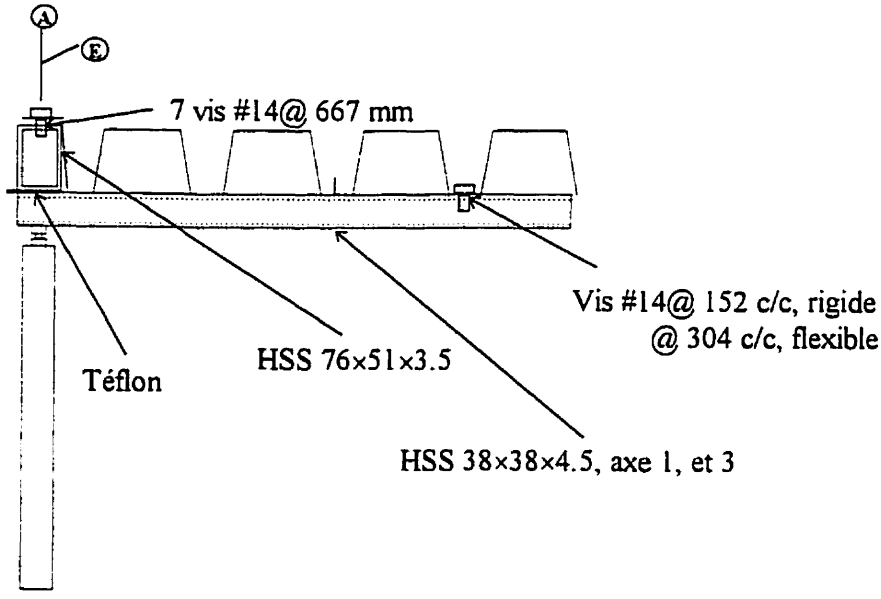


Figure 5.13 Connection de type C

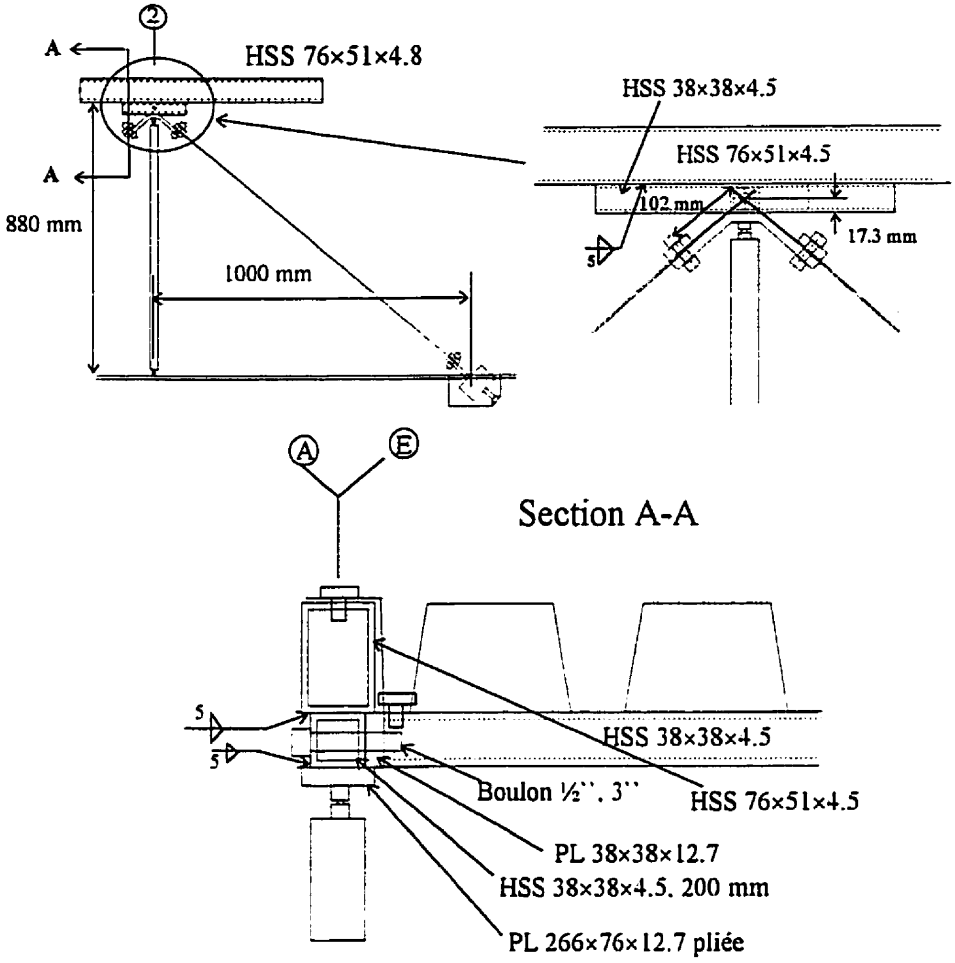


Figure 5.14 Connection de type D

5.7 SYSTÈME DE SÉCURITÉ

Dès le début du montage, on a éprouvé quelques problèmes de stabilité dus au fait qu'on a utilisé des billes en acier pour simuler les rotules aux extrémités des poteaux. En effet la stabilité du modèle n'était assurée que lorsque toutes les pièces (diaphragme, contreventement, etc.) étaient en place. Un système de sécurité indépendant de la structure a donc été jugé nécessaire pour éviter l'effondrement du modèle dans le cas d'un bris ou d'une malfonction d'une pièce. Ce système était composé de deux longs

profilé HSS 76×76×4.78 en aluminium, installés sous les 3 paires de C. Ils étaient posés sur deux poteaux, profilés HSS 76×51×4.78 en acier, soudés verticalement sur les deux poutres transversales centrales du cadre. De plus, on a soudé quatre poteaux du même profilé, avec une partie élargie à leurs sommets, sur les poutres transversales extérieures du cadre. Ces poteaux devaient servir à supporter les poutres HSS sur les axes A et E en cas d'effondrement du modèle.

5.8 MASSES

Les tremblements de terre sont des mouvements au sol qui génèrent des accélérations à la base des structures. Ces accélérations induisent des forces d'inertie horizontales dans les bâtiments. Par conséquent, la masse sismique dans chaque bâtiment joue un rôle prédominant dans le comportement sismique.

Dans le modèle, le poids sismique a été simulé par des petites dalles en béton mesurant 295 mm × 295 mm × 57 mm et des plaques d'acier de 100 mm × 100 mm × 12.7 mm. La fixation des dalles et plaques avec le tablier a été assurée en utilisant des tiges filetées (1/4" de diamètre). Chaque bloc (dalle, plaque et tige filetée) pesait 12.0 kg en moyenne. Comme on le remarque aux figures 5.15 et 5.33, on a d'abord fixé solidement la tige filetée au tablier à l'aide de deux écrous et deux rondelles. Le but de cet assemblage était d'éviter le plus possible le voilement local du tablier autour du trou de fixation. On a percé un trou de 19 mm dans la plaque afin de permettre le positionnement de l'écrou et de la rondelle supérieure de la fixation tige-tablier. Afin d'éviter les modes parasites dus aux vibrations locales de chaque bloc, on a collé des pièces d'isolant rigide sur les 4 côtés de chaque bloc de béton. Pour empêcher que les masses n'aient une influence sur la rigidité en cisaillement, on a gardé une distance minimale (6 à10 mm) entre les blocs, ce qui était plus élevé que la déformation en cisaillement maximale anticipée.

Les raisons pour lesquelles on a opté pour cette méthode de fixation sont la disponibilité de ces blocs de béton sur le marché et la flexibilité procurée pour le changement de configuration de l'emplacement des masses (voir figure 5.31). On a considéré quatre configurations de la masse sur le toit: masse uniforme pour Victoria avec le tablier flexible, masse uniforme avec tablier flexible pour Québec, masse uniforme avec le tablier rigide pour Victoria et une distribution pour le cas où on a une excentricité de masse pour Victoria. Pour les cas d'excentricité de masse, on n'a considéré que la masse totale correspondante à Victoria. À la figure 5.16 on illustre le cas de masse uniforme pour Victoria avec le tablier flexible. On note que les 312 blocs de béton sont distribués uniformément sur le toit. De plus, on peut remarquer un vide au centre du toit côté Ouest. Dans cette zone, on a fixé le système d'attache pour les essais quasi-statiques (figure 5.22) et, par conséquent, on a du installer les blocs manquants en dessous du tablier.

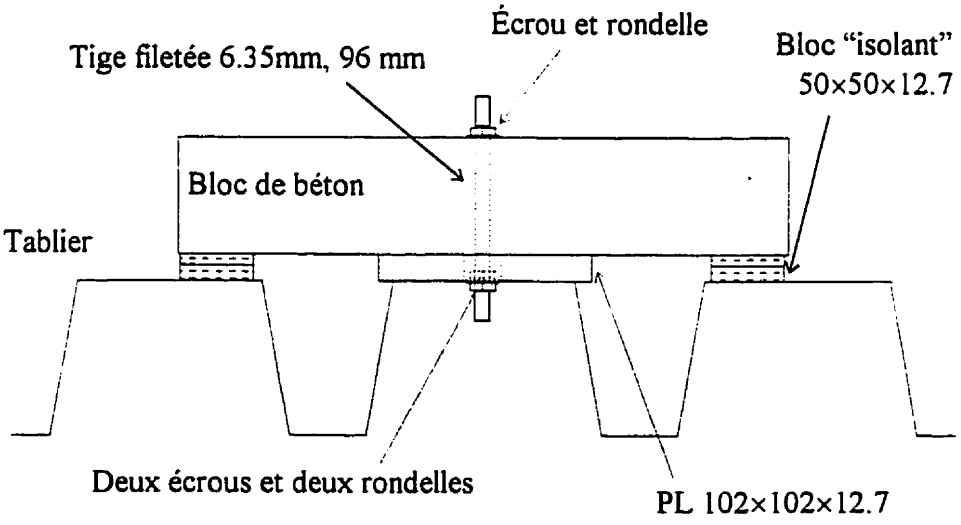


Figure 5.15 Méthode de fixation des masses

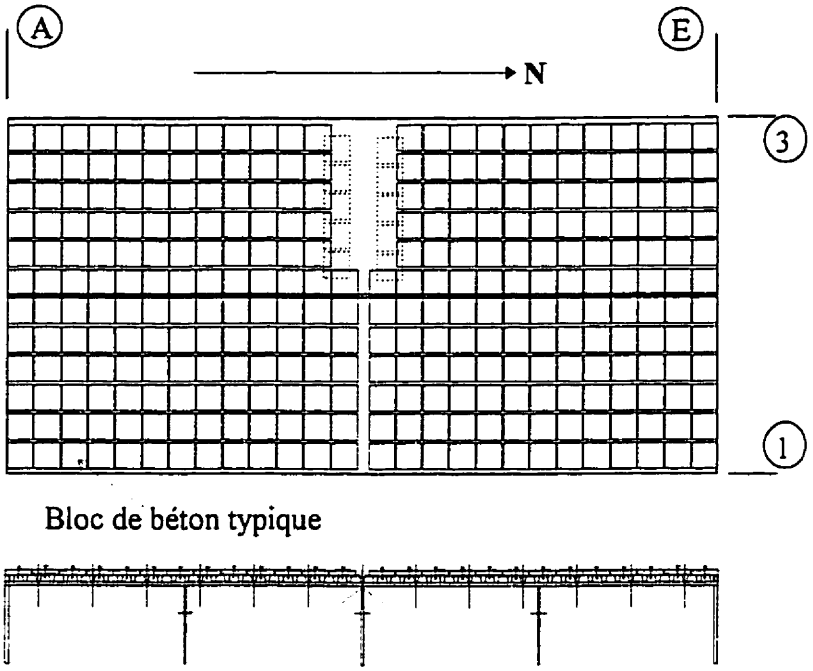


Figure 5.16 Configuration pour Victoria, diaphragme flexible

Dans le cas de masse uniforme pour Québec, on a ajouté à la configuration de Victoria 130 blocs additionnels. Ces masses ont été fixées sous le tablier (voir figure 5.17 et 5.39). La méthode de fixation est identique à celle montrée à la figure 5.15, sauf que les blocs sont fixés à la nervure inférieure. L'ajout de ces blocs a nécessité beaucoup de temps et d'efforts, ceci étant principalement dû à l'espace de travail très étroit sous le toit. Par conséquent, on peut remarquer que les masses n'ont pu être distribuées parfaitement uniformément.

Dans le cas où on avait une excentricité de masse pour Victoria, on a enlevé 130 blocs sur le dessus du toit. Toutefois, on a gardé une ligne latérale de blocs sur l'axe E pour stabiliser les rotules des poteaux. À la figure 5.18, on montre la distribution des blocs placés sur le tablier. Il faut préciser que dans le cas de l'essai d'excentricité de masse avec toit rigide, on a inversé la configuration montrée à la figure 5.18. Par conséquent, le centre de masse s'est retrouvé plus au nord (voir tableau 5.4).

Pour le cas de Victoria avec un toit rigide, on a utilisé la configuration montrée à la figure 5.17 pour les blocs en dessous du tablier, en plus de la configuration montrée aux figures 5.19 et 5.34 pour les blocs sur le tablier. Cette manœuvre a été motivée par le peu de temps que nous disposions pour retourner à la configuration initiale (figure 5.16).

Le poids des membrures utilisées dans le modèle est très important dans une modélisation numérique ultérieure. Dans le tableau 5.3, on présente le poids de chaque type de profilé. Il faut préciser qu'on n'a considéré que la moitié de la hauteur des poteaux dans ce calcul.

Tableau 5.3 Masse des membrures

Profilé	No. de pièces	Longueur	Masse
HSS 76	2 poutres	4.038 m	67 kg
HSS 38	3 poutres	8.038 m	110 kg
C	6 poutres	4.038 m	167 kg
Tablier	14 feuilles	4.038 m	377 kg
Poteau	12 poteaux	0.44 m	40 kg
		Total	761 kg

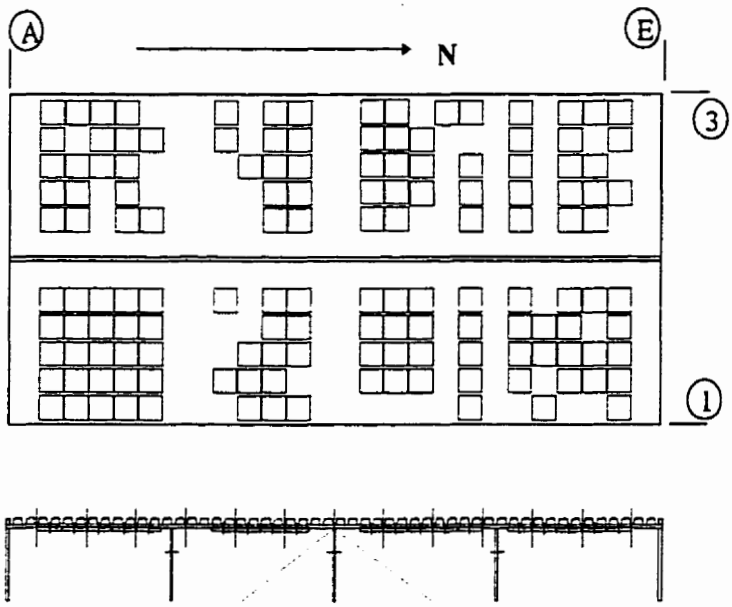


Figure 5.17 Blocs ajoutés sous le tablier pour Québec, diaphragme flexible, et pour Victoria, diaphragme rigide

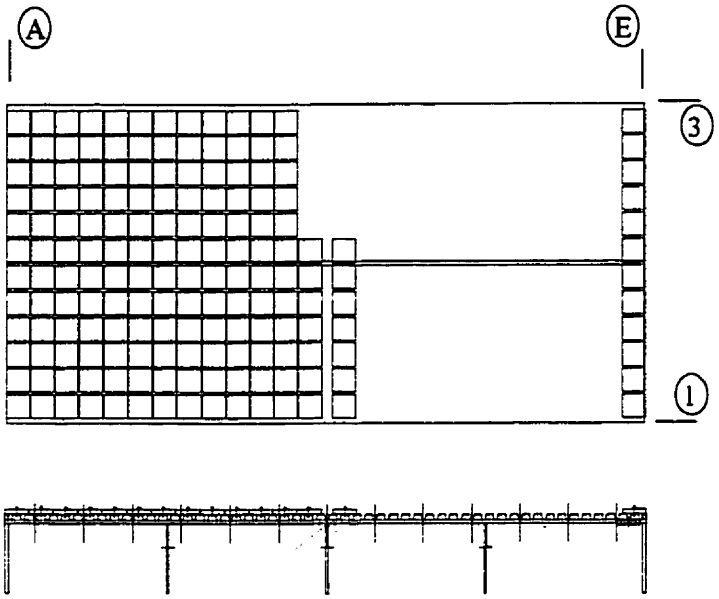


Figure 5.18 Blocs sur le toit pour l'excentricité de masse, Victoria, pour les deux types de diaphragme

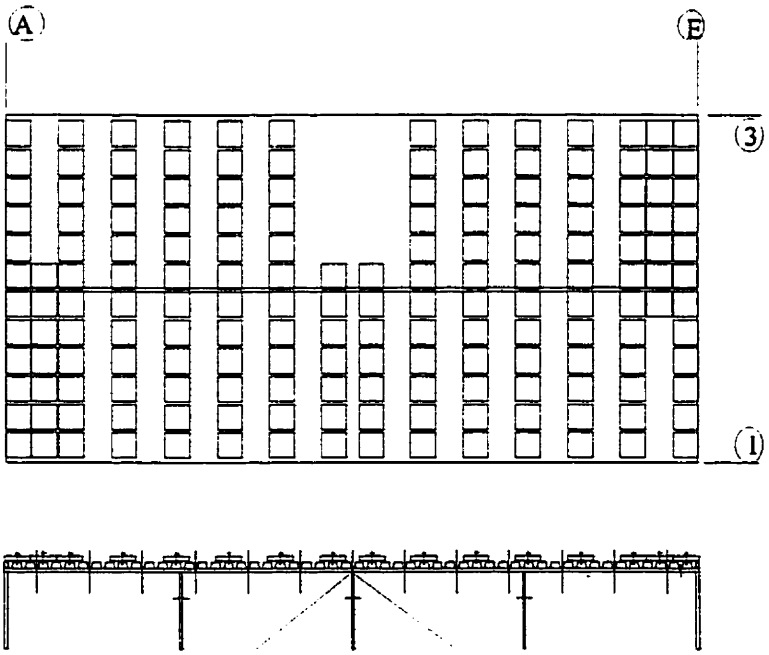


Figure 5.19 Blocs sur le toit pour Victoria, diaphragme rigide

La distance entre le centre de masse et l'axe A pour chaque série d'essais est présentée dans le tableau 5.4. On a considéré la masse totale sur le toit incluant le poids des membrures pour le calcul de ces distances. Dans ce tableau, le cas "Exc. masse 1" indique l'essai d'excentricité de masse pour Victoria avec un diaphragme de toit flexible. Pour le cas "Exc. masse 2" indique la position de l'excentricité de masse pou

Tableau 5.4 Distance du centre de masse de l'axe A

Essais	X, mm
Victoria, Flexible	4006
Québec	3923
Victoria, Rigide	3895
Exc. masse 1	3186
Exc. masse 2	4591

5.9 INSTRUMENTATION

Vue la dimension du modèle d'essai, l'instrumentation de la structure était relativement complexe. La quantité d'instruments nous a obligé à utiliser deux systèmes d'acquisition indépendants. Le premier est géré par un logiciel nommé EQ01, et le deuxième par le logiciel Snap Master. Ils enregistraient 27 instruments et 8 instruments, respectivement.

La figure 5.21 indique l'emplacement des différents instruments qui ont été utilisés, soient des cellules de charges, des capteurs de déplacements (LVDT), des cordes de déplacements, des accéléromètres et des jauges de déformation.

Afin de mesurer les efforts axiaux dans les contreventements, on a fixé une cellule de charge tension/compression à l'extrémité inférieure de chaque contreventement (C5 @

C8). La figure 5.11 nous indique la méthode de fixation de chaque cellule de charge. On a choisi les cellules de charge en se basant sur la force de plastification de chaque contreventement. Durant les tests quasi-statiques, une cellule de charge (C28) au centre de la structure a été installée pour évaluer les forces de cisaillement dans le toit.

On a installé huit LVDT (L0 @ L7) pour mesurer les déformations en cisaillement sur le toit. Les LVDT ont été a fixés à l'extrémité de longs tuyaux en acier qui traversaient la structure de bord en bord. Les tuyaux étaient disposés en paires de façon à former 4 séries de X, de 750 mm de largeur et 4000 mm de longueur (figure 5.21). La distance entre deux X était de 250 mm. Afin de calculer la déformation en cisaillement pour chaque X, on utilise les équations (5-1) et (5-2), qui se basent sur les données présentées à la figure 5.20.

$$\gamma_{xy} = \left| \cos^{-1}\left(\frac{\left(2 \times 4069.7 \times \Delta L + \Delta L^2\right)}{2 \times 750 \times 4000} \right) - \frac{\pi}{2} \right| \qquad \textbf{(5-1)}$$

$$V_{xy} = 4000\gamma_{xy}G' \qquad \textbf{(5-2)}$$

Où γ_{xy} est la déformation en cisaillement pour chaque système en X, ΔL est la lecture mesurée par les LVDT, V_{xy} est l'effort en cisaillement latéral, en kN, et **G'** est la rigidité en cisaillement du tablier en kN/mm. En général, ΔL représenté la moyenne des lectures entre deux LVDT sur le même système en X. Toutefois, dans quelques cas on n'a considéré qu'un seul LVDT, et cela en éliminant le LVDT qui donnait des lectures erronées.

Préférablement, on aurait dû utiliser des cordes de déplacement, mais leur nombre était insuffisant, ce qui nous a obligé à opter pour des LVDT. La crainte d'avoir des modes de déformations locaux nous a poussé à installer les X sur toute la largeur du bâtiment. La

course des deux premiers LVDT, du Nord vers le Sud, était de 25.4 mm. Celle des deux suivants était de 5 mm et, finalement, la course des quatre derniers LVDT était de 2.5 mm. On a placé ces instruments dans cet ordre, car on anticipait des déformations en cisaillement plus importantes proche des contreventements.

Cinq cordes de déplacement (D3 @ D5, D7 et D24) ont été installées sur la partie Ouest du toit afin de mesurer les déplacements absolus du toit dans la direction de l'excitation. On a fixé ces cordes sur des références extérieures fixes. Afin de capter les effets des modes supérieurs, on a mis une cordes vis-à-vis de chaque poteau. De plus, on a installé une sixième corde de déplacement (D6) sur le cadre rigide pour mesurer le déplacement à la base de la structure. Le déplacement relatif du toit était obtenu en soustrayant ce déplacement aux déplacements mesurés au niveau du toit.

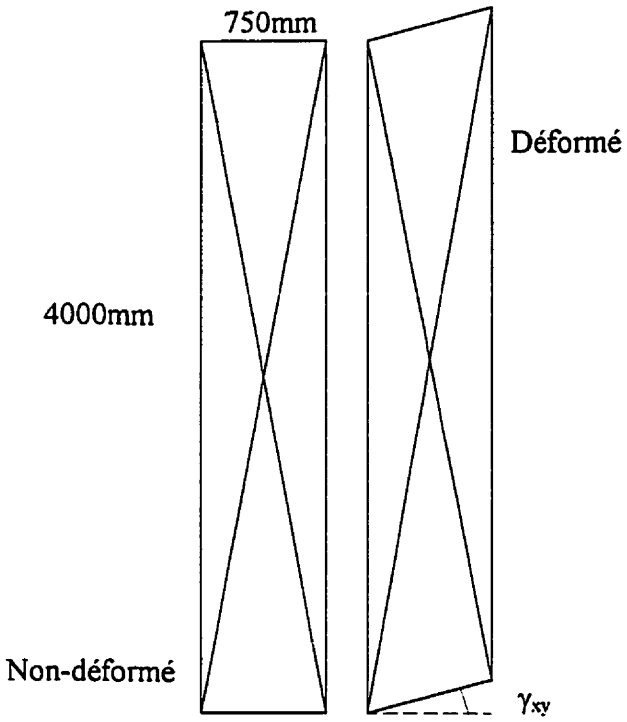


Figure 5.20 Système en X

L'accélération absolue du toit dans la direction E-O a été mesurée à l'aide de 5 accéléromètres localisés vis-à-vis des cordes (A18 @ A22). La raison principale de cette disposition était de capter les modes supérieurs. D'un autre côté, on a utilisé un accéléromètre pour mesurer les accélérations horizontales du cadre rigide. Craignant que les coins Nord-Est et Sud-Est soient trop flexibles verticalement, un accéléromètre vertical a aussi été installé sur le coin Nord-Est du cadre (A2). Dans le cas des essais avec excentricité, deux accéléromètres ont été utilisés dans la direction Nord-Sud sur les axes 1 et 3, afin de détecter la rotation à l'extrémité du bâtiment (A25 et A26).

On a fixé deux jauges sur chaque poutre (HSS 38 mm × 38 mm × 4.5 mm) périphérique (Nord et Sud) afin de mesurer l'historique de déformations dans ces membrures. Ces jauges ont été fixées à 200 mm du centre de la poutre. Sur la poutre longitudinale le long de l'axe 3, les jauges étaient collées vers le Sud (J0 et J1). Dans le cas de la poutre sur

l'axe 1, elles étaient posées à 200 mm, vers le Nord (J16 et J17), du centre de la structure.

Dans le tableau 5.4 on présente les instruments, leur abréviation, leur résolution et le système d'acquisition auxquels ils étaient raccordés. Il faut souligner que les canaux 6 et 27 du système d'acquisition EQ01 n'étaient pas utilisés. On peut voir que les cellules de charges sont raccordées au système d'acquisition EQ01, alors que les cordes de déplacement sont dans le système Snap Master. De plus, on n'a pas pu installer un canal de synchronisation entre les deux système dû à des problèmes de bruits électroniques.

On a adopté la même convention de signe pour les instruments de mesure qui est positive vers le Nord et Ouest. Toutefois, pour les cellules de charges et les LVDT, on a conservé le signe positif pour la traction et l'allongement, respectivement.

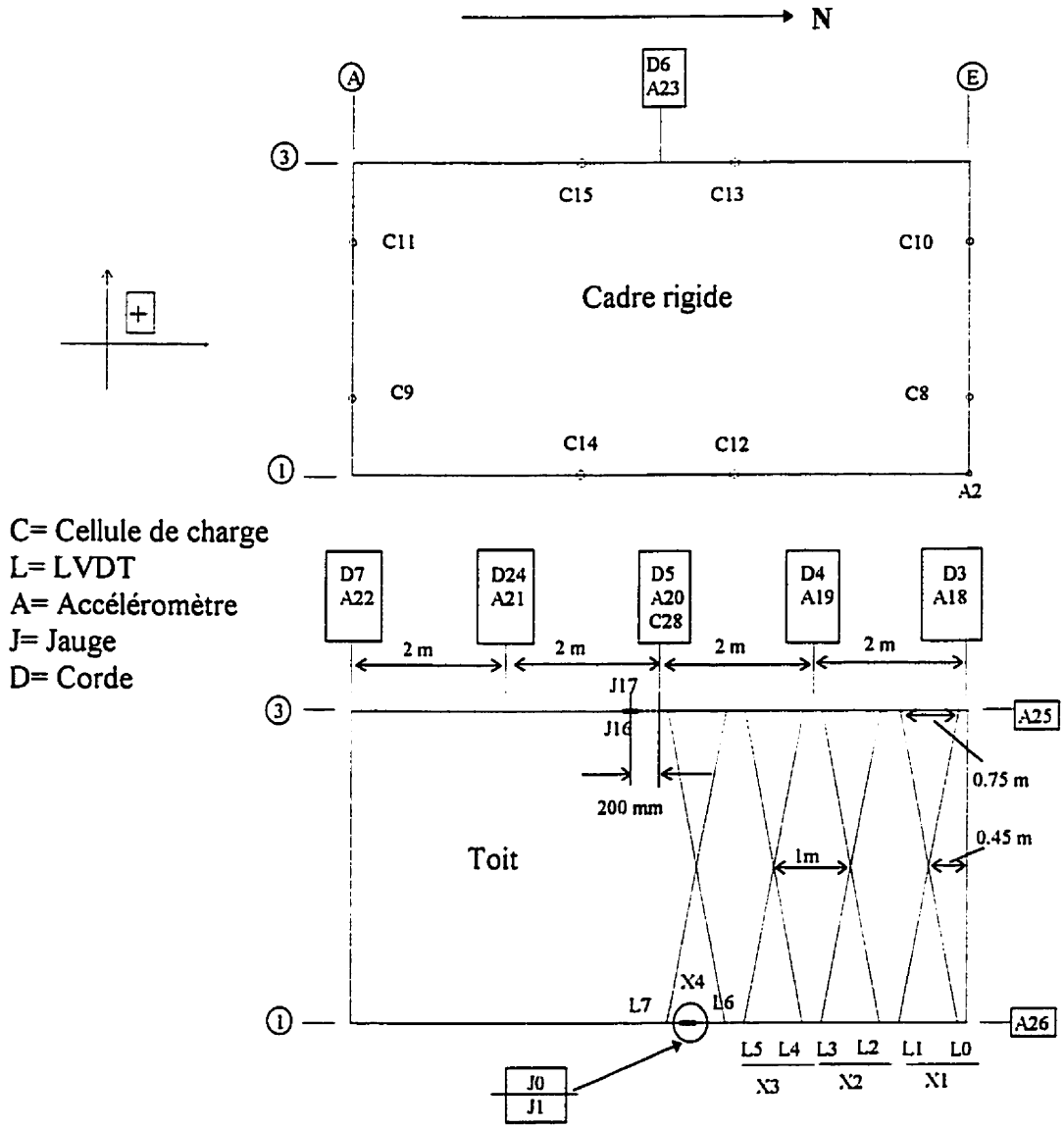


Figure 5.21 Instrumentation

Tableau 5.5 Liste des instruments

Système d'acquisition	Canal	Nom	Type	Résolution
EQ01	0	L0	LVDT	0.024 mm
	1	L1	LVDT	0.023 mm
	2	L2	LVDT	0.008 mm
	3	L3	LVDT	0.008 mm
	4	L4	LVDT	0.004 mm
	5	L5	LVDT	0.004 mm
	6			
	7	L7	LVDT	0.004 mm
	8	C8	Cellule	36 N
	9	C9	Cellule	36 N
	10	C10	Cellule	36 N
	11	C11	Cellule	36 N
	12	C12	Cellule	36 N
	13	C13	Cellule	36 N
	14	C14	Cellule	36 N
	15	C15	Cellule	36 N
	16	J16	Jauge	19 μ def
	17	J17	Jauge	19 μ def
	18	A18	Accél.	0.005 g
	19	A19	Accél.	0.005 g
	20	A20	Accél.	0.005 g
	21	A21	Accél.	0.005 g
	22	A22	Accél.	0.005 g
	23	A23	Accél.	0.005 g
	24	D24	Corde	0.064 mm
	25	A25	Accél.	0.012 g
	26	A26	Accél.	0.012 g
	27			
	28	C28	Cellule	22 N
Snap-Master	0	J0	Jauge	27 μ def
	1	J1	Jauge	27 μ def
	2	A2	Accél.	0.012 g
	3	D3	Corde	0.157 mm
	4	D4	Corde	0.064 mm
	5	D5	Corde	0.158 mm
	6	D6	Corde	0.065 mm
	7	D7	Corde	0.159 mm

5.10 SYSTÈME D'ATTACHE DU TOIT

Dans les essais statiques (voir section 7.2), on a attaché le toit à un appui suffisamment rigide fixé à la dalle d'essais du laboratoire. Ce système est illustré à la figure 5.22.

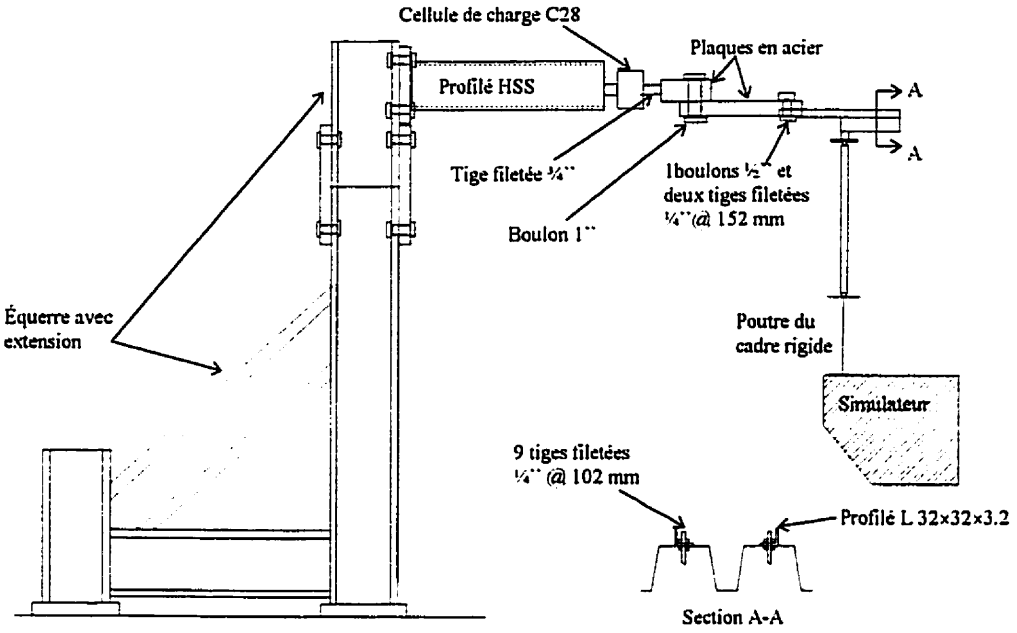


Figure 5.22 Système d'attache

On a fixé deux cornières sur les deux nervures centrales du tablier. Ensuite, on a utilisé plusieurs plaques boulonnées ensembles pour relier ces cornières à la cellule de charge (C28). La cellule de charge était attachée à un profilé HSS qui était fixé à l'équerre, cette dernière étant boulonnée à la dalle d'essais du laboratoire.

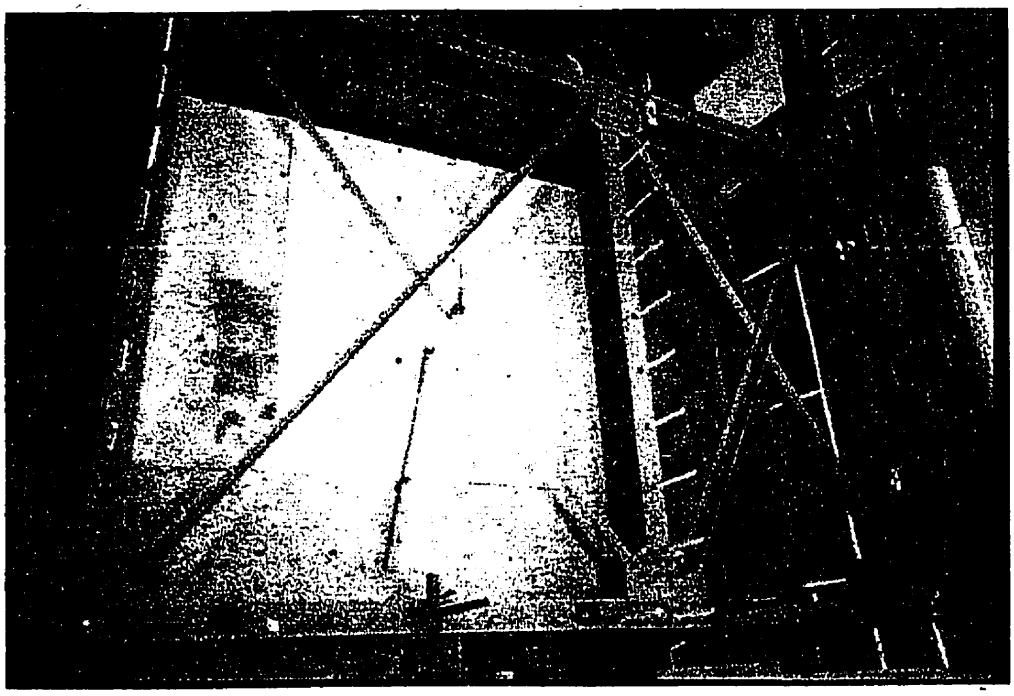


Figure 5.23 Cadre rigide

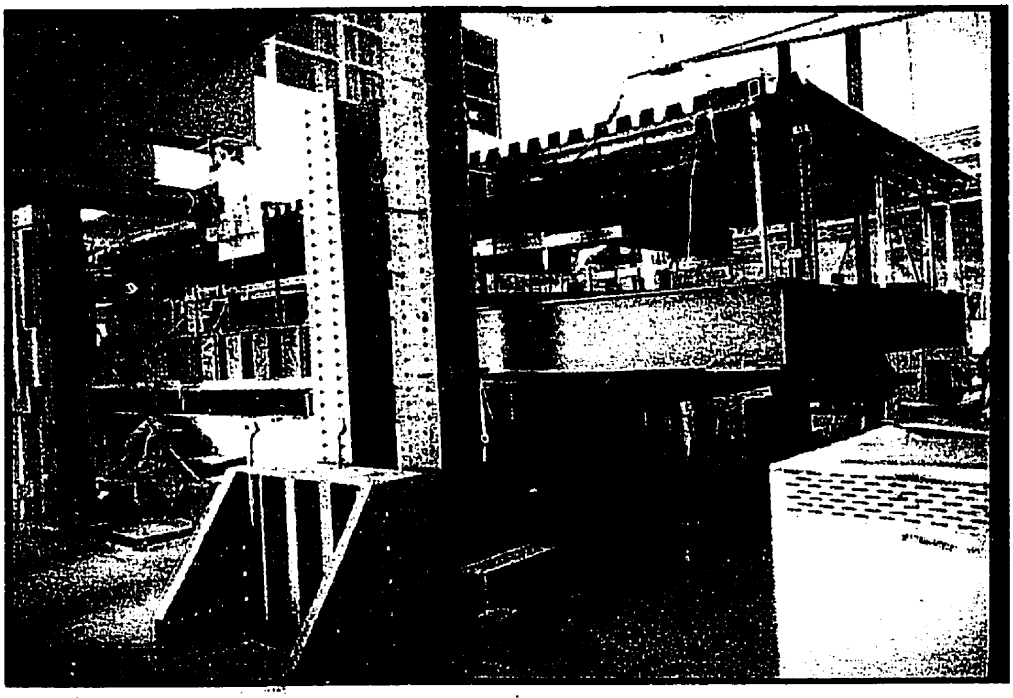


Figure 5.24 Vue du modèle d'essais

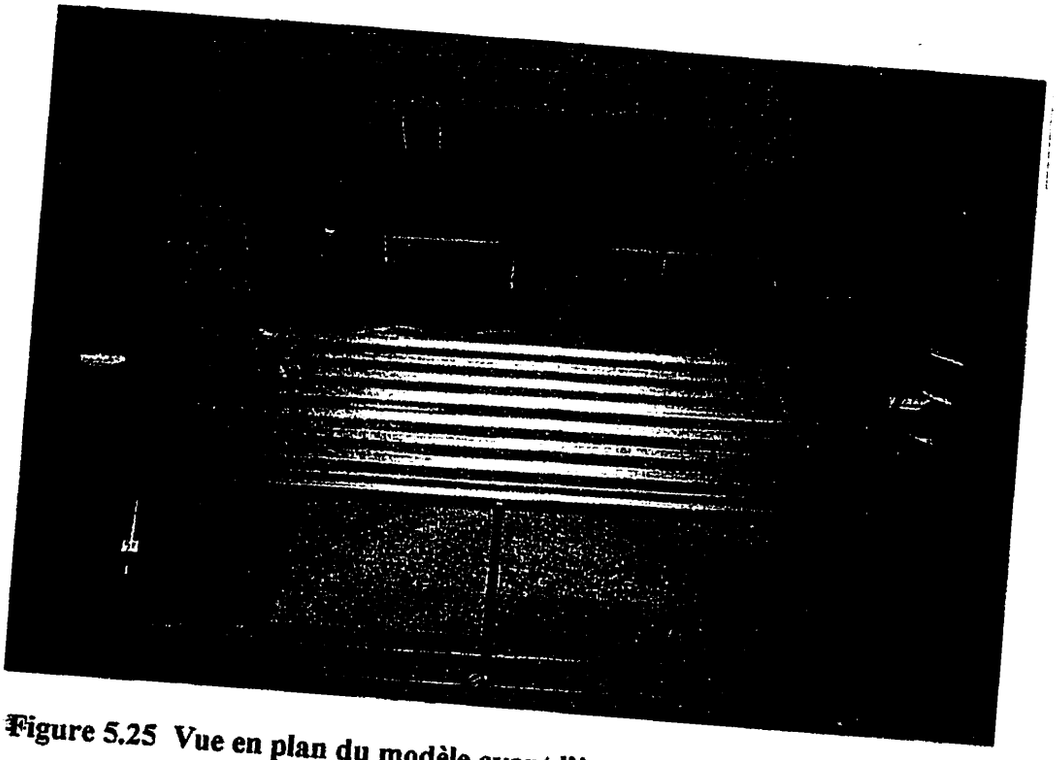


Figure 5.25 Vue en plan du modèle avant l'installation complète du tablier

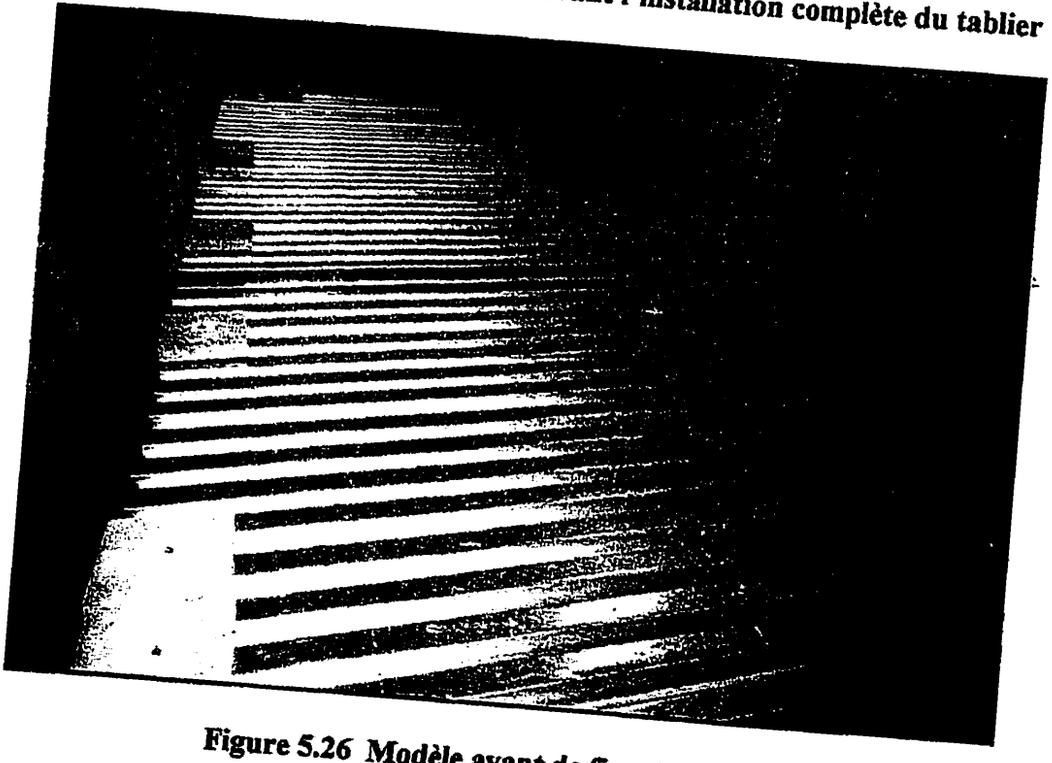


Figure 5.26 Modèle avant de fixer les masses

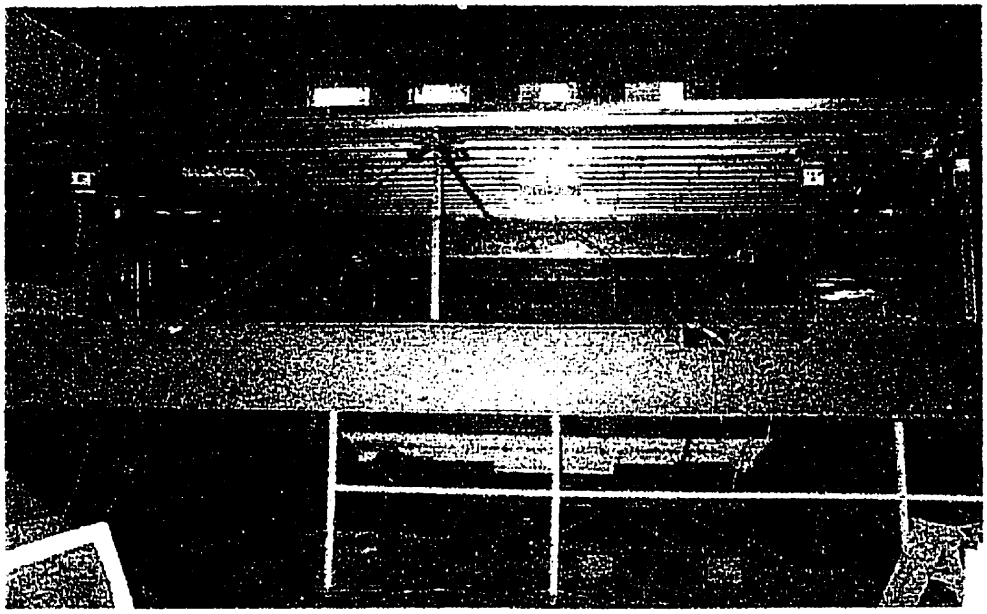


Figure 5.27 Vue du côté Nord du modèle

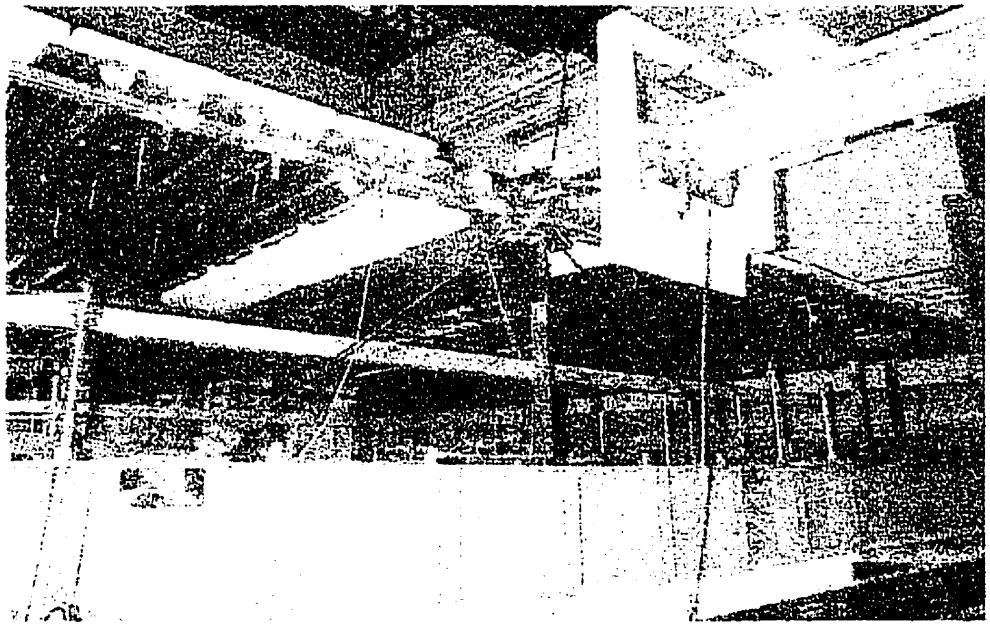


Figure 5.28 Vue du côté Ouest du modèle

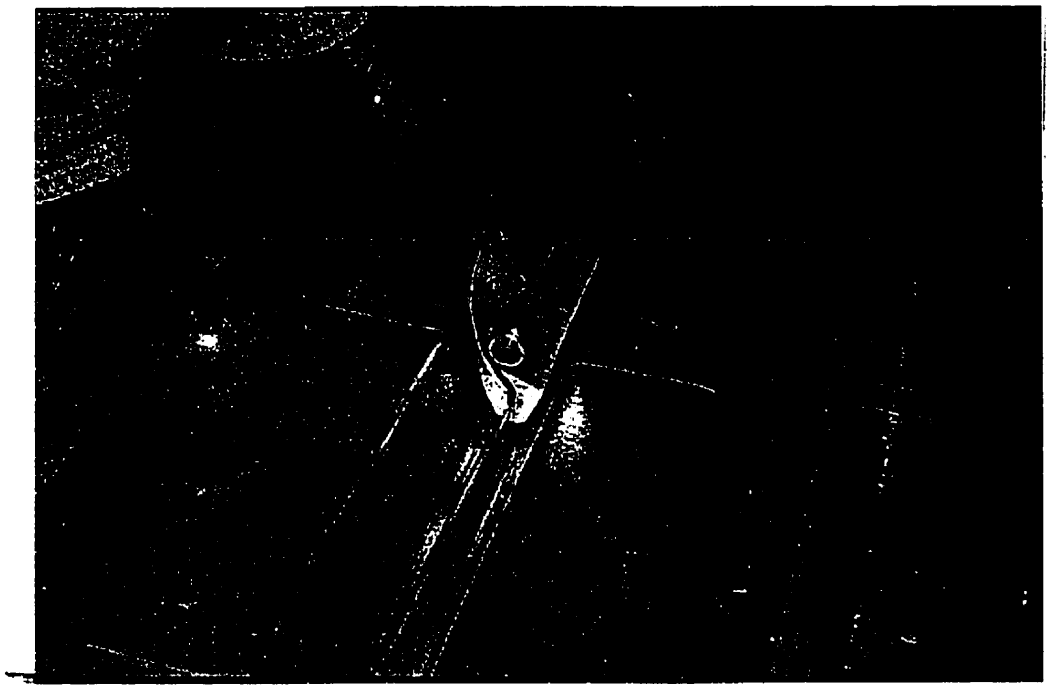


Figure 5.29 Méthode de faire la fixation feuille/feuille

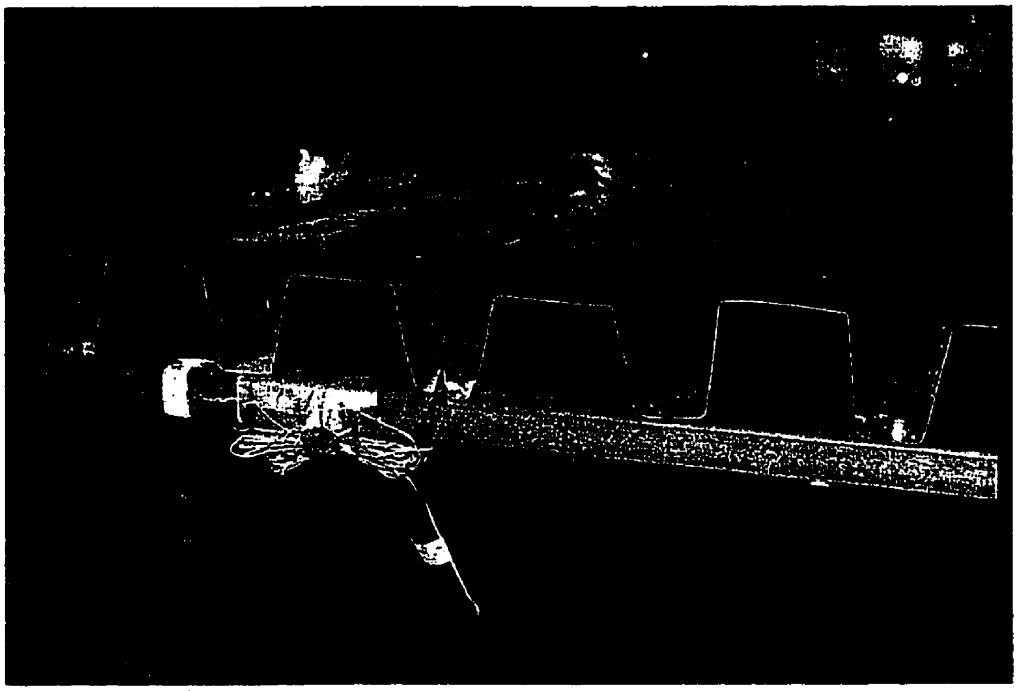


Figure 5.30 Fixation feuille/poutre pour le cas de diaphragme flexible

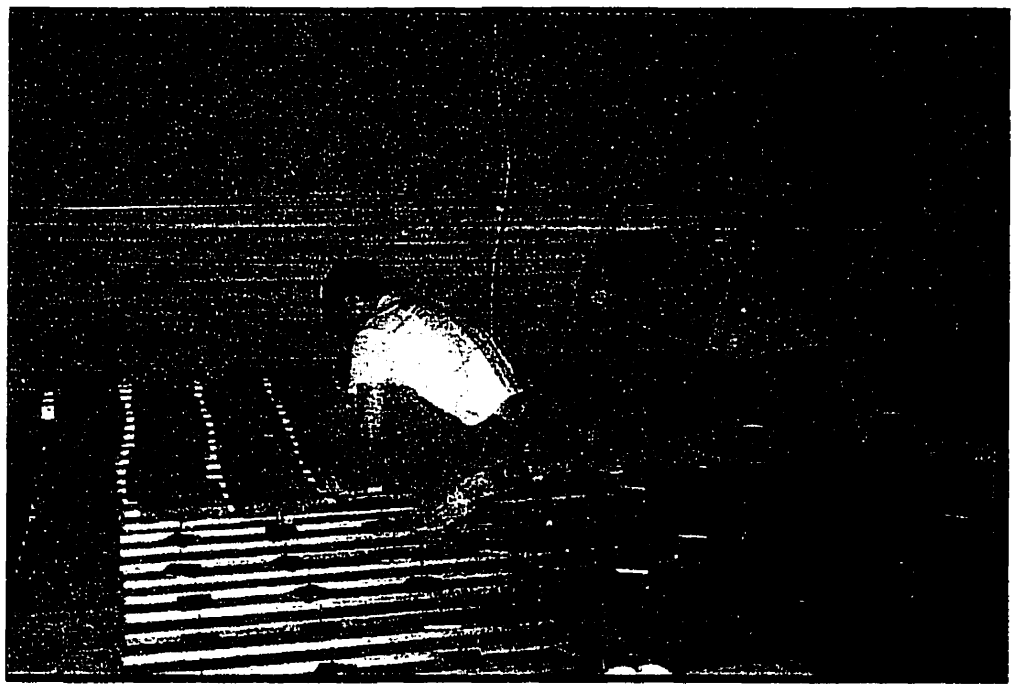


Figure 5.31 Poser les masses sur le tablier

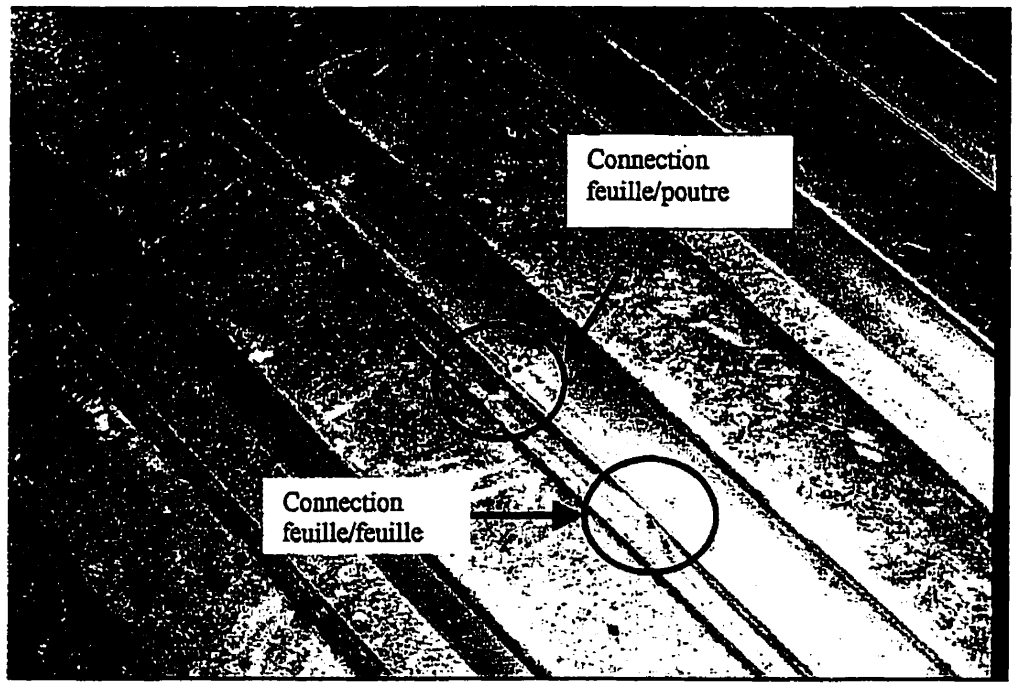


Figure 5.32 Illustration des connections sur le tablier

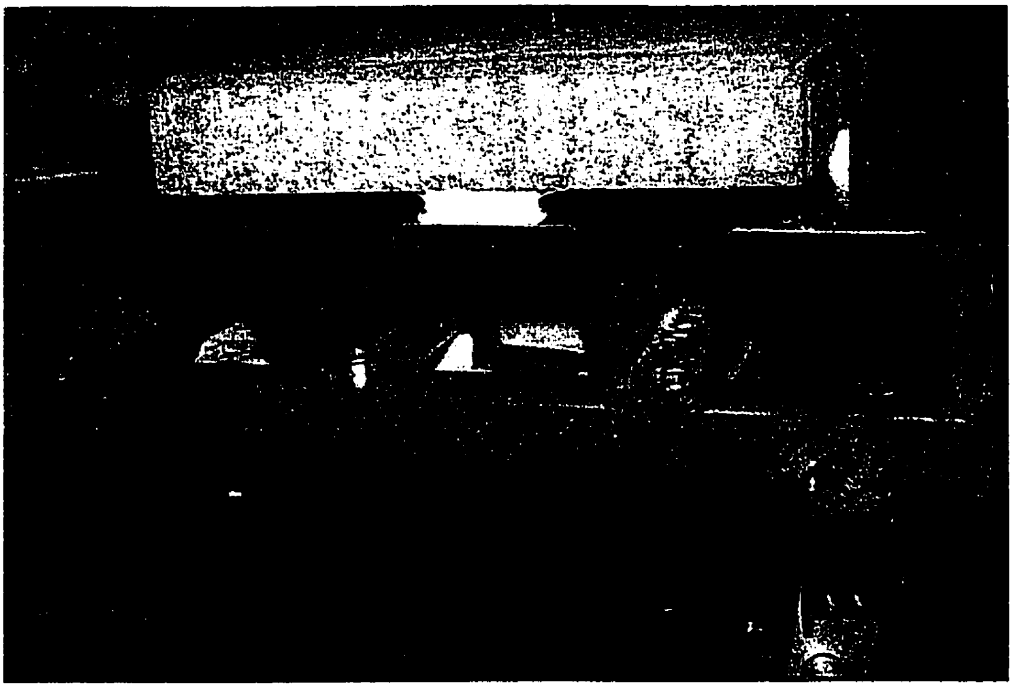


Figure 5.33 Méthode de fixation des masses

Figure 5.34 Distribution des masses sur le tablier, Victoria , Rigide

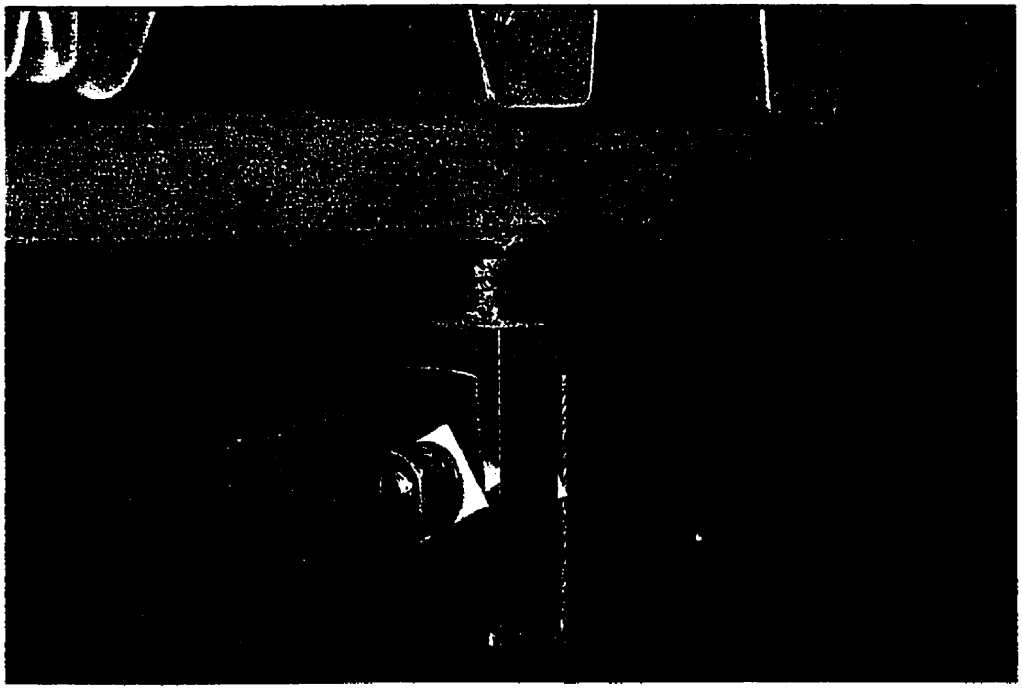


Figure 5.35 Connection type B

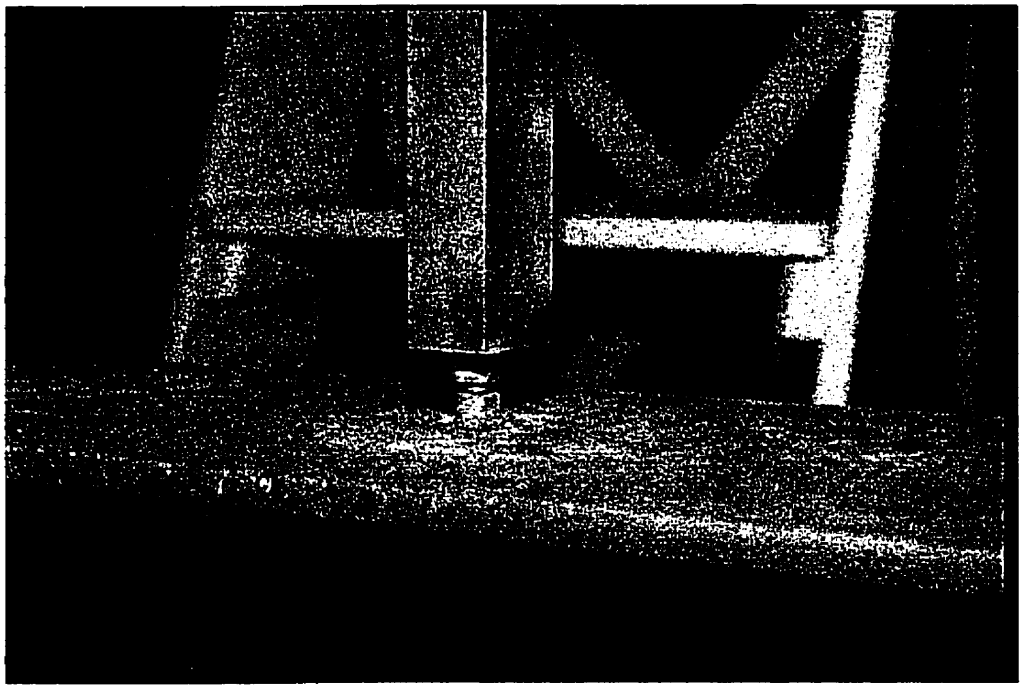


Figure 5.36 Rotule entre un poteau et le cadre

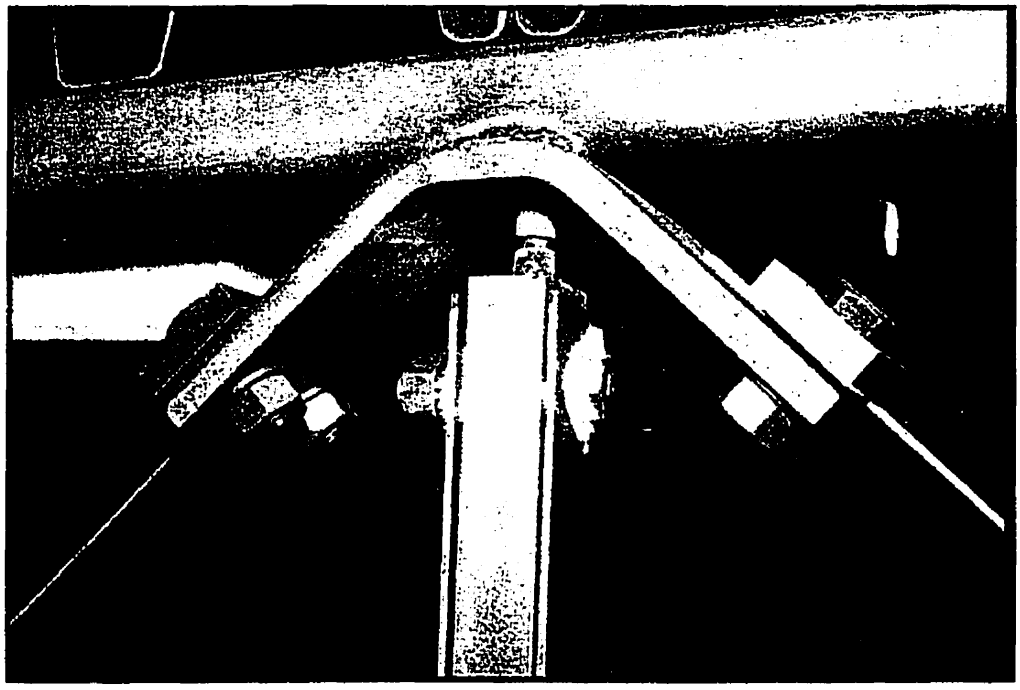


Figure 5.37 Connection type A

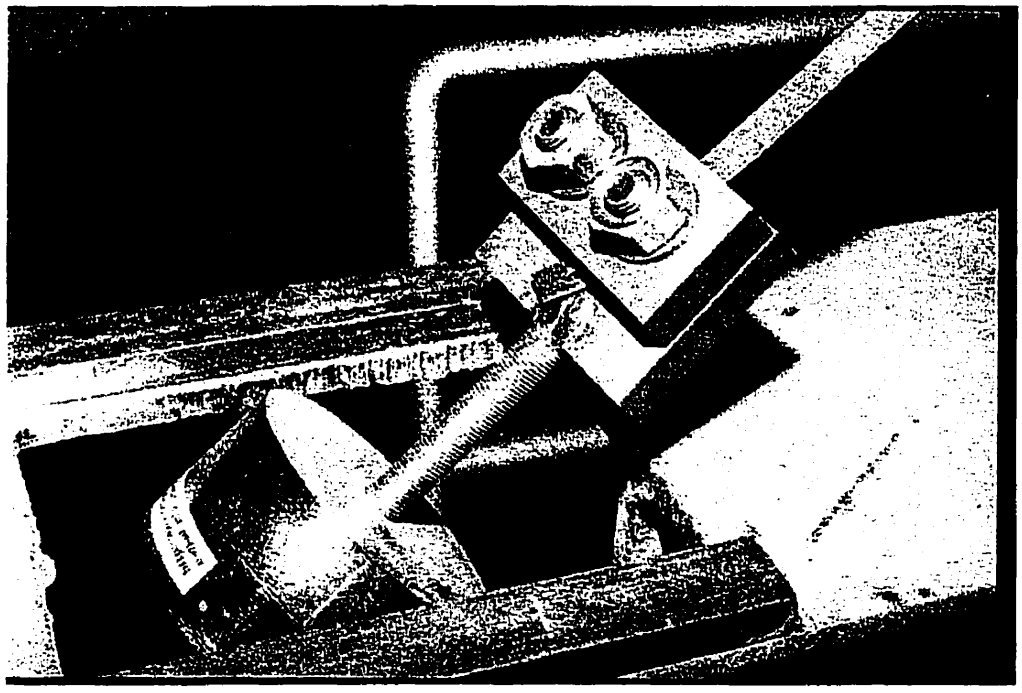


Figure 5.38 Connection entre le contreventement et la cellule de charge

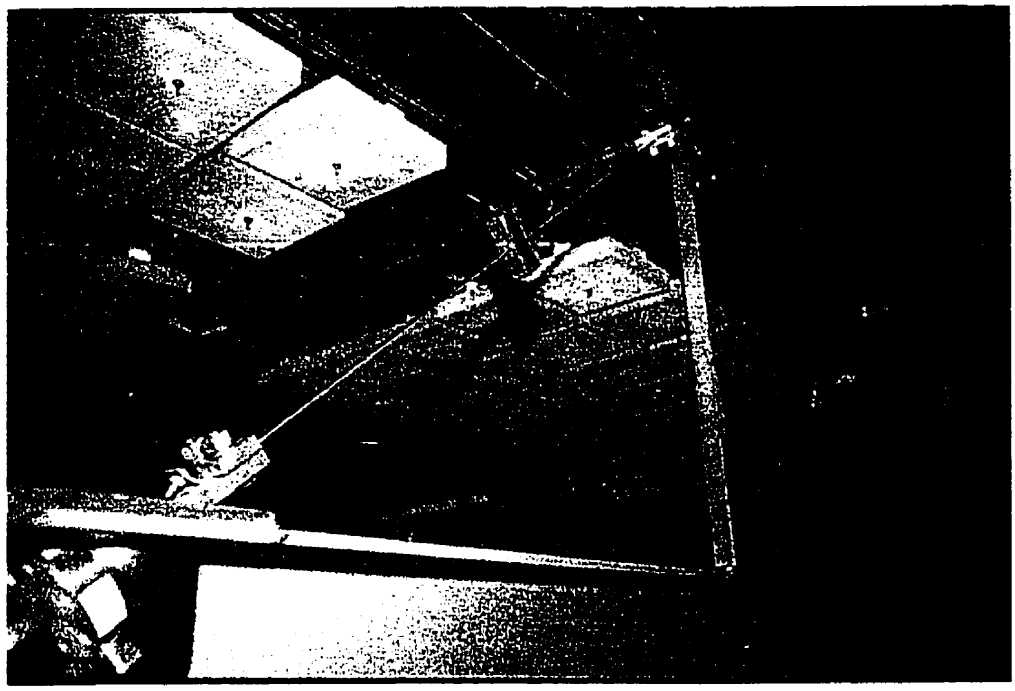


Figure 5.39 Masses fixées sous le tablier

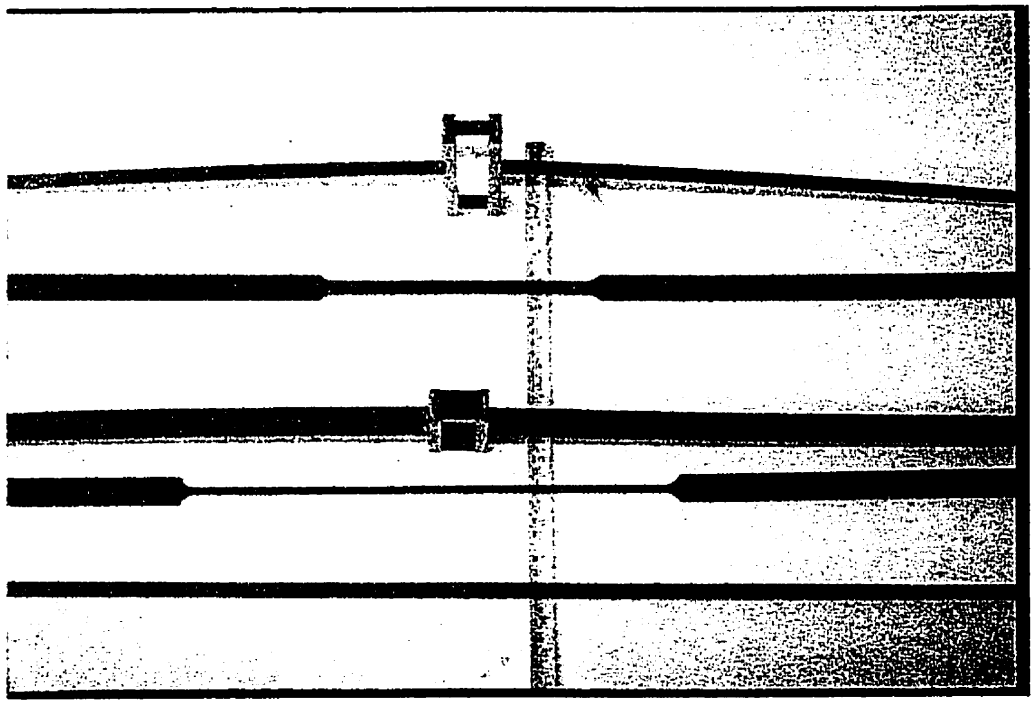


Figure 5.40 Tous les types de contreventements utilisés dans l'étude

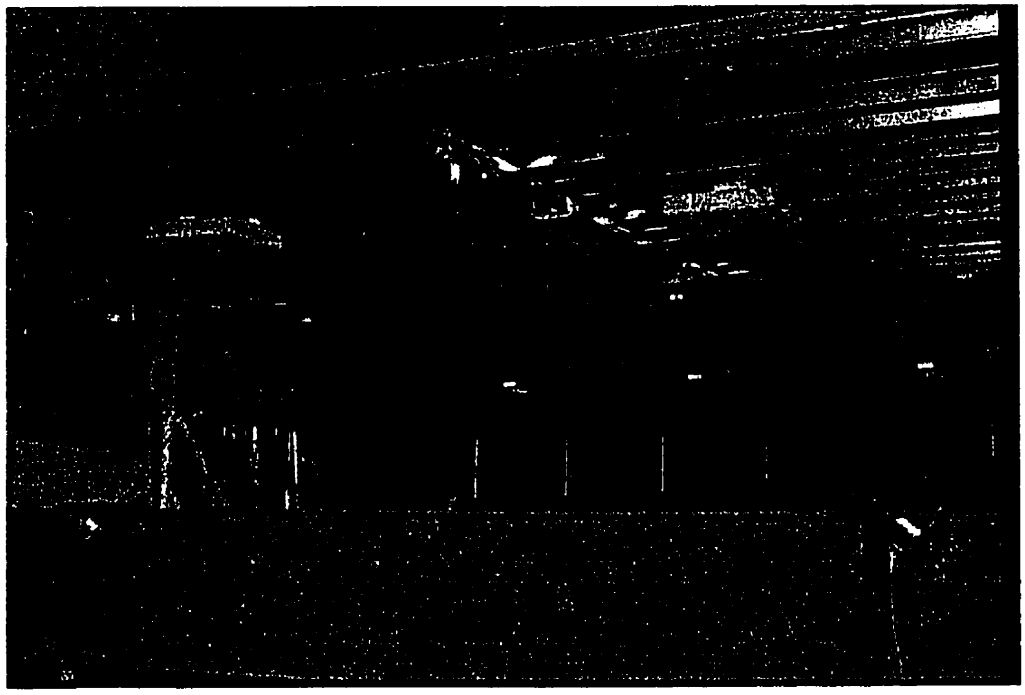


Figure 5.41 Vue des contreventements

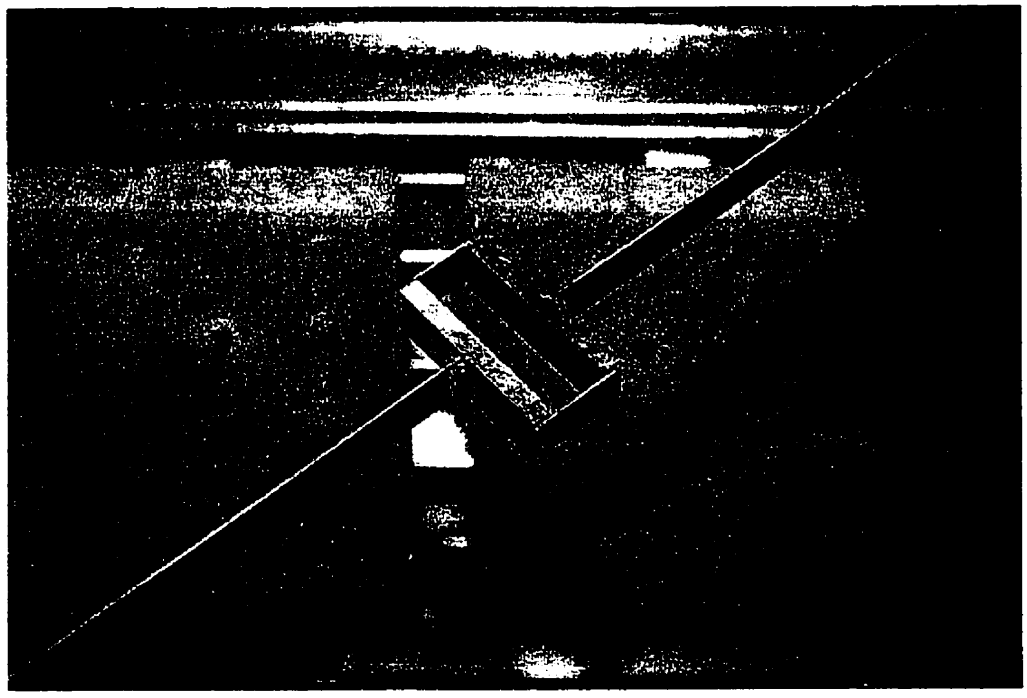


Figure 5.42 Contreventement résistant pour l'excentricité de résistance

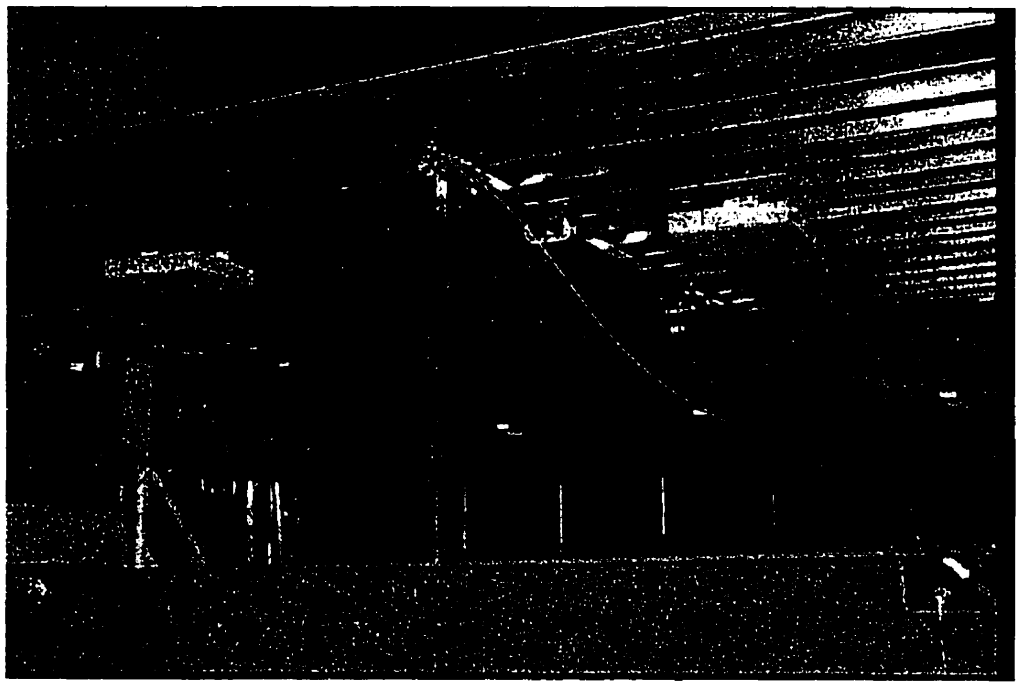


Figure 5.43 Contreventement tendu et l'autre flambé

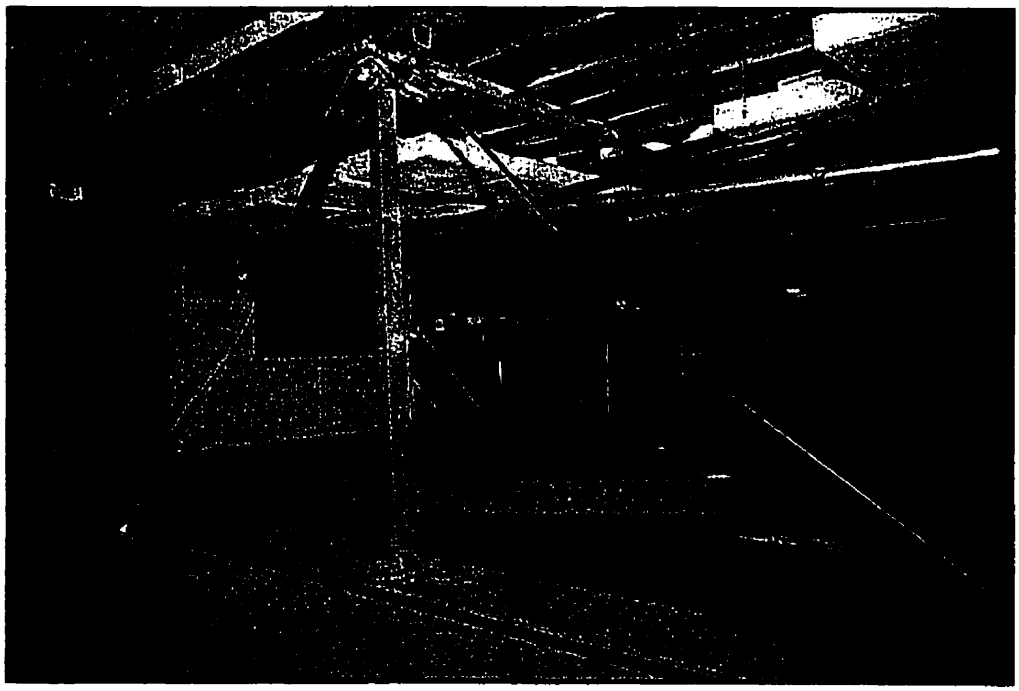


Figure 5.44 Deux contreventements flambés, K=0

CHAPITRE 6
DESCRIPTION DES ESSAIS

Dans cette partie on décrit les essais réalisés, ainsi que la méthodologie employée. Avant chaque test dynamique, on effectuait une série d'essais de caractérisation des propriétés dynamiques et statiques de la structure. Dans ce chapitre, on présente en premier lieu les détails des essais dynamiques et, ensuite, ceux des essais de caractérisation.

6.1 ESSAIS DYNAMIQUES

En tout, on a réalisé 15 essais dynamiques différents. Le tableau 6.1 donne les détails de chacun de ces essais. La description de ces essais est faite en quatre parties. En premier lieu, on examine les paramètres étudiés dans l'étude. Ensuite, on présente la procédure des essais, les séismes utilisés et la méthode de calibration du simulateur sismique.

Dans les tableaux utilisés pour décrire les différents essais, on indique un numéro à l'essai et précise le nom d'abréviation utilisé dans les fichiers d'enregistrement des données. De plus, on y indique le site, le type de diaphragme, le type d'excentricité et la date de l'essai.

L'essai #3 (voir tableau 6.1) était un essai particulier durant lequel la structure a subi une instabilité majeure. Il y a eu glissement dans les connections des contreventements et le toit s'est appuyé sur le système de sécurité décrit dans la section 5.3.

Tableau 6.1 Essais dynamiques

No	Abrv.	Ville	Séisme	% ampl.	Diaph.	Type exc.	e mm	Date
2	td27	Victoria	PS	100%	Flexible	Aucune	6	22-juin
3	td28	Victoria	PS	200%	Flexible	Aucune	6	23-juin
4	td30c	Victoria	PS	100%	Flexible	Aucune	6	07-juil
5	td30d	Victoria	PS	150%	Flexible	Aucune	6	07-juil
8	td34c	Québec	AT	75%	Flexible	Aucune	*77*	15-juil
6	td31c	Victoria	PS	100%	Flexible	Rigidité	2251	08-juil
9	td35c	Québec	AT	75%	Flexible	Rigidité	2362	17-juil
7	td32c	Victoria	PS	70%	Flexible	Résistance	2394 (186)	09-juil
10	td36c	Québec	AT	50%	Flexible	Résistance	2477 (269)	17-juil
11	td37b	Victoria	PS	75%	Flexible	Masse	814	20-juil
12	td37c	Victoria	PS	125%	Flexible	Masse	814	20-juil
14	td39c	Victoria	PS	150%	Rigide	Aucune	105	22-juil
15	td40c	Victoria	PS	100%	Rigide	Rigidité	2362	23-juil
16	td41c	Victoria	PS	70%	Rigide	Résistance	*2295 (87)*	24-juil
17	td42c	Victoria	PS	75%	Rigide	Masse	*591*	24-juil

6.1.1 Paramètres étudiés

Le tableau 6.1 montre tous les tests dynamiques effectués sur les différentes structures. On a varié plusieurs paramètres afin d'examiner leurs effets sur la réponse sismique. Les paramètres principaux étudiés sont les suivants:

1. la flexibilité ou la rigidité du diaphragme de toit;
2. le site;
3. le type d'excentricité.

6.1.1.1 Flexibilité du diaphragme de toit

Un des buts principaux de la présente étude était d'observer l'effet de la flexibilité du toit sur la réponse dynamique de la structure. Dans un premier temps, on a effectué des essais avec un diaphragme de toit flexible (essais #2 à #12). Dans ces cas, le tablier était fixé aux poutres longitudinales, qui sont parallèles aux axes 1,2 et 3 (voir figure 5.4), avec des vis #14 posées à chaque deux nervures, soit à une distance centre-centre de 304 mm. La rigidité en cisaillement du diaphragme calculée selon la méthode du SDI (1991) était de 0.69 kN/mm. On a ensuite augmenté la rigidité du diaphragme par l'ajout de vis à chaque nervure (152 mm c/c); tout en gardant le même tablier. Les essais #14 à #17 ont été effectués sur la structure avec un diaphragme rigide. Dans ce cas, la rigidité en cisaillement du toit était de 3.95 kN/mm selon le SDI (1991).

6.1.1.2 Site

En variant le site, on a varié aussi la masse sur le toit, ainsi que les caractéristiques du mouvement au sol. Vu qu'on a étudié deux villes différentes, on a appliqué des séismes qui ont des caractéristiques similaires aux tremblements de terre qui peuvent avoir lieu dans chacune des deux villes. Ces séismes ont des contenus fréquentiels différents, ce qui nous a permis d'étudier l'effet de ce paramètre sur la réponse de la structure. À l'Est de l'Amérique du Nord les séismes sont caractérisés par un contenu fréquentiel à hautes fréquences, et des courtes durées. Dans la région de Victoria, les séismes sont caractérisés par des basses fréquences, mais sont généralement de plus longue durée.

Pour les essais #8 à #10 on a utilisé un séisme à hautes fréquences, ce qui correspond à la ville de Québec. Dans le reste des essais, qui sont des essais de structures à Victoria, on a utilisé un mouvement au sol à basses fréquences.

On a voulu aussi observer les effets de la masse sismique sur la réponse dynamique de ce type de bâtiment. Dans les essais#8 à #10, la structure possédait une masse sismique 1.346 fois plus importante que dans le reste des essais. Ceci est dû à la différence de la surcharge de neige entre Québec et Victoria.

6.1.1.3 Type d'excentricité

Un des objectifs principaux de ce mémoire était d'évaluer les effets de trois types d'excentricité, soient de masse, de rigidité et de résistance, sur la réponse dynamique. On a donc effectué des essais sans excentricité (essais #2 à #5, #8 et#14), des essais avec excentricité de rigidité (essais #6, #9 et #15), des essais avec excentricité de résistance (essais #7, #10 et #16) et des essais avec excentricité de masse (essais #11, #12 et #17).

Les différents détails des modifications apportées à la structure afin d'atteindre les différents types d'excentricité ont été présentés au le chapitre V. Rappelons cependant que la position du centre de rigidité dans le modèle d'essais dépendait de la rigidité de chaque contreventement, étant donné que la rigidité latérale du tablier est symétriquement distribuée. En mettant des contreventements ayant des rigidités différentes, on a déplacé le centre de rigidité, tout en gardant le centre de masse et de résistance approximativement au centre du bâtiment.

En mettant des contreventements ayant des résistances différentes, on a déplacé le centre de résistance tout en gardant le centre de masse et le centre de rigidité approximativement au centre du toit.

En déplaçant les dalles de béton, qui simulent le poids sur le toit, on a déplacé le centre de masse, tout en gardant le centre de rigidité et de résistance approximativement au centre du toit.

En se basant sur les données présentées dans les tableaux 5.2 et 5.4, on a obtenu les valeurs d'excentricité théoriques présentées dans le tableau 6.1. L'excentricité, dans ce cas, est la distance entre le centre de rigidité ou de résistance et le centre de masse. Les valeurs des excentricités montrées en gras et italique représentent les cas où le centre de masse s'est retrouvé au Nord des centre de rigidité ou de résistance. Vue une certaine asymétrie de rigidité dans les cas d'excentricité de résistance (voir tableau 5.2), on montre deux valeurs d'excentricité au tableau 6.1 pour trois essais. Les valeurs entre les parenthèses sont celles des excentricités de rigidité qui prévalaient en même temps que les excentricités de résistance.

6.1.2 Procédure

Après avoir effectué les tests de caractérisation de la structure, et s'être assuré d'avoir une prétension minimale dans chaque contreventement, on vérifiait le serrage des contreventements. De cette façon, on minimisait le risque de glissement dans les connections anti-glissement. Finalement, on appliquait le signal et on enregistrait les données avec une fréquence d'acquisition de 100 Hz.

6.1.3 Séismes

Pour chaque site, on a fait le choix d'un historique de mouvement au sol parmi un ensemble de séismes. Les critères de ce choix étaient: la durée dans le domaine du modèle réduit, le moment où se trouvaient les pics par rapport à la durée totale et un

comportement plastique appréciable du bâtiment, qui suit une phase dans le domaine élastique.

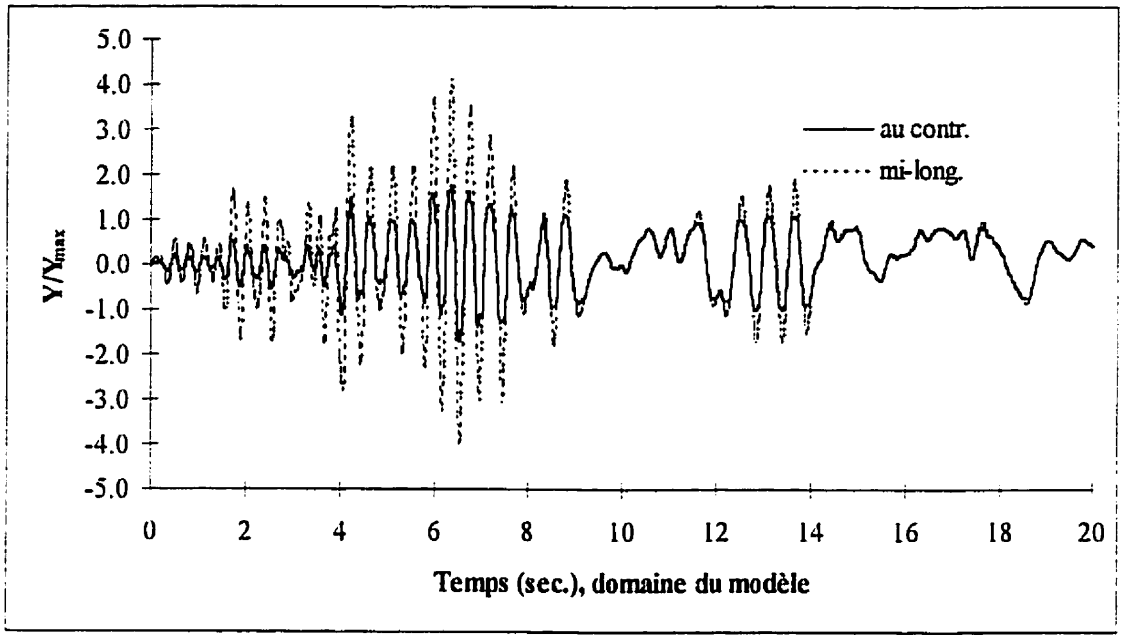


Figure 6.1 Historique des déplacement sur le toit, G'=3.11 kN/mm, PS 100%.

Pour Victoria, on a choisi la composante N04O de l'enregistrement à la station Highway Test Lab mesuré lors du séisme qui a eu lieu à Olympia (Puget Sound), État de Washington en 1949. Cet enregistrement a été normalisé par rapport à la vitesse maximale au sol pour Victoria (v=0.28 m/s). Par conséquent, les intensités indiquées dans le tableau 6.1 sont celles des excitations normalisées. Les résultats des analyses numériques en utilisant Puget Sound, PS, ont montré que ce séisme nous donnait un comportement élastique appréciable avant d'entrer dans le domaine non linéaire. À la figure 6.1 on illustre l'historique des déplacements normalisés au toit du modèle analytique montré à la figure 4.1. La structure a fait plusieurs cycles dans le domaine élastique avant d'entrer dans le domaine non linéaire. De plus, les caractéristiques sismiques du site où le séisme a eu lieu sont semblables aux conditions qui prévalent à la

ville de Victoria. Il faut préciser que la rigidité en cisaillement indiquée à la figure 6.1 est celle du bâtiment prototype.

Le manque de séismes historiques pour l'Est du Canada nous a obligé à utiliser un historique de mouvements au sol artificiel, généré pour une magnitude du moment sismique M_w=7.0 avec un épicentre à 150 km. Ce scénario (magnitude et distance épicentrale) est l'un qui domine l'aléa sismique pour la région de Québec (Atkinson et Beresjnev, 1998). Ce choix a aussi été soutenu par des résultats analytiques avec une réponse structurale appréciable dans le domaine inélastique (voir chapitre IV).

Dans ce qui suit, 100% des amplitudes des signaux pour l'Est et l'Ouest seront désignés AT et PS, respectivement.

Il faut mentionner que le choix du pourcentage de l'amplitude de l'historique du mouvement au sol pour chaque essai était basé sur le niveau de ductilité anticipé dans les contreventements. On effectuait un premier essai en choisissant un pourcentage des amplitudes qui dépendait de la ductilité anticipée. Selon le niveau de ductilité atteint, on effectuait un autre essai avec un pourcentage plus élevé. Dans deux cas on a sollicité la même structure deux fois (essais #4 et #5 et essais #11 et #12), les premiers essais ayant donné un comportement quasi-élastique.

Les figures 6.2 et 6.3 montrent les spectres d'accélérations absolues des deux séismes, dans le domaine du modèle. De plus, on a indiqué les deux premières périodes de vibration dans la direction du chargement, selon les analyses dimensionnelles (voir chapitre IV), sans excentricité et avec une rigidité en cisaillement du toit de 3.11 kN/mm (prototype). De plus, on illustre les historiques des accélérations pour les signaux aux figures 6.4 et 6.5, qui sont dans le domaine du modèle.

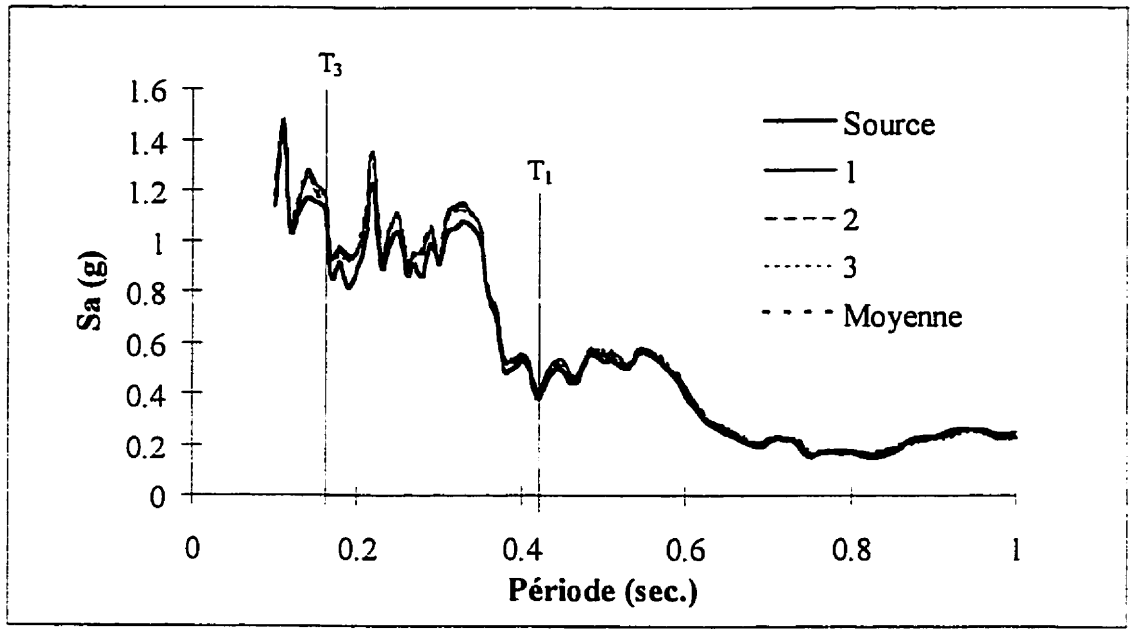


Figure 6.2 Spectre des accélérations absolues, AT 150%, ξ=2%.

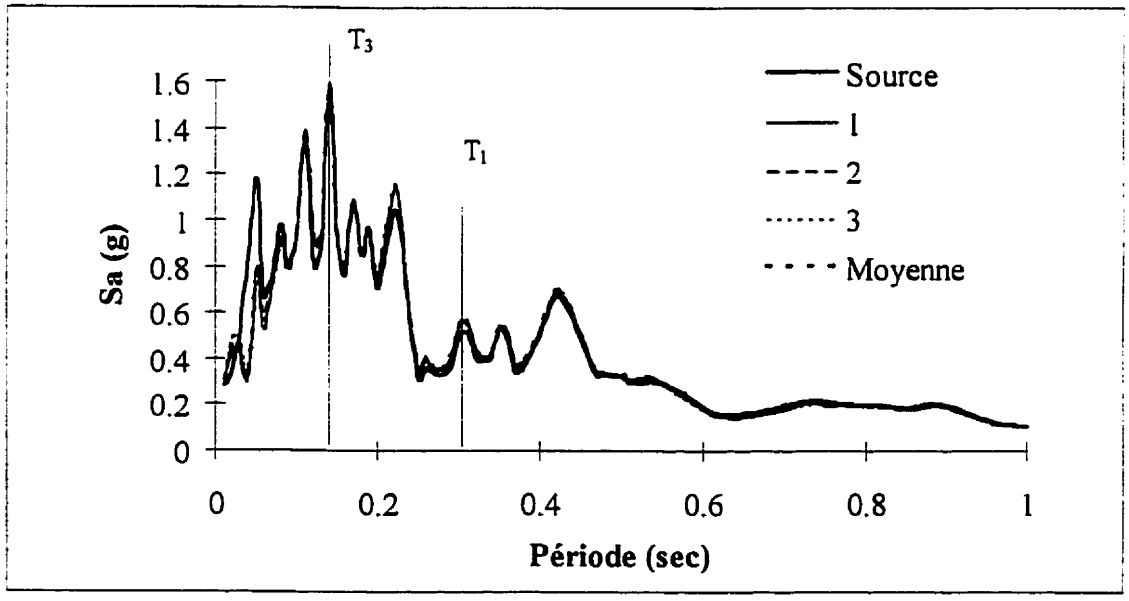


Figure 6.3 Spectre des accélérations absolues, PS 100%, ξ=2% d'mort,

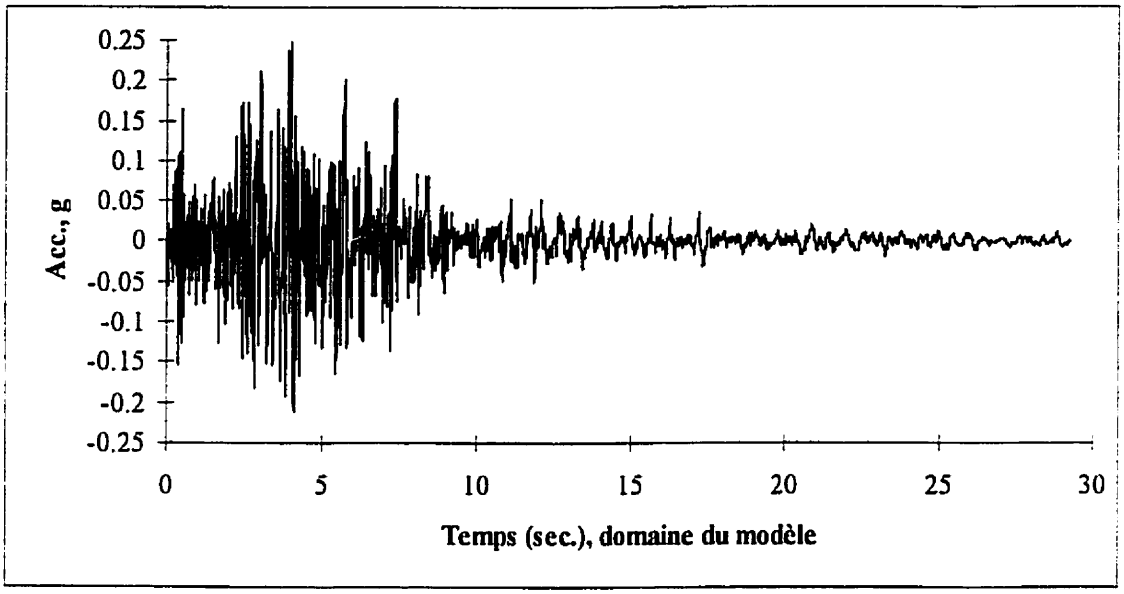


Figure 6.4 Historique des accélérations normalisées, PS 100%

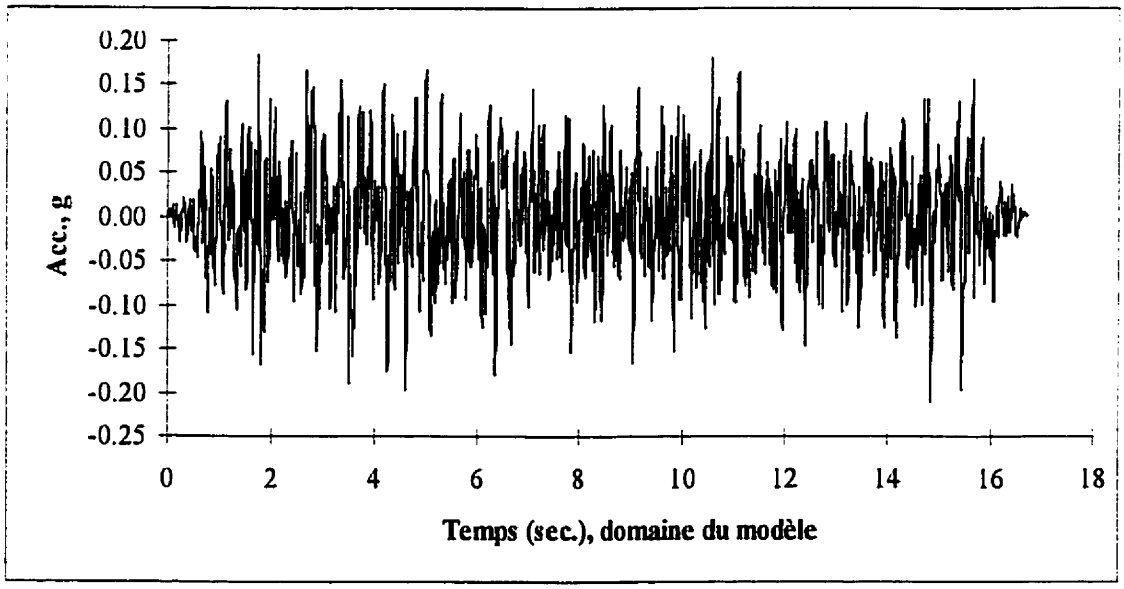


Figure 6.5 Historique des accélérations normalisées, AT 100%

6.1.4 Calibration du simulateur sismique

Avant d'appliquer les signaux des séismes, on a construit des filtres à appliquer aux signaux d'entrée pour s'assurer que la table vibrante reproduise bien les signaux demandés. Pour ce faire, on a procédé en trois étapes.

La première étape était d'appliquer les signaux avant l'installation du modèle, en posant deux blocs de béton sur la table. Chaque bloc, qui pesait 30 kN, était fixé directement sur le simulateur. Le poids total sur le simulateur était équivalent au poids total du modèle d'essai pour le cas de Québec. On a effectué trois essais (#1, #2 et #3 aux figures 6.2 et 6.3) pour chaque séisme. Aux figures 6.2 et 6.3 on compare les spectres des accélérations absolues des trois essais avec le spectre du signal de source. On remarque très clairement que la table a bien reproduit les signaux appliqués. Par conséquent, aucun filtre n'a été construit à cette étape.

La deuxième étape a eu lieu après la construction du modèle. Après avoir installé les masses pour simuler le poids sur le toit pour Victoria, on a appliqué, à basses amplitudes, le signal de PS. La crainte d'endommager le spécimen nous a poussé à n'appliquer que 50 % des accélérations normalisées de PS. On a ensuite construit un filtre à compensation constante dans le temps, `frozen`. Ce filtre, qu'on a nommé tarik2, a été généré par le système de contrôle du simulateur sismique. Le contrôle sur le signal produit était effectué avec une fonction inverse adaptive (AIC). À la figure 6.6, on montre la comparaison entre le signal de source et celui produit avec le filtre (tarik2).

La troisième étape était de construire un filtre pour le séisme AT. Craignant un endommagement de la structure, on s'est limité à 20% des amplitudes normalisées, ce qui était très faible. Vu que les résultats n'étaient pas concluants, on a décidé d'appliquer

le signal sans filtre. À la figure 6.7 on présente le spectre des accélérations absolues mesurées sur la table dans l'essai #8 sans filtre (disabled) et le spectre du signal de source. On remarque que la concordance est acceptable.

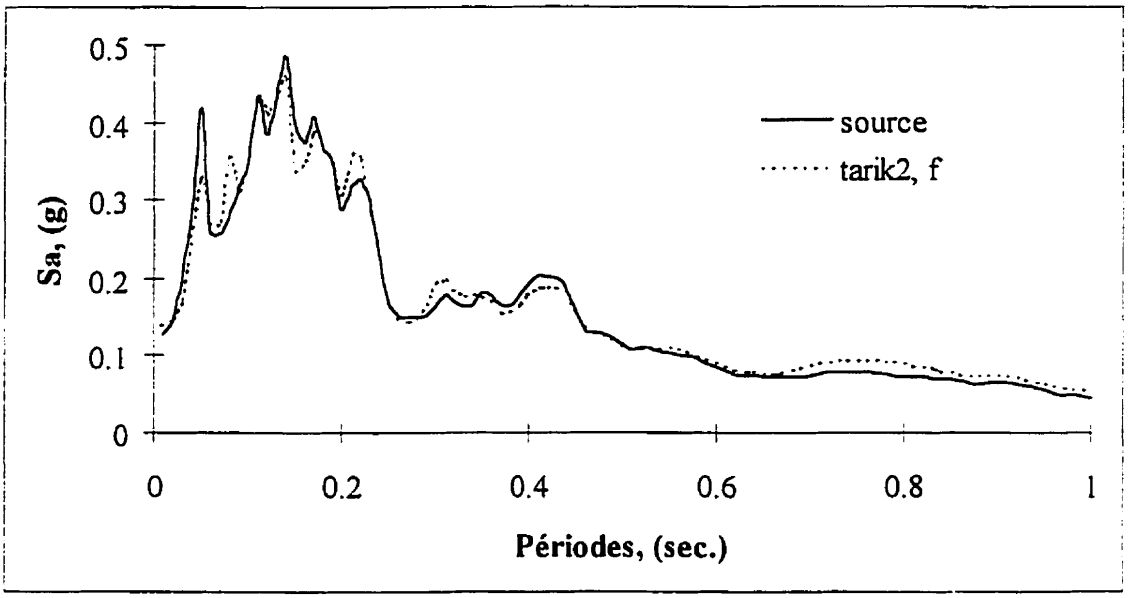


Figure 6.6 Spectre des accélérations absolues, PS 50%, ξ=2%.

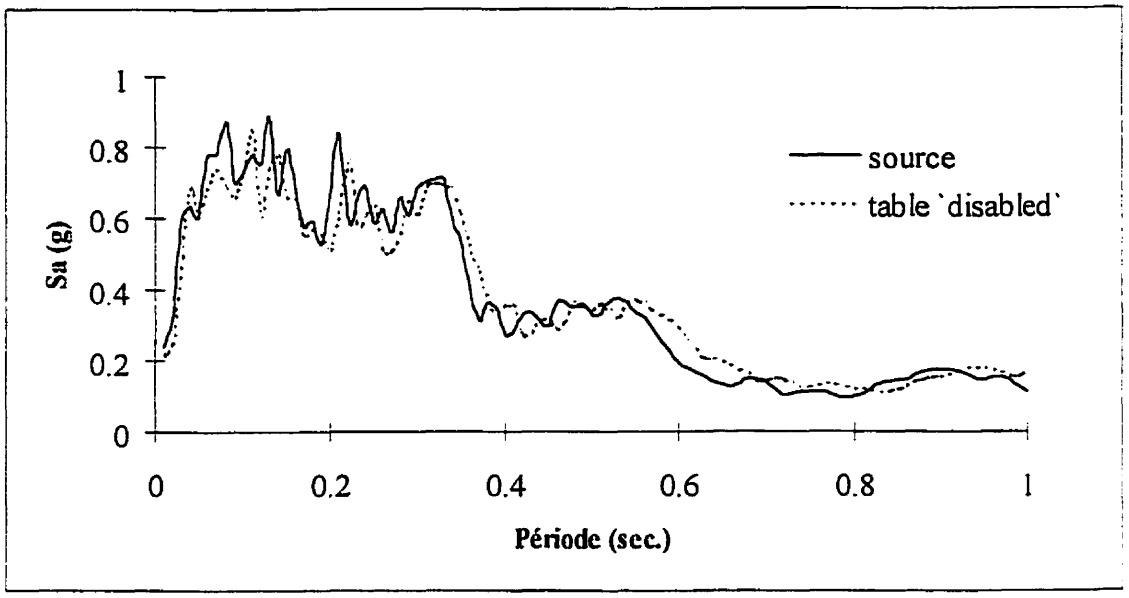


Figure 6.7 Spectre des accélérations absolues, AT 100%, ξ=2%.

6.2 ESSAIS DE CARACTÉRISATION DE LA STRUCTURE

Pour chaque type de diaphragme de toit (flexible et rigide) on a réalisé des essais quasi-statiques afin de déterminer la rigidité en cisaillement du diaphragme. De plus, pour chaque type de contreventement on a effectué des essais quasi-statiques, pour évaluer, expérimentalement, leur rigidité réelle. Les caractéristiques dynamiques (périodes naturelles et facteurs d'amortissement) de chaque structure, ont été déterminées à partir des résultats d'essais où le modèle a été soumis à des signaux de bruit blanc et sinusoïdaux.

6.2.1 Propriétés statiques

On a effectué quatre essais quasi-statiques dont les détails sont présentés dans le tableau 6.2. Durant ces tests, on attachait le centre du toit à l'appui rigide décrit dans la section

5.10 et, ensuite, on appliquait un signal en déplacement au simulateur sismique. Ce signal était différent d'un essai à l'autre.

En plus d'évaluer la rigidité des contreventements, les deux premiers essais (#1 et #13) avaient comme objectif de déterminer la rigidité en cisaillement du diaphragme de toit. Durant ces essais, on a appliqué des signaux qui ont été basés sur la norme ATC-24 (ATC, 1992). On s'est assuré que les signaux appliqués produisaient des taux de déformation inférieurs à 100×10^{-6} déformation/sec dans les contreventements, ce qui représente un comportement statique. Les détails de ces signaux sont présentés dans les sections 7.1.1.1 et 7.1.2.1 pour les essais #1 et #13, respectivement.

Tableau 6.2 Essais quasi-statiques

No	Abrv.	Ville	Diaph.	Exc.	Date
1	test1	Victoria	Flexible	Aucune	08-juin
13	td38	Victoria	Rigide	Aucune	21-juil
45	td31q	Victoria	Flexible	Rigidité	08-juil
46	td32q	Victoria	Flexible	Résist.	09-juil

Les essais #45 et #46 ont été effectués afin de déterminer, expérimentalement, la rigidité des contreventements spéciaux, soit ceux utilisés pour les cas d'excentricités de rigidité et de résistance. Dans ces essais, on a limité le signal d'entrée, qui est en déplacement, en amplitude et en durée. Le but était d'éviter que des déformations inélastiques n'aient lieu dans les contreventements. Les détails de ces signaux sont présentés dans les sections 7.1.3.1 et 7.1.4.1 pour les essais #45 et #46 respectivement.

6.2.2 Propriétés dynamiques

Avant chaque essai dynamique, on effectuait une série d'essais de caractérisation dynamique. En premier lieu, on appliquait au modèle un bruit blanc avec une plage de fréquence de 1 à 25 Hz, qui était généré automatiquement par le système de contrôle du simulateur sismique. L'amplitude du signal était augmentée progressivement jusqu'à atteindre une force maximale dans les contreventements égale à environ 50% de la force de plastification. Une fois l'amplitude déterminée, on appliquait le signal de bruit blanc pour une durée de 410 secondes en enregistrant, avec une fréquence d'acquisition de 40 Hz, les accélérations au niveau du toit. On analysait, ensuite, ces données, en utilisant le logiciel U2V2 (EDI, 1993), ce qui nous permettait de calculer la transformée de Fourier et, donc, de passer du domaine du temps au domaine des fréquences. Conséquemment, les premières et deuxièmes périodes naturelles de vibrations dans la direction Est-Ouest ont pu être évaluées, ainsi que les modes correspondants.

Tableau 6.3 Essais de caractérisation des propriétés dynamiques

No	Abrv.	Ville	Exc.	Diaph.	Type	date
18	impact2	Victoria	Aucune	Flexible	Impact	29-mai
19	wt1	Victoria	Aucune	Flexible	Bruit blanc	29-mai
20	sin2	Victoria	Aucune	Flexible	Sinus	29-mai
21	td07	Victoria	Aucune	Flexible	Bruit blanc	12-juin
22	td29a	Victoria	Aucune	Flexible	Bruit blanc	07-juil
23	td29b	Victoria	Aucune	Flexible	Sinus	07-juil
24	td30a	Victoria	Aucune	Flexible	Bruit blanc	07-juil
25	td30b	Victoria	Aucune	Flexible	Sinus	07-juil
26	td31a	Victoria	Rigidité	Flexible	Bruit blanc	08-juil
27	td31b	Victoria	Rigidité	Flexible	Sinus	08-juil
28	td32a	Victoria	Résistance	Flexible	Bruit blanc	09-juil
29	td32b	Victoria	Résistance	Flexible	Sinus	09-juil
30	td34a	Québec	Aucune	Flexible	Bruit blanc	15-juil
31	td34b	Québec	Aucune	Flexible	Sinus	15-juil
32	td35a	Québec	Rigidité	Flexible	Bruit blanc	16-juil
33	td35b	Québec	Rigidité	Flexible	Sinus	16-juil
34	td36a	Québec	Résistance	Flexible	Bruit blanc	16-juil
35	td37a	Victoria	Masse	Flexible	Bruit blanc	20-juil
36	td37b	Victoria	Masse	Flexible	Sinus	20-juil
37	td39a	Victoria	Aucune	Rigide	Bruit blanc	22-juil
38	td39b	Victoria	Aucune	Rigide	Sinus	22-juil
39	td40a	Victoria	Rigidité	Rigide	Bruit blanc	23-juil
40	td40b	Victoria	Rigidité	Rigide	Sinus	23-juil
41	td41a	Victoria	Résistance	Rigide	Bruit blanc	24-juil
42	td41b	Victoria	Résistance	Rigide	Sinus	24-juil
43	td42a	Victoria	Masse	Rigide	Bruit blanc	24-juil
44	td42b	Victoria	Masse	Rigide	Bruit blanc	24-juil

L'étape qui suivait était d'évaluer l'amortissement dans la structure. On appliquait alors un signal sinusoïdal dont la fréquence était égale à la première fréquence de vibration du modèle d'essais. L'amplitude était progressivement augmentée jusqu'à atteindre 50% de la force de plastification des contreventements. Une fois l'amplitude déterminée, on appliquait le signal pour faire entrer la structure en résonance. On arrêtait alors

brusquement le signal afin que la structure entre dans un état de vibration libre et on enregistrait l'historique des accélérations au niveau du toit avec une fréquence d'acquisition de 100 Hz.

Dans le tableau 6.3, on a indiqué tous les essais de caractérisation des propriétés dynamiques. Vu que pour chaque essai dynamique on avait une structure différente, on a voulu caractériser les propriétés dynamiques de toutes les structures.

CHAPITRE 7
RÉSULTATS DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION

Dans le présent chapitre on expose les résultats des essais de caractérisation de la structure effectués au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Ces essais sont divisés en deux parties, les essais quasi-statiques et les essais de caractérisation dynamiques.

7.1 ESSAIS QUASI-STATIQUES

Les essais effectués sont présentés dans le tableau 6.2. Dans cette section, on expose les résultats des essais de caractérisation statique. En tout, quatre essais quasi-statiques ont été effectués. Dans les deux premiers essais, soient l'essai #1 et l'essai #13, on a visé un comportement inélastique, alors que dans les essais #45 et #46 la structure est demeurée dans le domaine élastique.

Dans cette section, on présente les résultats des essais #1, #13, #45 et #46.

7.1.1 Essai #1

L'essai #1 est un essai quasi-statique sur le modèle avec un diaphragme de toit flexible et une masse totale au toit correspondante à la ville de Victoria. La distribution des contreventements était symétrique. Le but de ce test était de mesurer la rigidité en cisaillement du toit, la rigidité des différents contreventements et leur résistance.

On présente en premier lieu le protocole d'essai. Ensuite, on examine le comportement du toit et des contreventements.

7.1.1.1 Protocole d'essai

À la figure 7.1, on présente le signal en déplacement appliqué par le simulateur sismique sur le modèle. Ce protocole d'essai a été basé sur la norme ATC-24. Puisque les déformations inélastiques ont lieu dans les contreventements, le niveau de ductilité a été contrôlé par la déformation totale de la structure (Δ_y), qui inclut la déformation dans su diaphragme, lorsque les contreventements plastifient. De plus, on a effectué plusieurs pré-tests pour déterminer l'ordre de grandeur de la rigidité en cisaillement du toit, ce qui nous a permis de produire ce signal en se basant sur la rigidité de toute la structure.

On a appliqué six cycles à 0.33 Δ_y, six cycles à 0.66 Δ_y, trois cycles à Δ_y, trois cycles à 2 Δ_y, trois cycles à 3 Δ_y, deux cycles à 4 Δ_y, deux cycles à 5 Δ_y et finalement deux cycles à 6 Δ_y. Le pas de temps était de 0.75 s pour un déplacement de 0.2 mm. Ce pas de temps était contrôlé par le taux de déformation dans les contreventements, qui ne devait pas dépasser 100×10^{-6} déformation par seconde. L'incrément de déplacement de 0.2 mm a été gouverné par la précision du simulateur en déplacement.

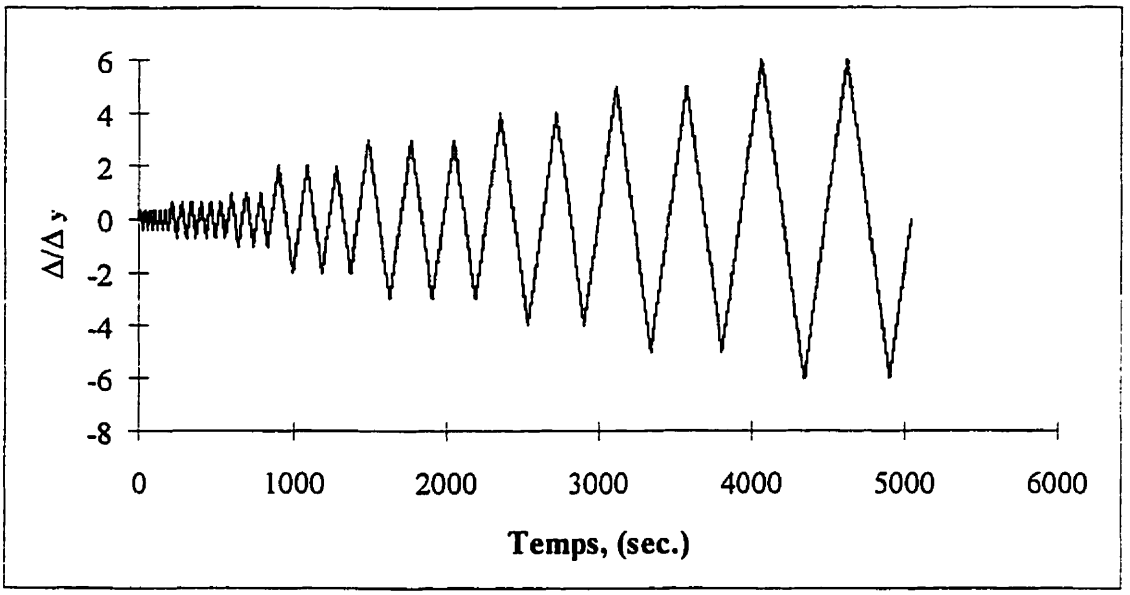


Figure 7.1 Protocole d'essai, Essai #1

7.1.1.2 Rigidité du diaphragme de toit

La rigidité en cisaillement du diaphragme de toit est un paramètre primordial dans ce projet de recherche. La quantification de cette valeur permet d'interpréter les résultats, de calculer les efforts de cisaillement au toit (Équations (5-1) et (5-2)) et de reproduire les essais à l'aide de modèles analytiques.

On a évalué la rigidité en cisaillement au toit en mesurant les historiques de déplacement des cordes de déplacement attachées au toit, soient D5 et D7 (voir figure 5.21). Les historiques de force au toit ont été mesurés à l'aide de la cellule de charge (C28) attachée au centre du bâtiment. Le système d'attache est illustré à la figure 5.22.

À la figure 7.2, on explique l'interpretation géométrique de la déformation en cisaillement (Δ) au le toit. En se basant sur la symétrie, on ne présente que la moitié du toit. Aux figures 7.3, 7.4 et 7.5 on présente les historique de déplacement en cisaillement

au toit. On calcule ce déplacement en utilisant l'équation (7-1). Dans ce cas, on n'a considéré que l'historique de la corde D7 (voir figure 5.21). On a négligé l'historique de la corde au Nord (D3) dû à une déformation résiduelle, ce qui a faussé les résultats. L'expression de la rigidité du diaphragme de toit, G`, est indiquée à la figure 7.2.

$$\Delta_s = \frac{(D7 + D3)}{2} - D5 - \frac{PL^3}{48EI_{toit}} \tag{7-1}$$

On a divisé le comportement hystéretique total en trois phases de comportement. Premièrement le comportement du toit tout au long de l'essai, deuxièmement le comportement avant la plastification des contreventements et finalement le comportement après la plastification des contreventements.

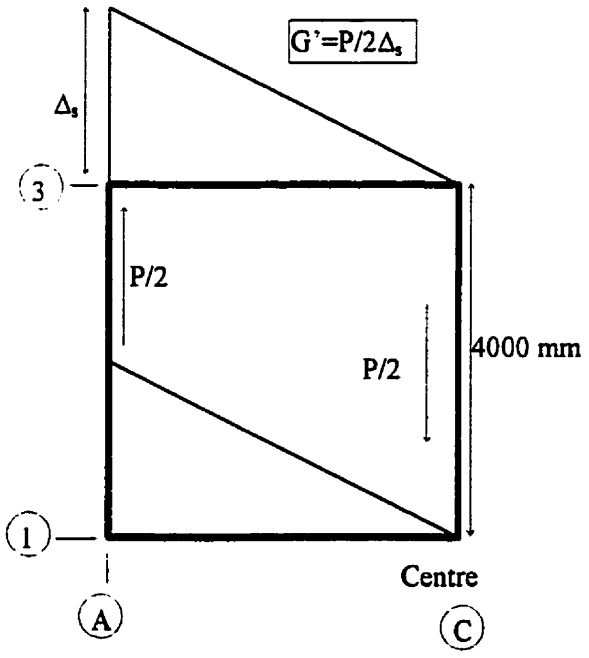


Figure 7.2 Déformation en cisaillement

À la figure 7.3 on présente le comportement hystéretique du diaphragme de toit tout au long de l'essai. On peut remarquer clairement la dissipation d'énergie due au frottement entre le bas de la nervure libre et les poutres longitudinales. On a dessiné une droite qui représente l'hypothèse du comportement parfaitement linéaire du toit. Cette droite est la régression linéaire de tous les points mesurés. La rigidité en cisaillement du toit mesurée expérimentalement était de 1.54 kN/mm, ce qui représente approximativement une valeur deux fois plus élevée que la valeur calculée par la méthode du SDI (1991), 0.69 kN/mm. La méthode du CECM (1978) donne une valeur plus basse de 0.34 kN/mm.

Dans le cas de ce tablier, la distorsion des nervures joue un rôle prédominant dans la flexibilité du diaphragme (voir les annexes E et F). Durant l'essai, ce phénomène était visible à l'œil nu. Abriet et Zidan (1978) ont rapporté différentes valeurs pour le coefficient de distorsion (voir équation 2-9), selon la forme d'une nervure. Ils ont aussi effectué une comparaison entre plusieurs modèles de calcul de ce coefficient et des valeurs expérimentales. Il faut mentionner que pour un tablier semblable à celui utilisé pour le modèle, la différence entre les valeurs théoriques et expérimentales atteignait 250%.

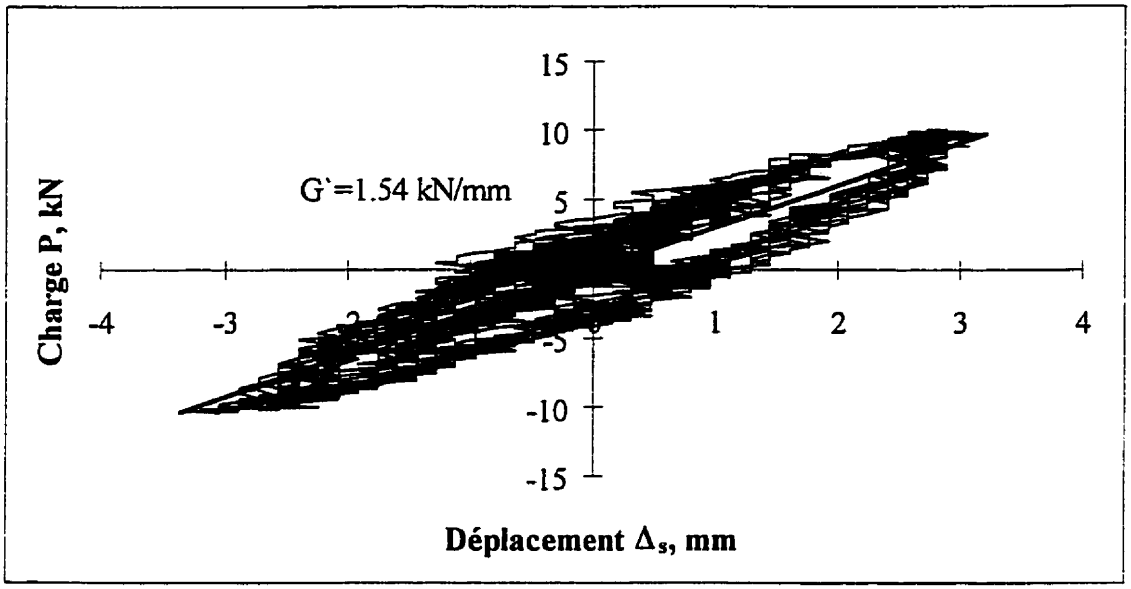


Figure 7.3 Comportement hystéretique des déformation en cisaillement du toit, Essai #1

À la figure 7.4 on illustre le comportement hystéretique du toit dans le domaine élastique des contreventements. On remarque que la rigidité du diaphragme de toit est 30% plus élevée qu'à la figure 7.3. L'explication est que le bas de la nervure libre ne commence à glisser qu'en atteignant un certain niveau de force de cisaillement. Par conséquent, dans cette phase le tablier se comporte comme s'il était attaché à chaque nervure (voir figure 7.13). On observe, cependant, un comportement parfaitement linéaire du tablier. Dans des études ultérieures il est important de bien modéliser ce phénomène qui a des conséquences directes sur le comportement dynamique de la structure.

À la figure 7.5, on examine le comportement du toit après plastification des contreventements. Dans ce cas, on observe un comportement visco-élastique du toit. On a trouvé que le tablier est plus flexible et il dissipe plus d'énergie. Vu que les niveaux des forces et des déplacements sont relativement élevés dans les essais dynamiques, ce comportement représente le mieux le comportement dynamique du toit. Toutefois, avec

les éléments de panneau utilisés dans le modèle analytique, il est impossible de modéliser ce comportement visco-élastique. À la figure 7.5 on remarque que la courbe a tendance a avoir un plateau, lorsque la charge atteint 10 kN. Ce comportement est probablement dû à un glissement dans les connections feuille-feuille.

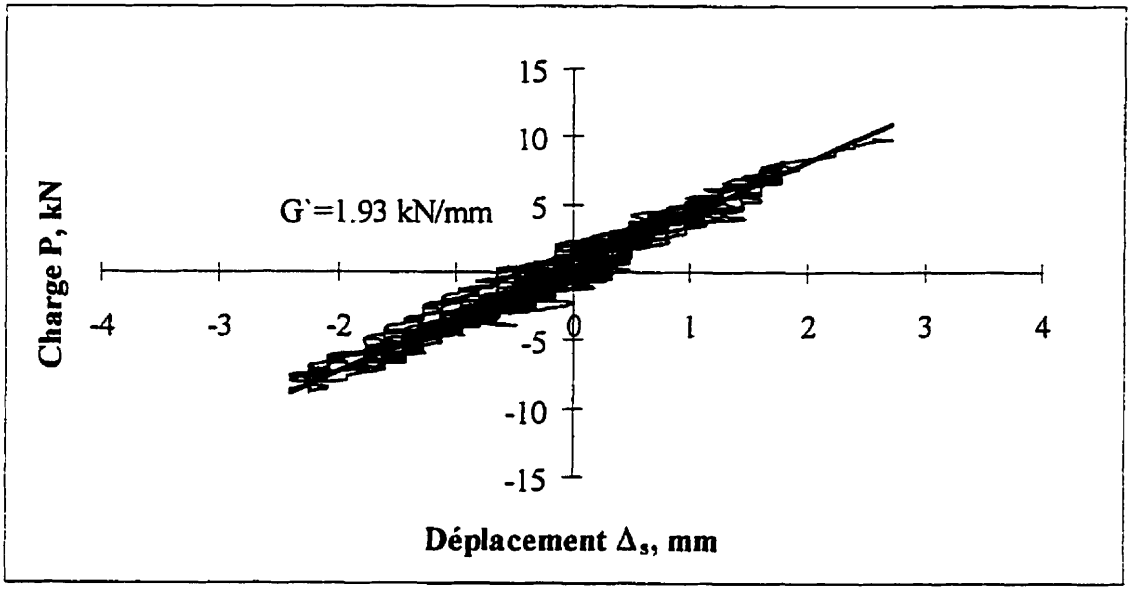


Figure 7.4 Comportement hystéretique avant la plastification des contreventement, Essai #1

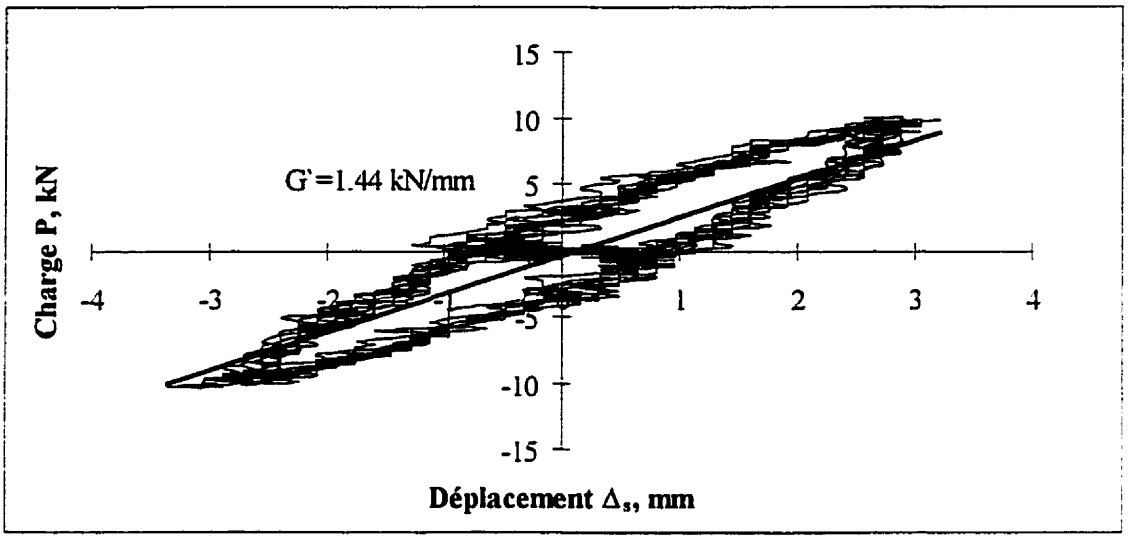


Figure 7.5 Comportement hystéretique après la plastification des contreventements, Essai #1

7.1.1.3 Rigidité et résistance des contreventements

Aux figures 7.6 et 7.7 on illustre le comportement hystéretique des contreventements. Il faut préciser que le numéro de chaque contreventement correspond au numéro de la cellule de charge à laquelle il était attaché (voir figure 5.21). Lorsqu'on mentionne le contreventement 8, on signale le contreventement attaché à la cellule de charge C8.

La figure 7.6 indique le comportement hystéretique des contreventements #8 et #10 pour l'essai #1. On y indique la ductilité de chaque contreventement, en se basant sur un déplacement horizontal requis pour atteindre la première plastification (3.083 mm), en fonction de la composante horizontale de la force dans chaque contreventement normalisée à la force horizontale de plastification de (V_y=5.05 kN). Il faut mentionner qu'on a assigné la même convention de signe à tous les instruments de mesure, positif vers l'Ouest et négatif vers l'Est. Dans les résultats présentés à la figure 7.6, on néglige

la force de prétension appliquée avant l'essai en prenant les zéros sans ces valeurs de prétension. Par conséquent, on remarque la légère différence entre les résistances des deux contreventements, ainsi que des valeurs de forces négatives. Ces valeurs ne reflètent pas une résistance en compression, mais plutôt la force de prétension. Par conséquent, on peut clairement remarquer le comportement en tension seulement des contreventements, qui est reflété par la résistance en compression nulle. Cette façon de prendre les zéros a été adoptée tout au long des essais subséquents. À la figure 7.7, on note que le comportement des contreventements #9 et #11 est similaire aux contreventements #8 et #10. Cependant, les forces de prétension ne sont pas suffisamment importantes pour affecter sensiblement les caractérisations des contreventements.

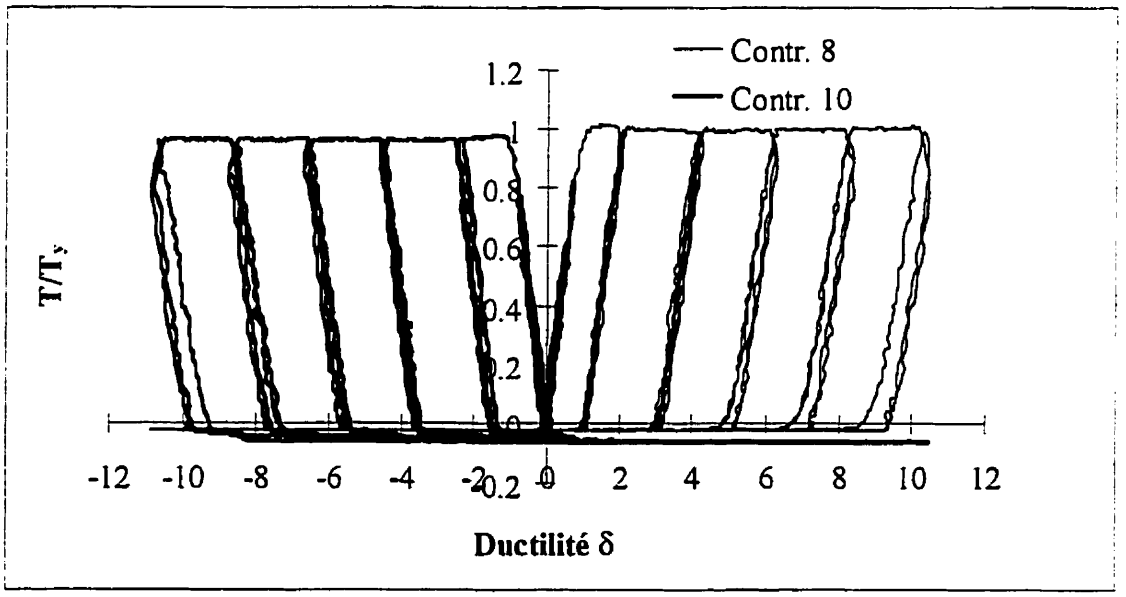


Figure 7.6 Comportement hystéretique des contreventements #8 et #10, Essai #1

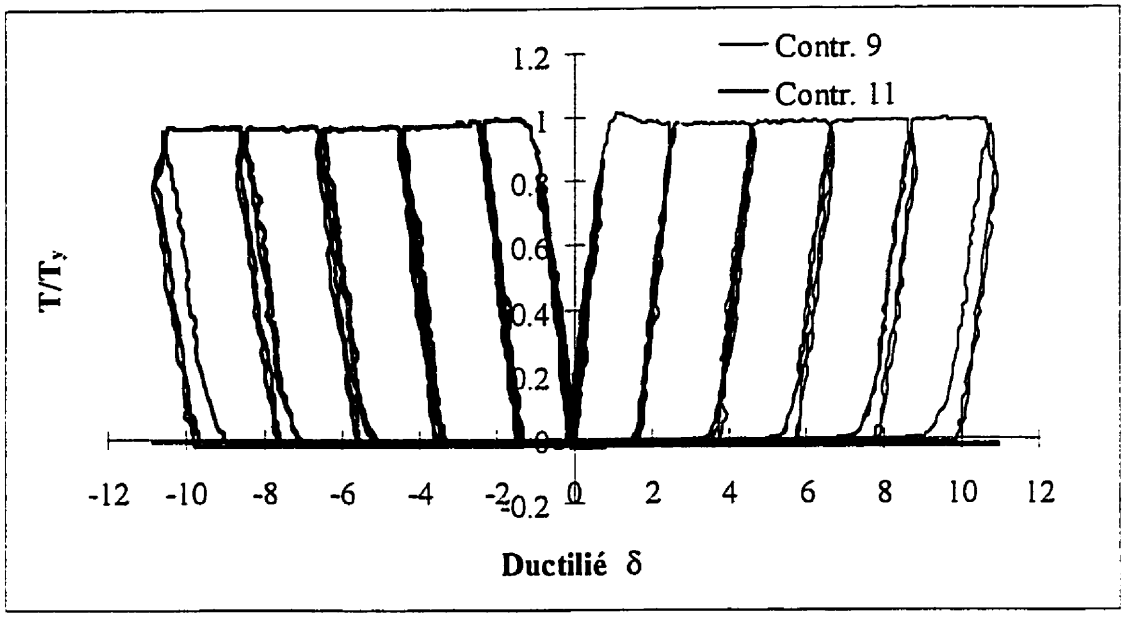


Figure 7.7 Courbe d'hysterisis des contreventements #9 et #11, Essai #1

La résistance de chaque contreventement est un facteur primordial dans la caractérisation de la structure. Dans le tableau 7.1 on présente la force de résistance horizontale de chaque contreventement, ainsi que la limite élastique d'une section 1.85 mm × 11.5 mm (voir figure 5.8). On note que la résistance est toujours en dessous de la valeur de 5.05 kN. Ceci est dû principalement aux forces de prétension induites dans les contreventements avant l'essai. La différence maximale entre la valeur anticipée de résistance et les valeurs mesurées est de 4%.

Tableau.7.1 Résistance des contreventements,

Essai #1

	V_y, kN
Contr. 8	5.03
Contr. 9	5.01
Contr. 10	4.85
Contr. 11	4.93

La rigidité de chaque contreventement a été évaluée d'une régression linéaire sur une portion de la courbe d'hystéresis du contreventement. Cette portion est située dans une phase linéaire du comportement en tension. Aux figures 7.8, 7.9, 7.10 et 7.11, on montre les points choisis pour chaque régression linéaire, ainsi que les lignes de régression.

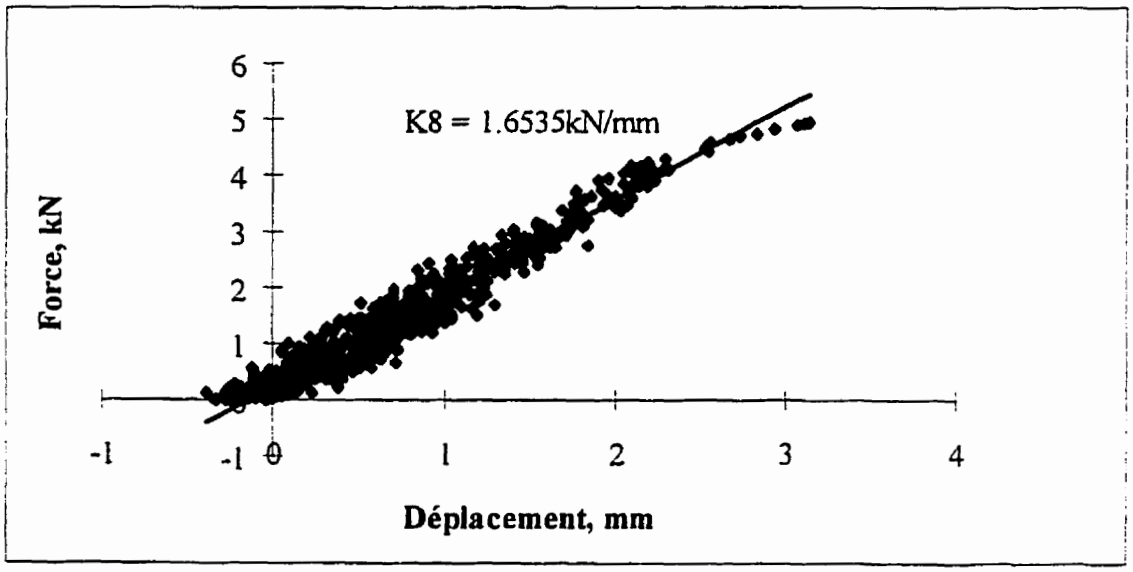


Figure 7.8 Rigidité du contreventement #8, Essai #1

Tableau7.2 Rigidité des contreventements,

Essai #1

	$K_{,kN/mm}$	Err %
Contr. 8	1.65	0,34
Contr. 9	1.7	3.21
Contr. 10	1.62	1.46
Contr. 11	1.61	2.1

Dans le tableau 7.2, on présente les rigidités horizontales évaluées en se basant sur les mesures de l'essai #1. On y montre également l'erreur par rapport à la moyenne des

rigidités (1.64 kN/mm), ce qui ne dépasse 3.2%. L'excentricité du centre de rigidité par rapport au centre de la structure due à cette différence est de 24 mm vers le Nord, ce qui représente 0.003L, où L est la longueur de la structure (8000 mm).

Pour les contreventements #8 et #9 on a utilisé la portion de données avant la première plastification du contreventement; alors que pour les contreventements #10 et #11 on a utilisé une portion après la première plastification. Cette approche a été utilisée pour examiner l'effet de la prise en compte des points autour du zéro sur la courbe avant la première plastification.

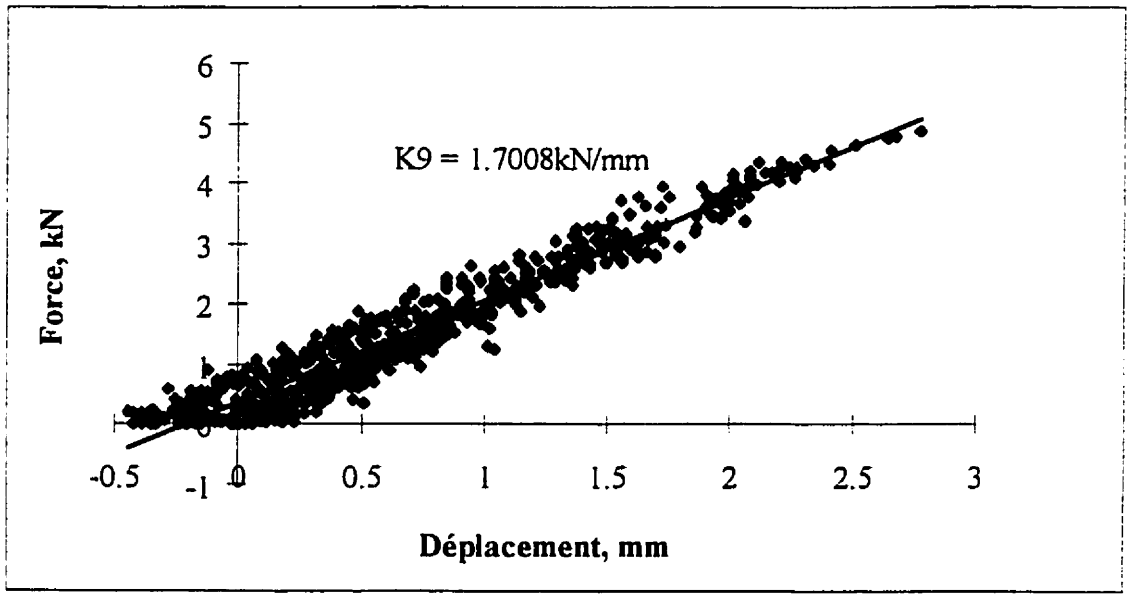


Figure 7.9 Rigidité du contreventement #9, Essai #1

Si on compare les valeurs de rigidité présentées au tableau 7.2 avec la valeur théorique de 2.14 kN/mm qui a été obtenue de la valeur de rigidité axiale théorique de 3.80 kN/mm présentée à la figure 5.8, on remarque une nette différence. Par conséquent, on déduit que les systèmes d'attache de chaque contreventement à la structure et au cadre rigide ont affecté sensiblement la rigidité.

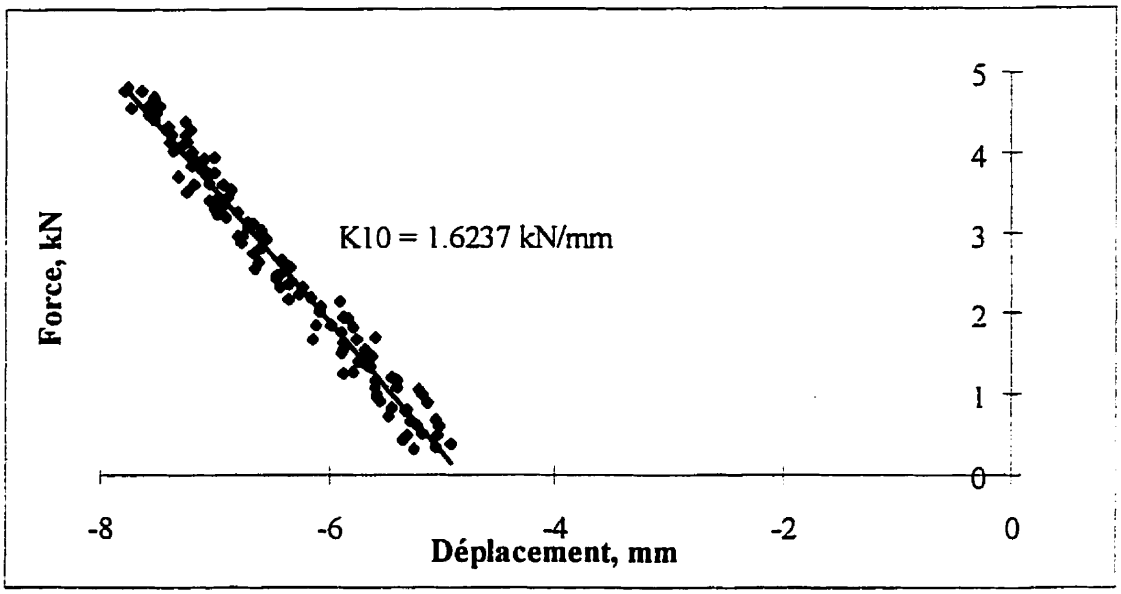


Figure 7.10 Rigidité du contreventement #10, Essai #1

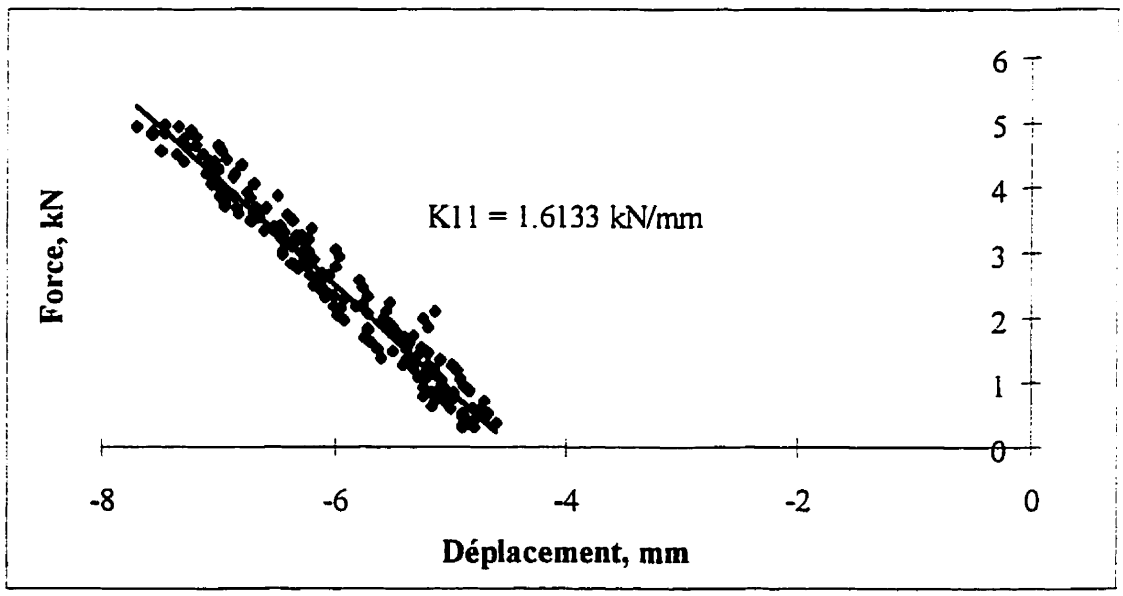


Figure 7.11 Rigidité du contreventement #11, Essai #1

7.1.2 Essai #13

L'essai #13 est un essai sur le modèle avec un diaphragme de toit rigide, une distribution symétrique des contreventements et un poids total correspondant à la ville de Victoria. Le but de cet essai était de mesurer la rigidité en cisaillement du toit, ainsi que de vérifier la rigidité des contreventements, ainsi que leur résistance. On présente en premier lieu le protocole d'essai. Ensuite on montre le comportement du toit et des contreventements.

7.1.2.1 Protocole d'essai

Dans ce cas, pour générer le signal en déplacement à être appliqué par le simulateur sismique, on a considéré que le toit était parfaitement rigide. Par conséquent, les déplacements engendrés par le mouvement de la table étaient repris entièrement par les contreventements. On a choisi un pas de temps de 0.133 mm/sec. À la figure 7.12 on illustre le signal en déplacement, qui est similaire au signal illustré à la figure 7.1.

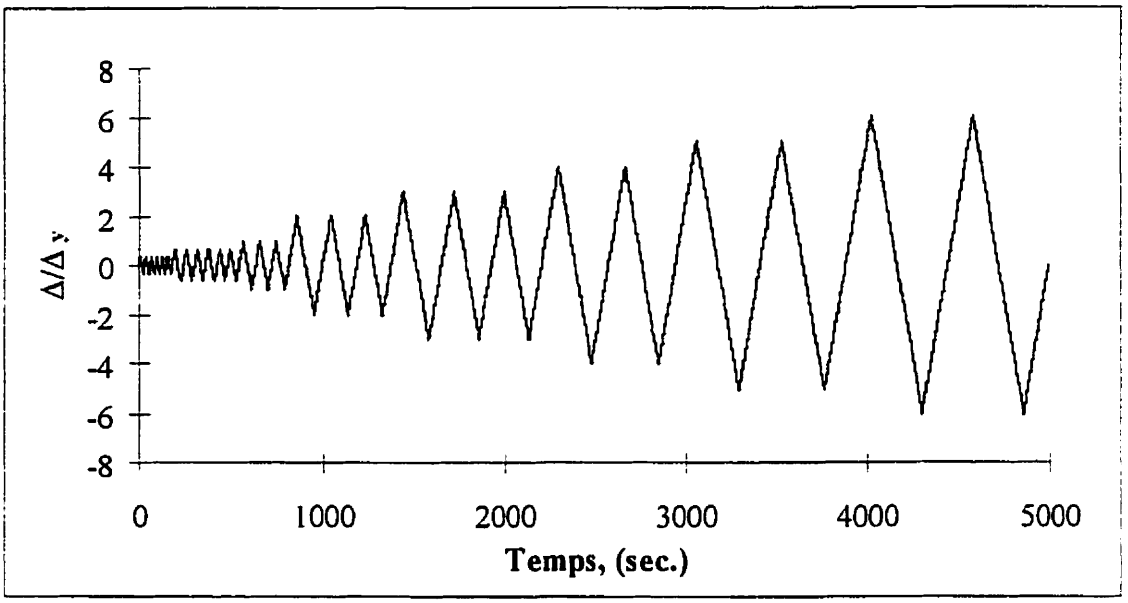


Figure 7.12 Protocole d'essai, Essai #13

7.1.2.2 Rigidité du diaphragme de toit

Dans la figure 7.13 on illustre le comportement hystéretique du toit en cisaillement. Dans ce cas, on a considéré la valeur moyenne des déplacements D3 et D7, comme indiqué à l'équation (7-1).

La première observation est que la rigidité du toit a augmenté de peu (26%) par rapport à celle montrée à la figure 7.3. Toutefois, si on fait une comparaison entre la figure 7.4 et la figure 7.13, on peut observer une similitude frappante, ce qui confirme que le diaphragme de toit dans l'essai #1 a réagi comme s'il était attaché à chaque nervure, lorsque sollicité à des faibles niveaux de forces et de déplacements. On montre que la régression linéaire donne une rigidité en cisaillement du toit identique. De plus, le phénomène de dissipation d'énergie remarqué dans le cas du diaphragme flexible a complètement disparu. Cette disparition est due au fait que toutes les nervures étaient vissées aux poutres longitudinales.

Dans ce cas, la rigidité en cisaillement était largement inférieure à celle de 3.95 kN/mm anticipée par la méthode du SDI. Par contre, la méthode du CECM a donné une valeur de 1.70 kN/mm, ce qui est relativement proche de la valeur expérimentale

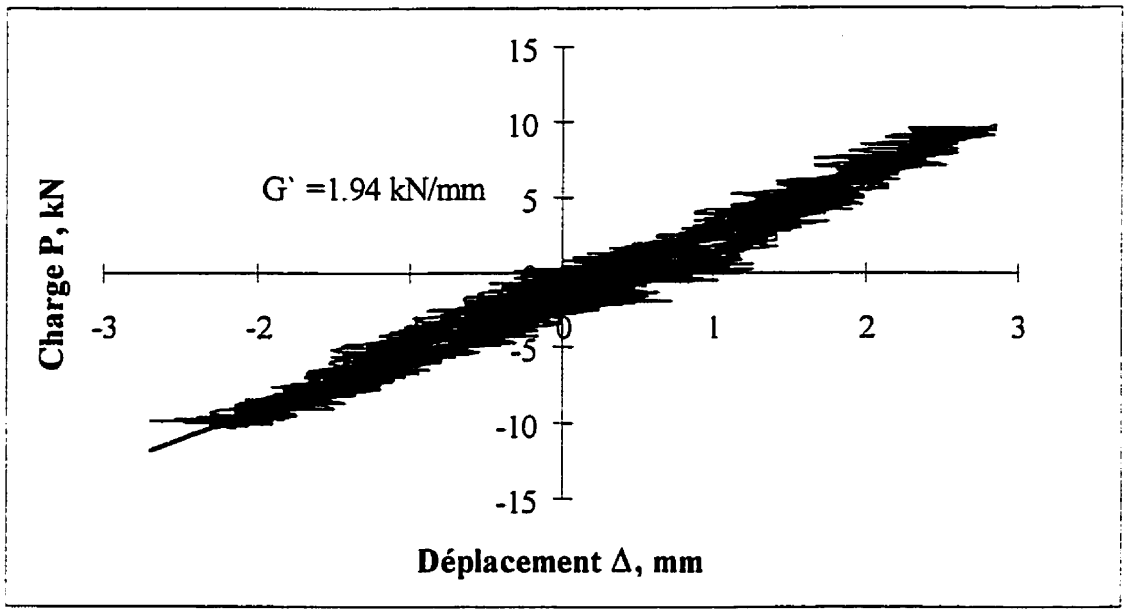


Figure 7.13 Comportement hystéretique du toit, Essai #13

7.1.2.3 Rigidité et résistance des contreventements

Aux figures 7.14 et 7.15, on montre le comportement hystéretique des contreventements pour l'essai #13. On remarque qu'on n'a pu atteindre les niveaux de ductilité atteints dans l'essai #1. La raison est que la rigidité du diaphragme de toit n'a pas été correctement estimée lorsque le signal a été conçu, la déformation dans le plan du diaphragme de toit étant plus élevée qu'anticipée. Toutefois, l'essai reste valable dû au fait que les données sont représentatives du comportement de la structure.

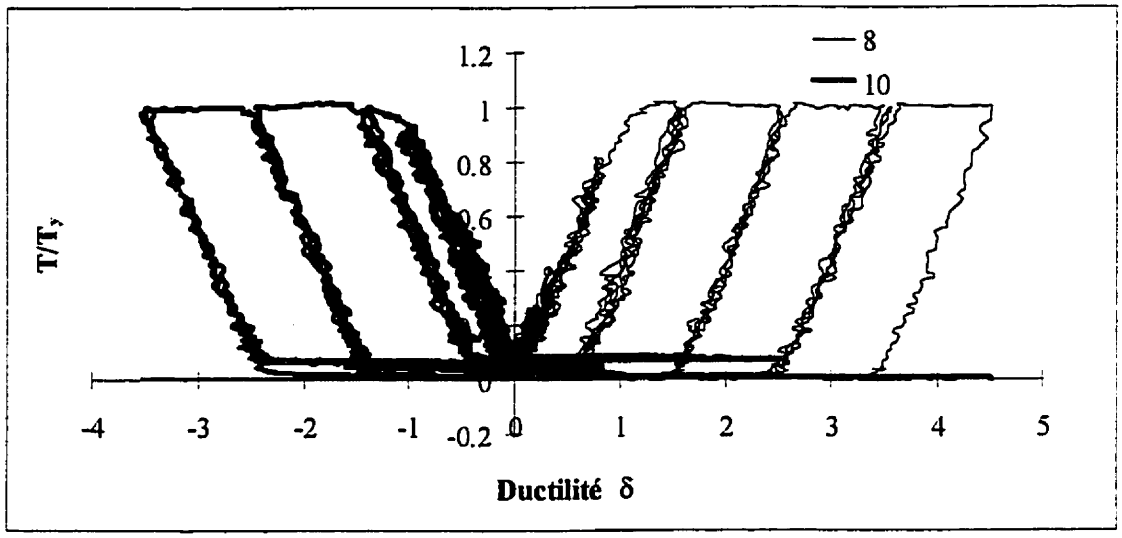


Figure 7.14 Comportement hystéretique des contr. #8 et #10, Essai #13

On remarque que la résistance des contreventements n'a pas changé par rapport à l'essai #1. Dans le tableau 7.3 on présente les valeurs de résistance évaluées dans l'essai #13. On peut remarquer que les valeurs sont très proches et similaires à celles présentées dans le tableau 7.1.

Tableau 7.3 Résistance des contreventements,

Essai #13

	V_y kN
Contr. 8	5.01
Contr. 9	4.94
Contr. 10	5.05
Contr. 11	5.02

La rigidité des contreventements est restée semblable à celle présentée dans le tableau 7.2. Aux figures 7.16 à 7.19, on illustre les valeurs de rigidité des contreventements et les

points utilisés pour effectuer les régressions linéaires. Pour les quatre contreventements on a considéré des points dans le domaine linéaire, c'est à dire avant la plastification.

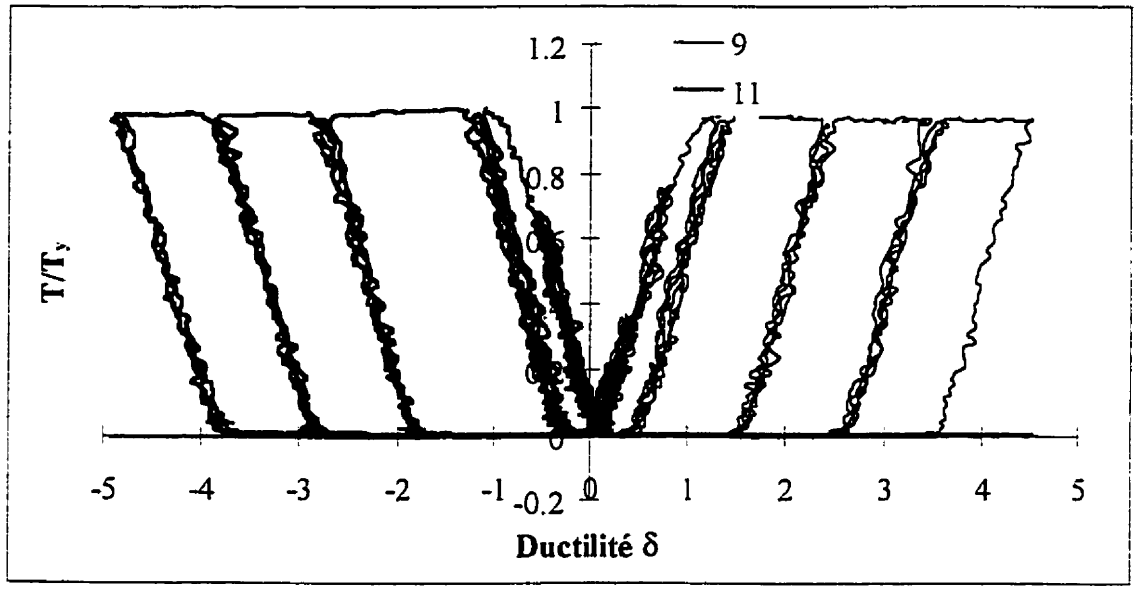


Figure 7.15 Comportement hystéretique des contr.#9 et #11, Essai #13

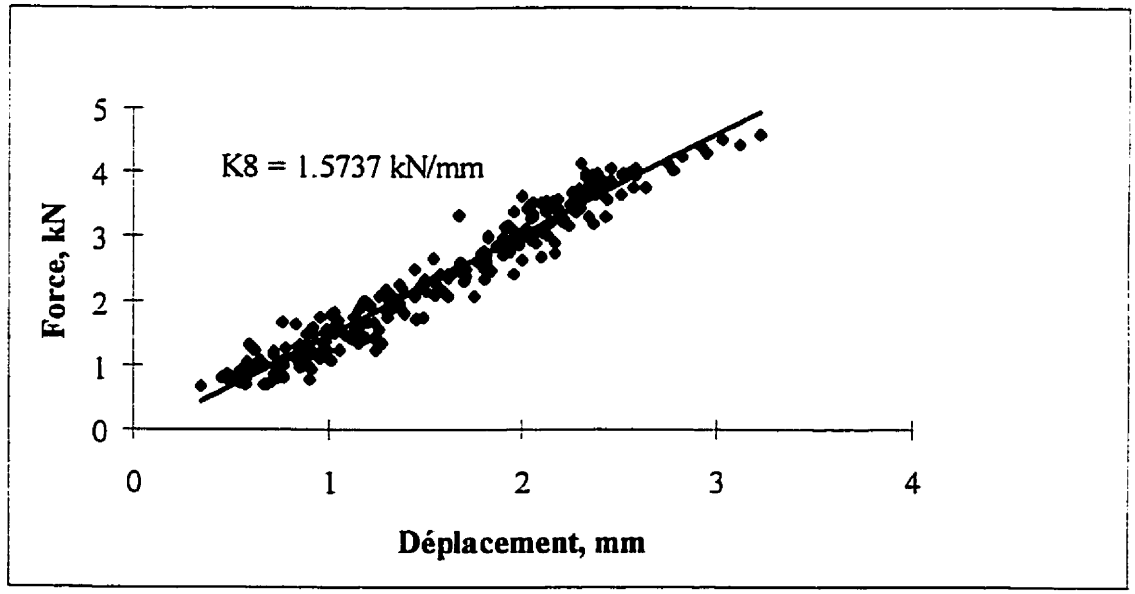


Figure 7.16 Rigidité du contreventement #8, Essai #13

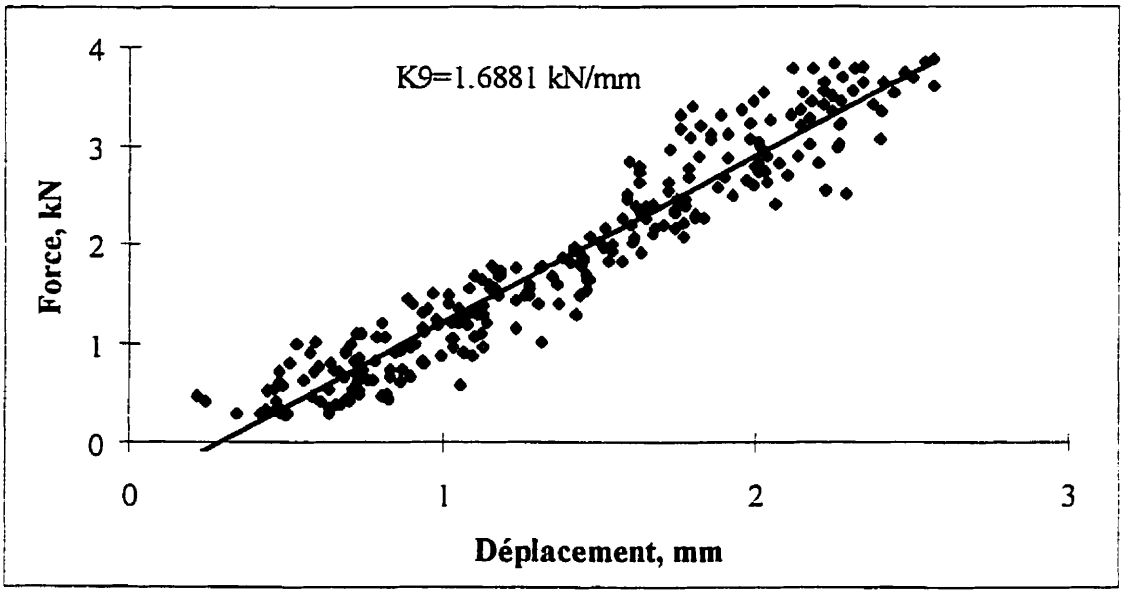


Figure 7.17 Rigidité du contreventement #9, Essai #13

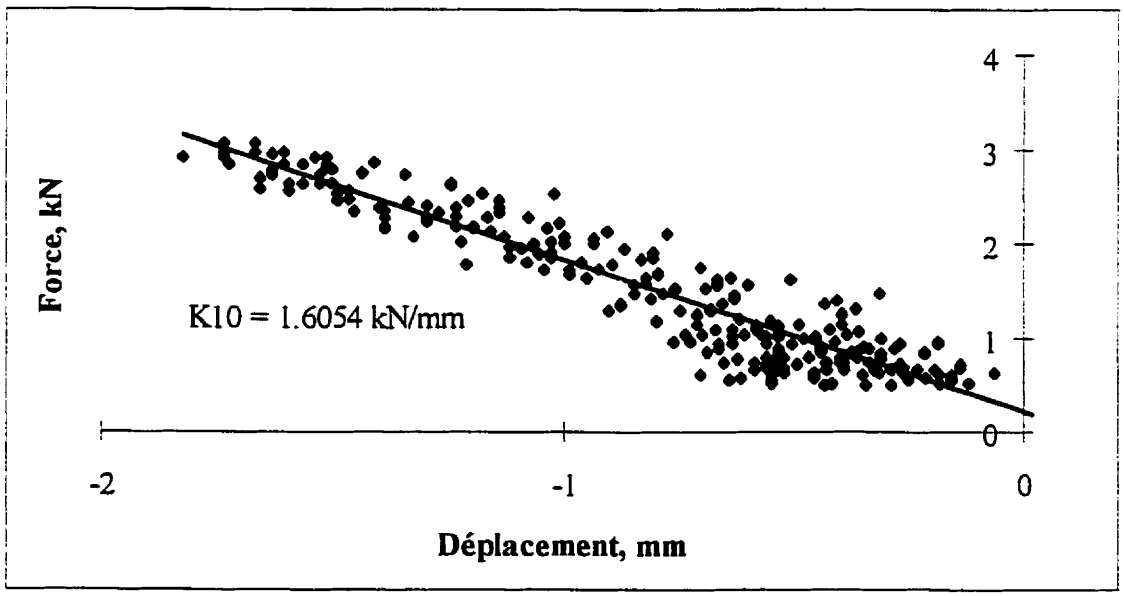


Figure 7.18 Rigidité du contreventement #10, Essai #13

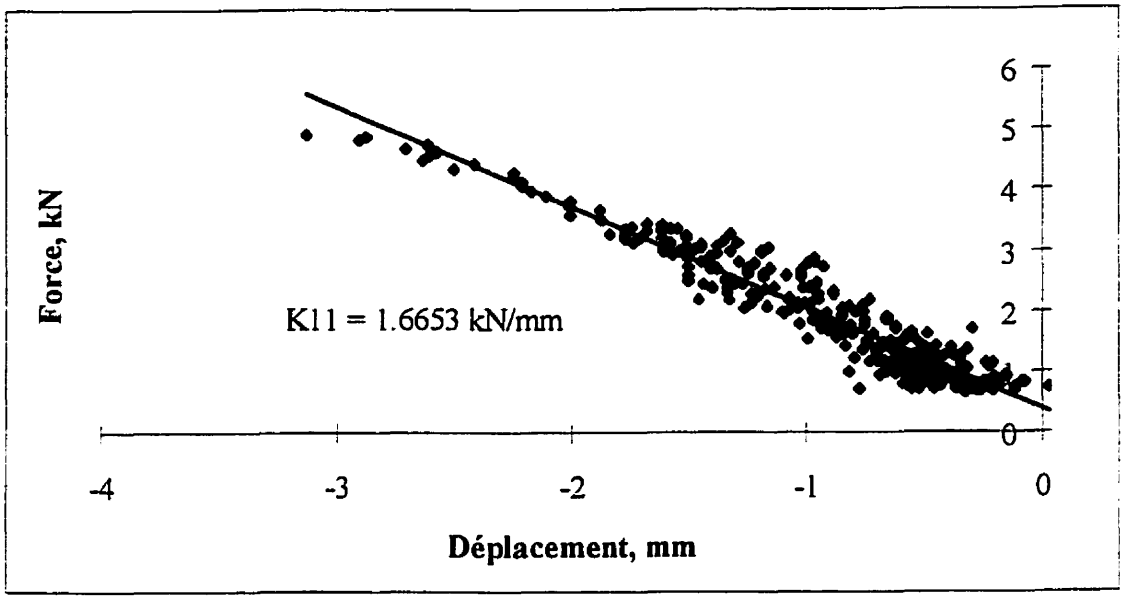


Figure 7.19 Rigidité du contreventement #11, Essai #13

7.1.3 Essai #45

Dans cet essai, on a testé le modèle avec un diaphragme de toit flexible, une configuration de masse correspondante à la ville de Victoria et des contreventements correspondants à une excentricité de rigidité. Le but de ce test était d'évaluer expérimentalement les rigidités des contreventements spéciaux utilisés dans le cas de l'excentricité de rigidité.

7.1.3.1 Protocole d'essai

À la figure 7.20, on présente le protocole d'essai. On a effectué quatre cycles à 50% de la limite élastique dans les contreventements. Vu le peu de contreventements spéciaux disponible, on a voulu éviter de les endommager. Le protocole d'essai est constitué de quatre cycles à ±4.2 mm de déplacement. Il faut mentionner que les contreventements

avec les rigidités les plus faibles étaient installés sur le côté Sud du bâtiment, alors que ceux avec des rigidités les plus élevées étaient sur le côté Nord. Dans le tableau 5.2, on présente les rigidités théoriques, les résistances théoriques et les positions de ces contreventements spéciaux.

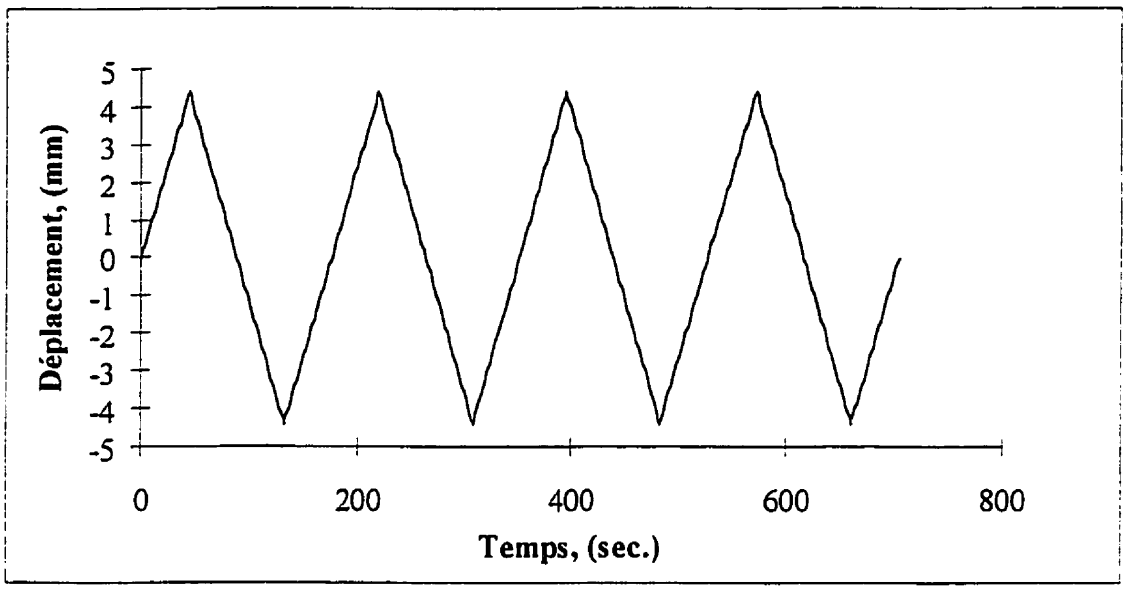


Figure 7.20 Protocole d'essai, Essai #45

7.1.3.2 Rigidité des contreventements

Aux figures 7.21 et 7.22, on montre le comportement chargement-déchargement des contreventements. À la figure 7.21, on montre le comportement des contreventements avec les rigidités les plus élevées. On remarque que l'on n'a pas atteint des déplacements assez importants pour bien observer le comportement chargement-déchargement .

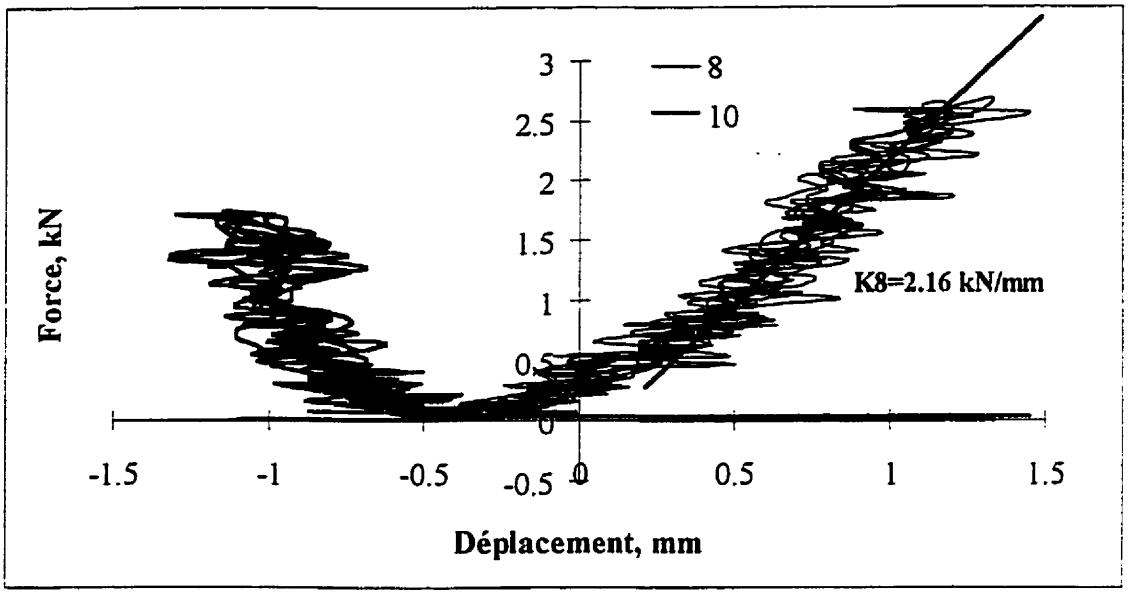


Figure 7.21 Comportement chargement-déchargement, Essai #45

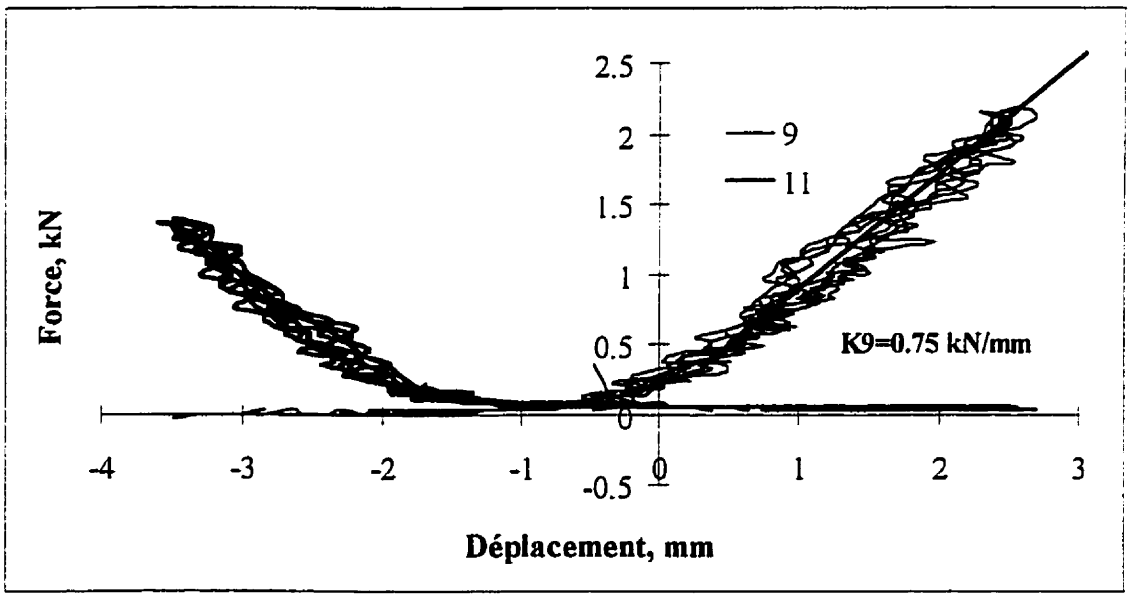


Figure 7.22 Comportement chargement-déchargement, Essai #45

On a évalué des rigidités, en moyenne, de 2.16 kN/mm horizontalement pour les contreventements plus rigides et 0.75 kN/mm pour les contreventements les moins rigides. Par conséquent, le centre de rigidité se situait à 1938 mm du centre du bâtiment.

Toutefois, la somme des deux rigidités est égale à 89% de la somme des rigidités moyennes des contreventements dans le cas symétrique (1.64 kN/mm).

7.1.4 Essai #46

Dans cet essai, on a testé le modèle avec un diaphragme de toit flexible, une configuration de masses pour Victoria et avec une excentricité de résistance. Le but était de déterminer la rigidité de chaque contreventement utilisé dans les cas d'excentricité de résistance. On a placé les contreventements les plus résistants sur le côté Nord de la structure et les moins résistant sur le côté Sud (voir tableau 5.2).

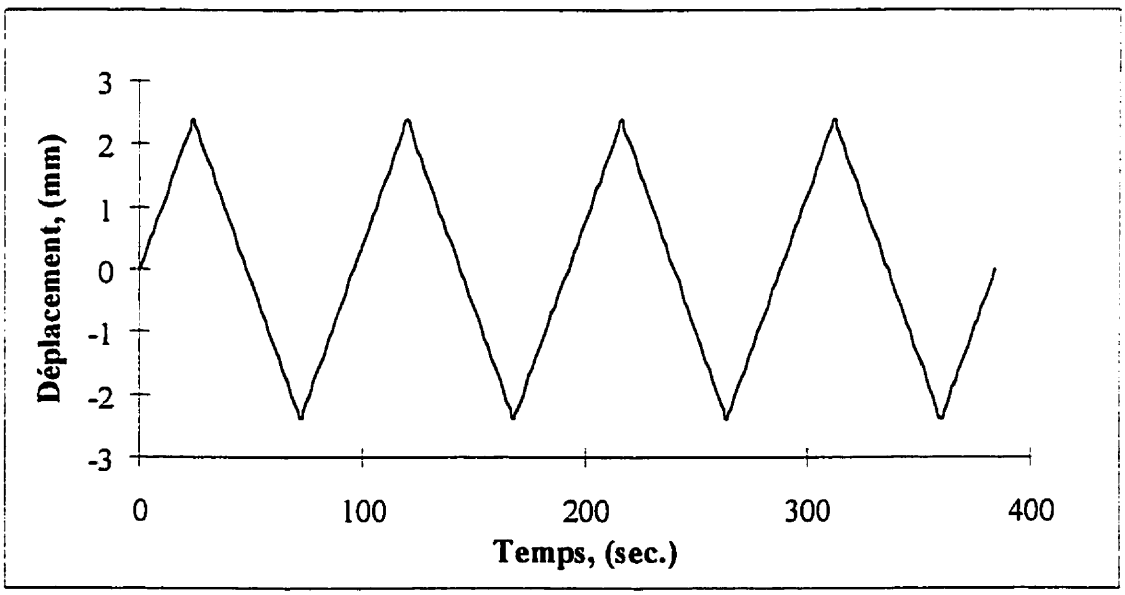


Figure 7.23 Protocole d'essai, Essai #46

7.1.4.1 Protocole d'essai

À la figure 7.23, on montre le protocole d'essai pour l'essai #46. Dans ce cas, on a voulu atteindre une force égale à 50 % de la force de plastification des contreventements. Le signal en déplacement était constitué de 4 cycles à ±2.4 mm en déplacement.

7.1.4.2 Rigidités des contreventements

Aux figures 7.24 et 7.25 on présente le comportement chargement-déchargement des contreventements. En examinant ces figures, on remarque que les déplacements appliqués étaient trop faibles pour nous donner un comportement chargement-déchargement stable. Les rigidités des contreventements les plus résistants étaient de l'ordre de 1.68 kN/mm, et les moins résistants de 1.57 kN/mm. Ces rigidités ont été calculées en passant une ligne droite qui représente le plus le comportement élastique. La similitude est forte entre ces rigidités et celles évaluées pour le cas symétrique. Malgré que le centre de résistance se situait à 2.4 m au lieu 2 m. Toutefois, on démontrera au chapitre 8 que cette différence n'avait aucun effet sur la réponse dynamique.

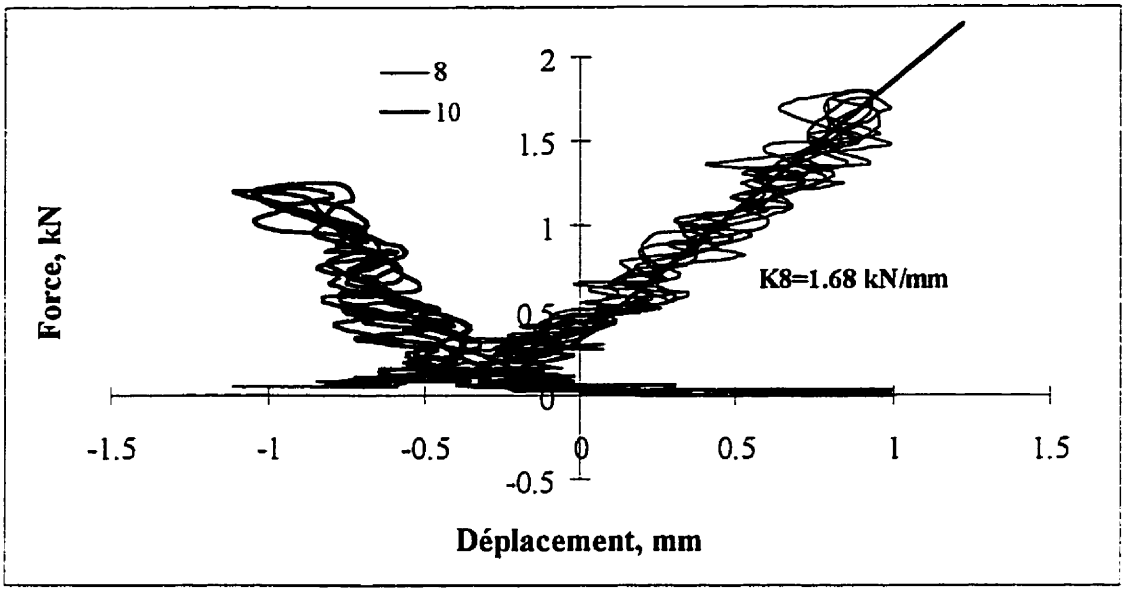


Figure 7.24 Comportement hystéretique, Essai #46

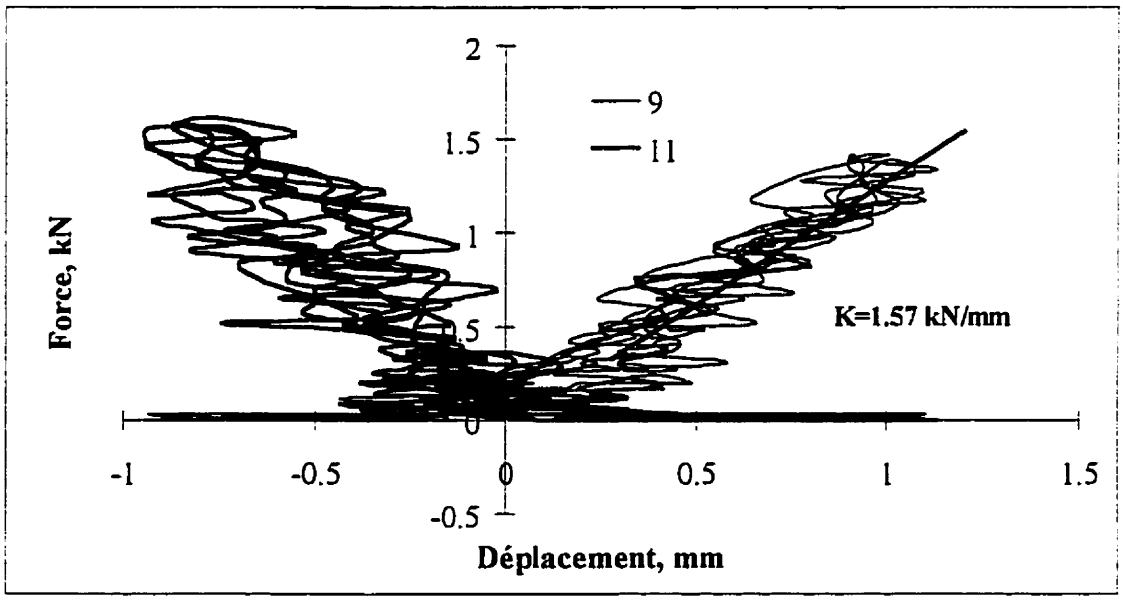


Figure 7.25 Comportement hystéretique, Essai #46

7.2 ESSAIS DE CARACTÉRISATION DYNAMIQUES

Les caractéristiques dynamiques de la structure qui ont été évaluées sont les deux premières fréquences naturelles dans la direction des sollicitations ainsi que l'amortissement de la structure dans son premier mode de vibration.

7.2.1 Essais de caractérisation des fréquences de vibration

Dans cette section, on présente les valeurs des fréquences naturelles de vibration mesurées expérimentalement. De plus, on détaille les résultats des essais qui ont été effectués sur le modèle pour la ville de Victoria avec un diaphragme de toit flexible (Essai #24, Essai #26 et Essai #28).

7.2.1.1 Fréquences de vibration

Dans le tableau 7.4 on présente les valeurs des fréquences de vibration. Il faut mentionner que le premier mode du bâtiment est un mode de cisaillement-flexion sans points d'inflexion (figure 7.26), alors que le deuxième est un mode de cisaillement-flexion avec un point d'inflexion. On présente les fréquences évaluées dans l'essai #21. Cet essai a été effectué avant la ruine de la structure (voir section 8.5). En comparant les essais #21 et #24, la différence entre la première fréquence dans chaque essai est de 2.4%. Par ce fait, on déduit que les propriétés dynamiques de la structure n'ont pas changé après la ruine.

Tableau 7.4 Fréquences de vibration

	Paramètres			Fréquences Hz	
No Essai	**Ville**	**Toit**	**Exc.**	**1ère**	**2ième**
21	Victoria	Flexible	Sans	3.61	6.4
24	Victoria	Flexible	Sans	3.52	6.27
26	Victoria	Flexible	Rigidité	2.87	5.7
28	Victoria	Flexible	Résistance	3.55	6.44
30	Québec	Flexible	Sans	3.47	6.06
32	Québec	Flexible	Rigidité	2.73	5.35
34	Québec	Flexible	Résistance	3.26	5.6
35	Victoria	Flexible	Masse	N.D	N.D
37	Victoria	Rigide	Sans	3.73	6.37
39	Victoria	Rigide	Rigidité	3.38	6.31
41	Victoria	Rigide	Résistance	4.04	7.01
43	Victoria	Rigide	Masse	3.67	7.29

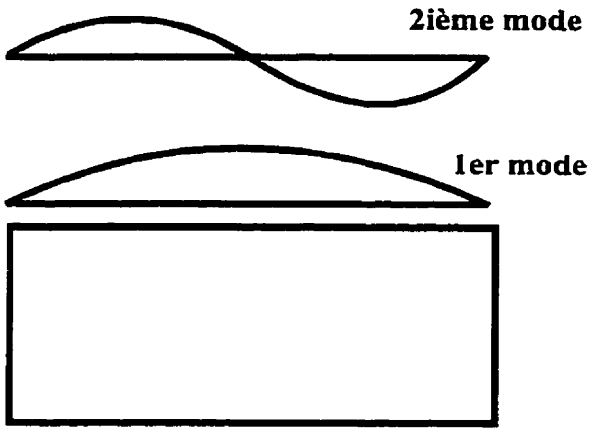


Figure 7.26 Modes de vibration

On remarque que la rigidité des contreventements a une grande influence sur la période de vibration de la structure. Dans tous les cas d'excentricité de rigidité, on observe une diminution des valeurs des fréquences naturelles. Dans le tableau 7.5, on présente l'effet

de l'excentricité de rigidité sur la fréquence naturelle de la structure. Les valeurs de référence sont les fréquences des structures sans excentricité.

Tableau 7.5 Effet de l'excentricité de rigidité

Paramètres		% de changement	
ville	**toit**	**1ere**	**2ième**
Victoria	Flexible	-23%	-10%
Québec	Flexible	-27%	-13%
Victoria	Rigide	-11%	1%

Dans le cas de l'excentricité de résistance, on peut diviser la réponse de la structure en trois parties. Dans le cas de Victoria avec le diaphragme de toit flexible, on a obtenu des fréquences de vibration similaires. Pour la ville de Québec avec un toit flexible, on a eu une légère diminution des valeurs. D'un autre côté, dans le cas du toit rigide pour Victoria, on a eu une légère augmentation des fréquences naturelles. Toutefois, il faut préciser que ces différences ne dépassaient 8% pour la première fréquence de vibration. Dans le tableau 7.6 on examine l'effet de l'excentricité de résistance sur la fréquence naturelle de vibration.

Tableau 7.6 Effet de l'exc. de résistance

Paramètres		% de changement	
ville	**toit**	**1ere**	**2ième**
Victoria	Flexible	1%	3%
Québec	Flexible	-6%	-3%
Victoria	Rigide	8%	10%

Pour l'excentricité de masse, les valeurs des périodes dans le cas du diaphragme flexible n'ont pas pu être obtenues dû à une erreur de manipulation. Toutefois, dans le cas du

diaphragme rigide, on remarque que la première fréquence a diminué légèrement (2%), alors que la deuxième a augmenté de 15%.

On peut examiner l'effet de la masse sismique qui est présenté dans le tableau 7.7. Il faut mentionner que les valeurs de références sont celles du cas de la ville de Victoria avec masse uniforme. On remarque une diminution plus ou moins marquée, néanmoins moins importante qu'anticipée.

Tableau 7.7 Effet de la masse sismique

Paramètres		% de changement	
toit	**exc.**	**1ere**	**2ieme**
Flexible	Sans	-1.50%	-3.50%
Flexible	Rigidité	-5%	-6.50%
Flexible	Résistance	-9%	-2%

7.2.1.2 Essai #24

L'essai #24 est le test effectué sur le modèle avec une configuration de masse correspondante à Victoria, un diaphragme de toit flexible et sans excentricité. On a appliqué un signal de bruit blanc sur la structure.

Aux figures 7.27, 7.28 et 7.29, on montre les spectres de trois accéléromètres fixés au toit (A18, A20 et A22). À la figure 7.27, on montre la réponse de l'accéléromètre fixé au centre de la structure; on n'y remarque que la première fréquence de vibration, qui est de 3.52 Hz. Par contre, dans les deux autres figures, on peut observer une légère contribution de la deuxième fréquence de vibration (6.27 Hz).

Le spectre du déphasage entre les deux accéléromètres fixés sur les côtés Sud et Nord de la structure est montré dans la figure 7.30. De cette illustration, on peut déduire que le premier mode de vibration (3.55 Hz) était un mode de cisaillement-flexion sans point d'inflexion, puisque le déphasage était de 0^0. Dans le cas du deuxième mode de vibration (6.3 Hz), il était de 180^0, ce qui prouve qu'il s'agit d'un mode de cisaillement-flexion avec un point d'inflexion au centre du bâtiment.

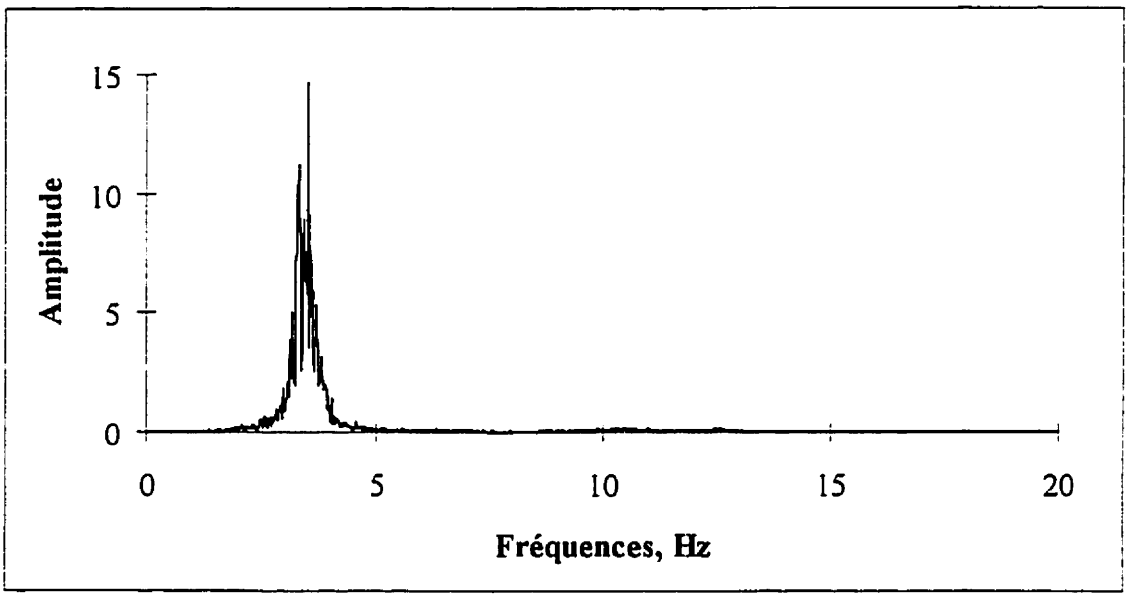


Figure 7.27 Centre, A20, Essai #24

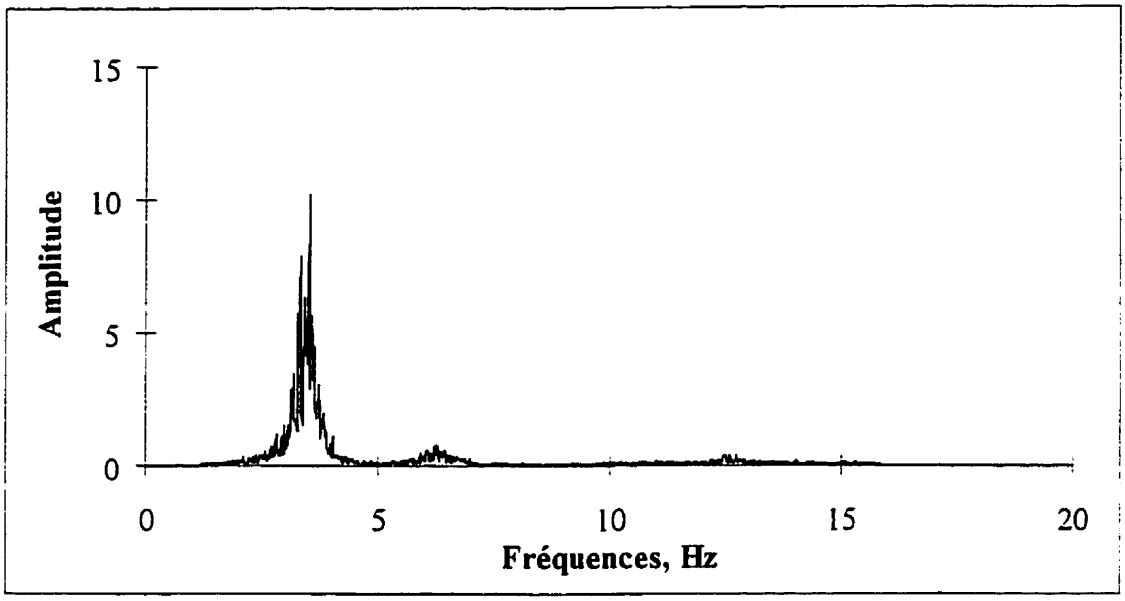


Figure 7.28 Nord, A18, Essai#24

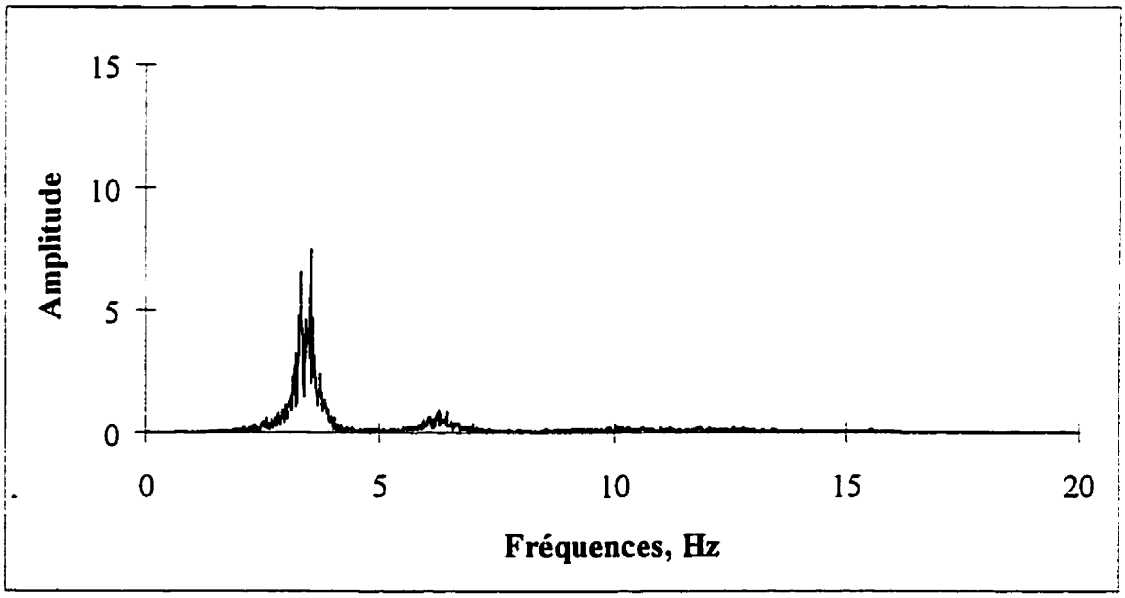


Figure 7.29 Sud, A22, Essai #24

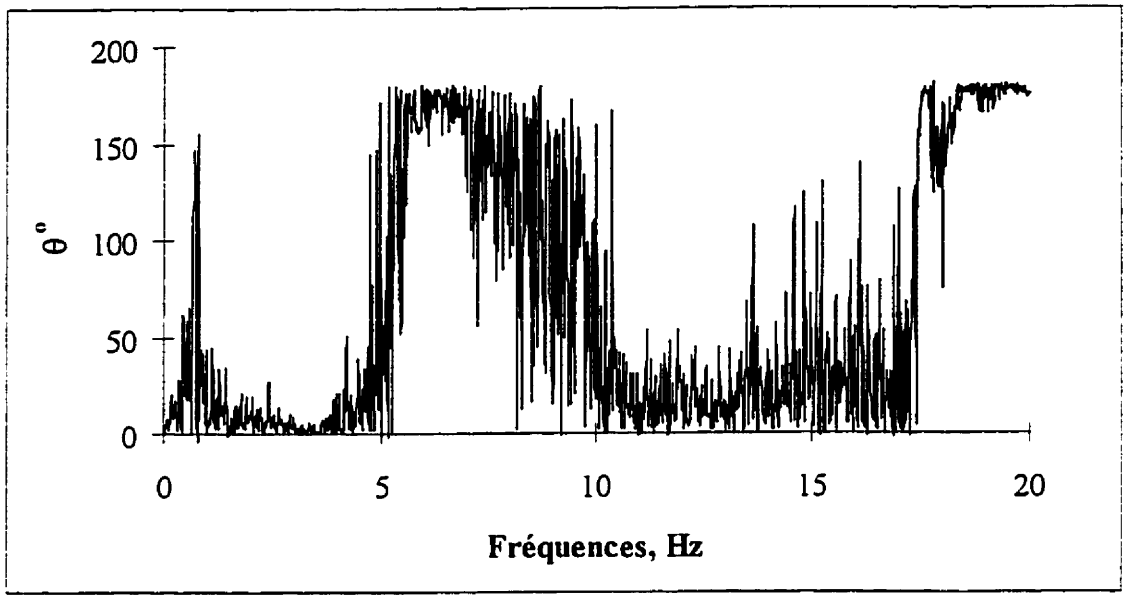


Figure 7.30 Déphasage entre Sud et Nord, A22 et A18, Essai #24

7.2.1.3 Essai #26

L'Essai #26 est le test effectué sur le modèle avec une configuration de masse correspondante à Victoria, un diaphragme de toit flexible et une excentricité de rigidité. On a appliqué un signal de bruit blanc sur la structure.

Aux figures 7.31 à 7.34 on présente la réponse de la structure à ce signal. À la figure 7.31, on montre que la structure a répondu dans son premier mode (2.77 Hz). Toutefois, on remarque aux figures 7.32 et 7.33 que la contribution du deuxième mode (5.70 Hz) n'est pas négligeable. Ceci est due essentiellement à l'excentricité de rigidité.

Le déphasage entre les accéléromètres des côtés Nord et Sud (A18 et A22) est présenté à la figure 7.34. On remarque que l'allure de la courbe est similaire à la réponse de l'essai #24.

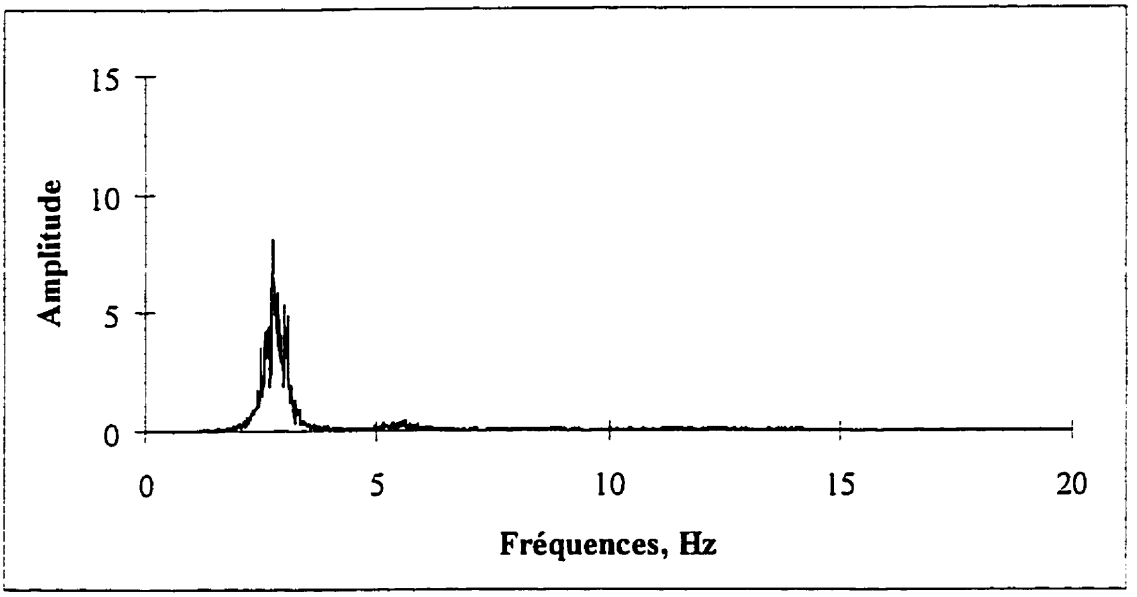


Figure 7.31 Centre, A20, Essai #26

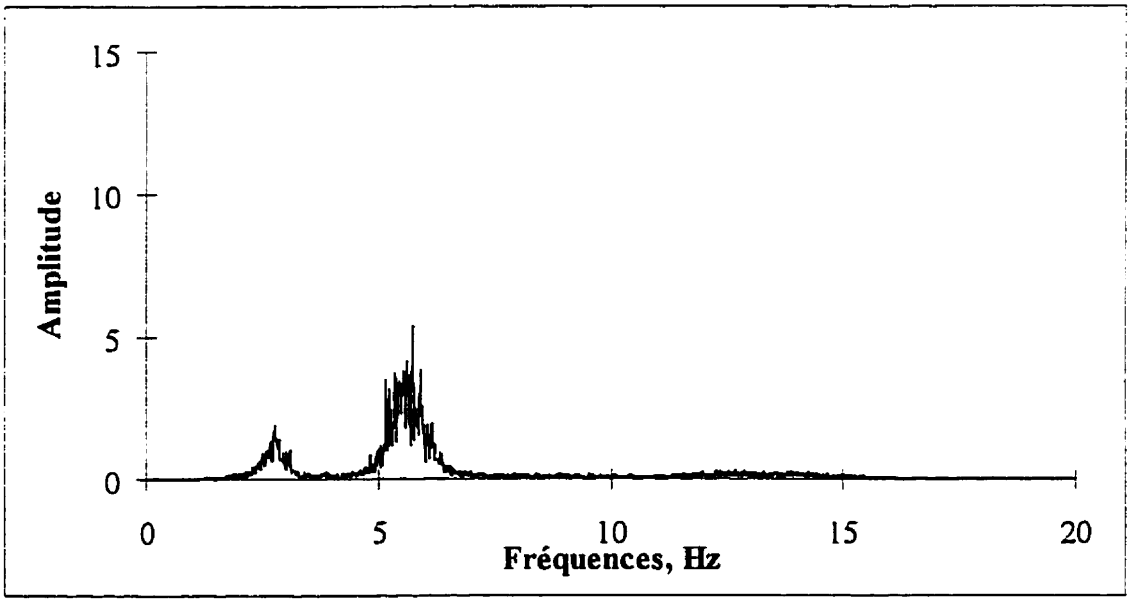


Figure 7.32 Nord, A18, Essai #26

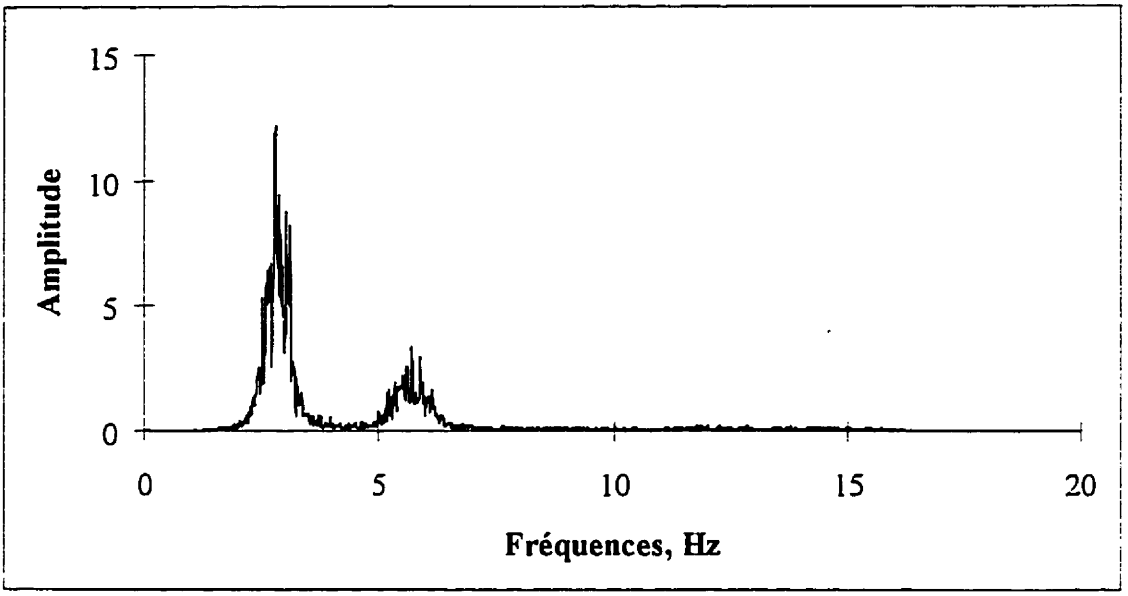


Figure 7.33 Sud, A22, Essai #26

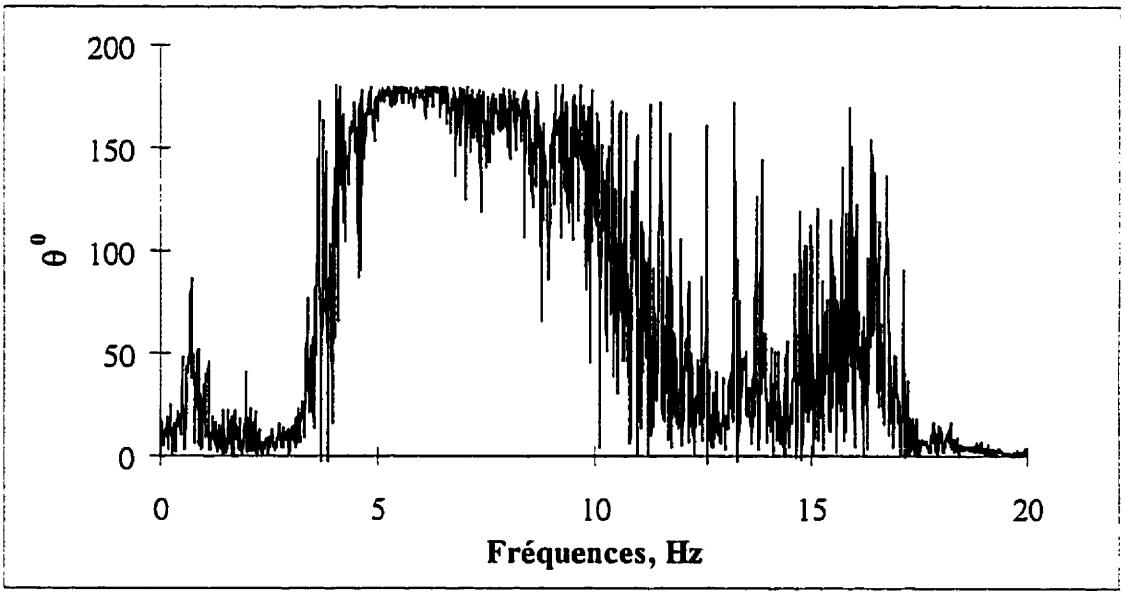


Figure 7.34 Déphasage entre Sud et Nord, A22 et A18, Essai #26

7.2.1.4 Essai #28

L'essai #28 est le test effectué sur le modèle avec une configuration de masse correspondante à Victoria, un diaphragme de toit flexible et une excentricité de résistance. On a appliqué un signal de bruit blanc sur la structure.

On peut voir aux figures 7.35 à 7.38 que la structure a répondu dans son premier mode de vibration (3.55 Hz). De plus, on peut déduire que la contribution du deuxième mode (6.44 Hz) est faible. Étant donné que la rigidité des contreventements est proche de celle de l'Essai #24, on peut remarquer des valeurs de fréquences naturelles proches.

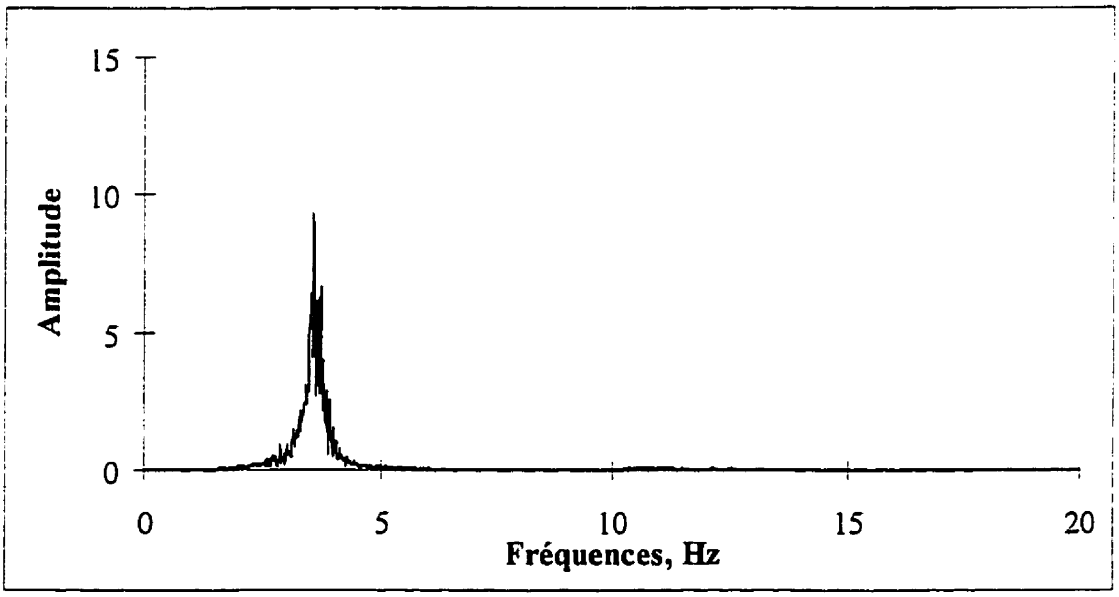


Figure 7.35 Centre, A20, Essai #28

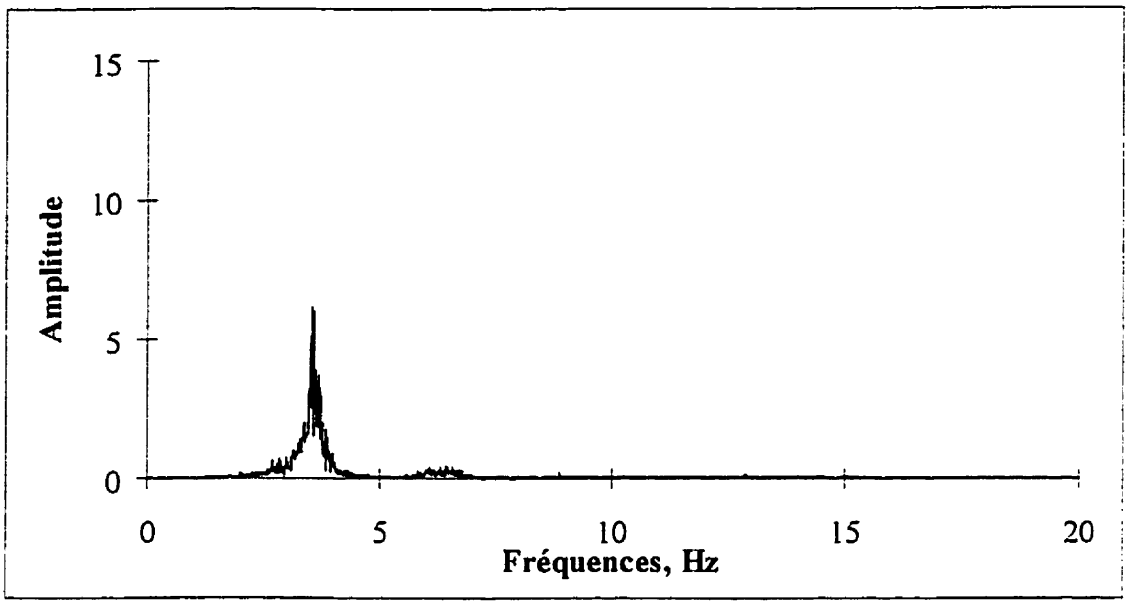


Figure 7.36 Nord, A18, Essai #28

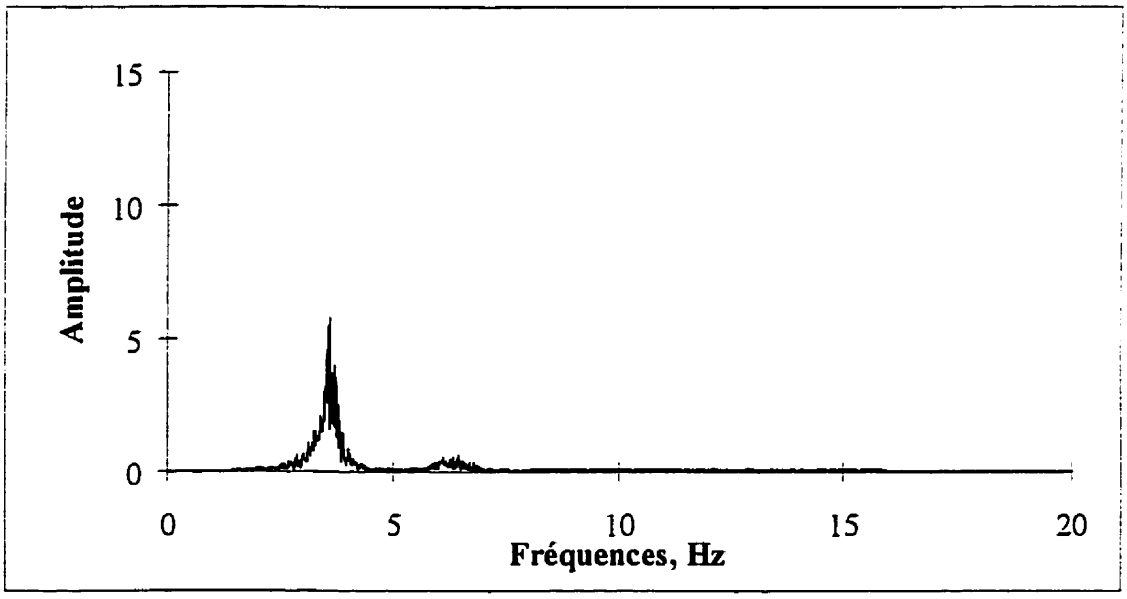


Figure 7.37 Sud, A22, Essai #28

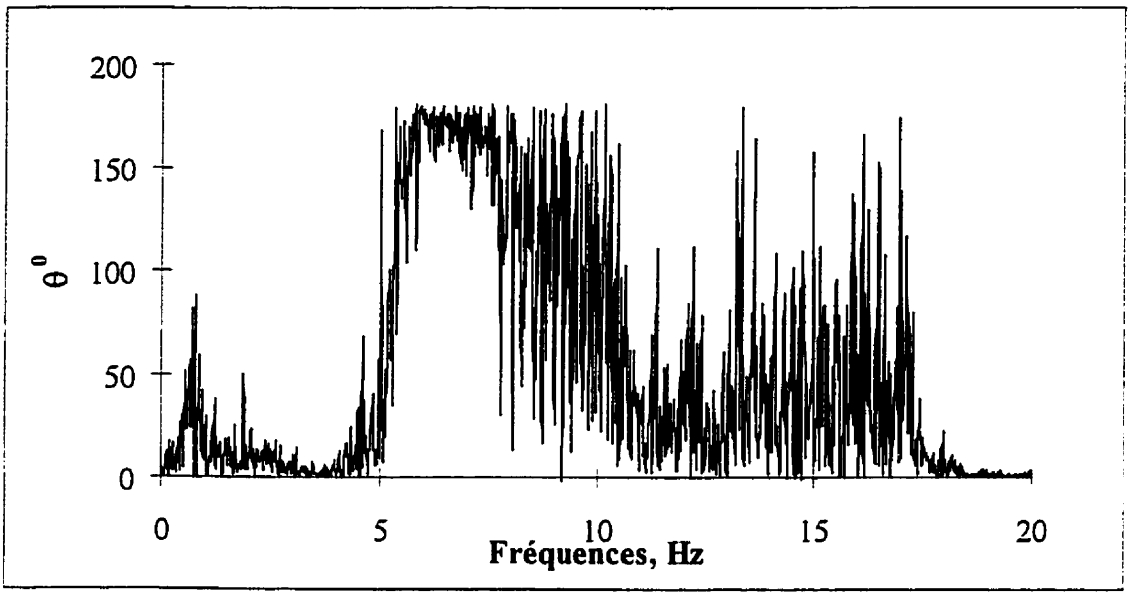


Figure 7.38 Déphasage entre Nord et Sud, A18 et A20, Essai #28

7.2.2 Mesure de l'amortissement

On a effectué 11 essais de vibration libre afin de déterminer l'amortissement de la structure. Dans le tableau 7.8 on montre les valeurs calculées pour plusieurs essais.

Tableau 7.8 L'amortissement

	Paramètres			
No Essai	**Ville**	**Toit**	**Exc.**	**ξ%**
25	Victoria	Flexible	Sans	4.29%
27	Victoria	Flexible	Rigidité	4.15%
31	Québec	Flexible	Sans	3.22%
33	Québec	Flexible	Rigidité	3.35%
38	Victoria	Rigide	Sans	3.48%
40	Victoria	Rigide	Rigidité	3.26%
42	Victoria	Rigide	Résistance	3.10%
44	Victoria	Rigide	Masse	3.64%

En examinant le tableau 7.8 on remarque que les essais avec un diaphragme flexible ont des facteurs d'amortissement légèrement plus élevés que les autres. Ceci est dû en partie à la dissipation d'énergie engendrée par le glissement de la nervure libre. Toutefois, il n'y a pas de tendance qui se dégage en ce qui a trait à l'influence du type d'excentricité sur l'amortissement.

CHAPITRE 8
RÉSULTATS DES ESSAIS DYNAMIQUES

Dans ce chapitre on présente les résultats de quelques essais dynamiques. Dans un premier temps, on examine les lectures de tous les instruments utilisés dans l'essai #4. On présente ces résultats en illustrant la différence entre les méthodes de conception du CNBC (1995) et du SDI (1991) et les résultats expérimentaux, ainsi qu'en évaluant l'effet de la flexibilité du toit dans la réponse dynamique. Dans la deuxième section de ce chapitre, on examine quelques résultats de l'essai #6, qui est un test où on a déplacé le centre de rigidité. Ensuite, on évalue l'effet de l'excentricité de résistance en présentant quelques résultats de l'essai #7. Comme indiqué au chapitre VI, dans certains cas, on a utilisé deux niveaux d'amplitudes pour la même structure. Dans la quatrième section de ce chapitre, on présente une comparaison entre les réponses dynamiques pour les essais #4 et #5. Finalement, on examine quelques résultats obtenus de l'essai #3 où la structure s'est effondrée.

8.1 ESSAI #4

C'est un essai avec un diaphragme de toit flexible, une distribution des masse correspondante à Victoria et sans effet d'excentricité. Le séisme appliqué est Puget Sound (1949), PS, avec 100% des amplitudes normalisées pour la ville de Victoria (voir chapitre VI).

On présente tous les résultats obtenus de cet essai en cinq sections. Premièrement, on examine les historiques des déplacements obtenus des cordes placées sur le toit (D3, D4,

D5, D24 et D7). Ensuite, on présente le comportement hystérétique de chaque contreventement latéral, les historiques des déformations en cisaillement au toit, le comportement des contreventements longitudinaux et, finalement, les accélérations sur le toit.

Il faut mentionner ici qu'on a filtré tous les résultats de tous les essais présentés dans ce mémoire avec une fréquence de filtrage de 20 Hz. Ce filtrage est nécessaire afin d'éliminer l'effet du bruit sur les signaux. Avant de choisir 20 Hz, on s'est assuré que les forces d'impact dans les contreventements n'étaient pas affectées par ce filtrage à cette fréquence. Il faut aussi mentionner que les jauges de déformation (J0, J1, J16 et J17) n'ont pas fonctionné dans aucun des essais.

8.1.1 Historiques des déplacements

Comme indiqué à la figure 5.21, on a installé 5 cordes de déplacement le long du toit, séparées les unes des autres par une distance de 2 m. Aux figures 8.1 à 8.5 on présente pour chaque corde l'historique de déplacement relatif par rapport à la table. Ces déplacements ont été normalisés par rapport au déplacement horizontal relatif correspondant à la première plastification (Y_y=3.083 mm) dans un contreventement. Ces déplacements ont été évalués en soustrayant des déplacements absolus au toit les déplacements absolus de la corde attachée au cadre rigide.

Les contreventements latéraux font partie du système de résistance aux charges latérales parallèle aux sollicitations. Par conséquent, les historiques des déplacements relatifs normalisés vis-à-vis des contreventements sont des indications directes du comportement de ces contreventements. Aux figures 8.1 et 8.5 on montre les historiques des déplacements relatifs sur les côtés Nord et Sud de la structure. Il faut mentionner que la première plastification a eu lieu dans les contreventements #10 et #11 momentanément,

et cela à 3.75 sec. Dans les contreventements #8 et #9 elle a eu lieu à 4.25 sec. De plus, on présente les valeurs maximales des déplacements à chaque corde dans le tableau 8.1. Ces valeurs sont exprimées en terme de Y/Y_y. Pour les cordes au Nord (D3) et au Sud (D7), elles représentent donc les niveaux de ductilité dans les contreventements. On remarque la différence entre les niveaux de ductilité pour les contreventements #10 (μ=1.29) et #11 (μ=1.97).

Si on compare les historiques des déplacements au Centre (D5), au Sud (D7) et au Nord (D3) de la structure (voir figure 8.6), on remarque qu'il sont en phase, ce qui indique que la structure a répondu dans son premier mode de vibration. ces trois historiques des déplacements sont présentés à la figure 8.6, pour les 10 premières secondes. Dû à l'effet de flexibilité du diaphragme, le Centre s'est déplacé d'une façon plus importante que les autres points de mesure. Toutefois, après la 8ième seconde le côté Sud a eu des déplacements plus importants que le Centre. Ce comportement illustre une certaine réponse torsionnelle.

On a utilisé l'équation (2-17) pour calculer la déformation en plan du diaphragme (figure 2.2) lorsqu'on applique statiquement la force de plastification de deux contreventements distribuée uniformément au toit. Dans ce calcul, on a utilisé les facteurs suivants:

$w=2V_y/L=1.26\times10^{-3}$ kN/mm

L=8000 mm

$I=4340\times10^{6}$ mm^4

D=4000 mm

G'=1.54 kN/mm

V_y=5.05 kN

La déformation statique calculée dans le plan du diaphragme est de 1.72 mm. Par contre, la déformation maximum mesurée dans le plan du diaphragme de toit pour l'Essai #4 était de 3.27 mm. Par conséquent, le rapport entre le déplacement dynamique et statique est de 1.90, ce qui correspond à ce qui a été rapporté par Tremblay et Stiemer (1996).

Aux figures 8.2 et 8.4, on examine les historiques des déplacements à L/4 du centre du bâtiment. On remarque que les deux historiques sont en phase. Toutefois, comme l'indique le tableau 8.1, les déplacements à L/4 étaient plus importants que les déplacements vis-à-vis des contreventements, mais moins importants qu'au Centre.

Si on compare les historiques des déplacements au Nord (D3) et au Sud (D7) de la structure, on peut clairement observer des déplacements plus importants au Sud. Cette différence reflète la sensibilité de la structure à la torsion. D'un autre côté, la différence en ductilité entre les contreventements #10 (μ=1.29) et #11 (μ=1.97) peut sembler importante, malgré qu'elle représente, en valeur absolue, une différence de seulement 2 mm en déplacement horizontal sur une distance de 8000 mm.

Tableau 8.1 Valeurs maximum de déplacement en terme de(Y/Y_y).

Nord	**Positive**	**1.58**
	Négative	**-1.29**
N-C	**Positive**	**1.99**
	Négative	**-2.17**
Centre	**Positive**	**2.29**
	Négative	**-2.44**
C-S	**Positive**	**2.22**
	Négative	**-2.29**
Sud	**Positive**	**1.9**
	Négative	**-1.97**

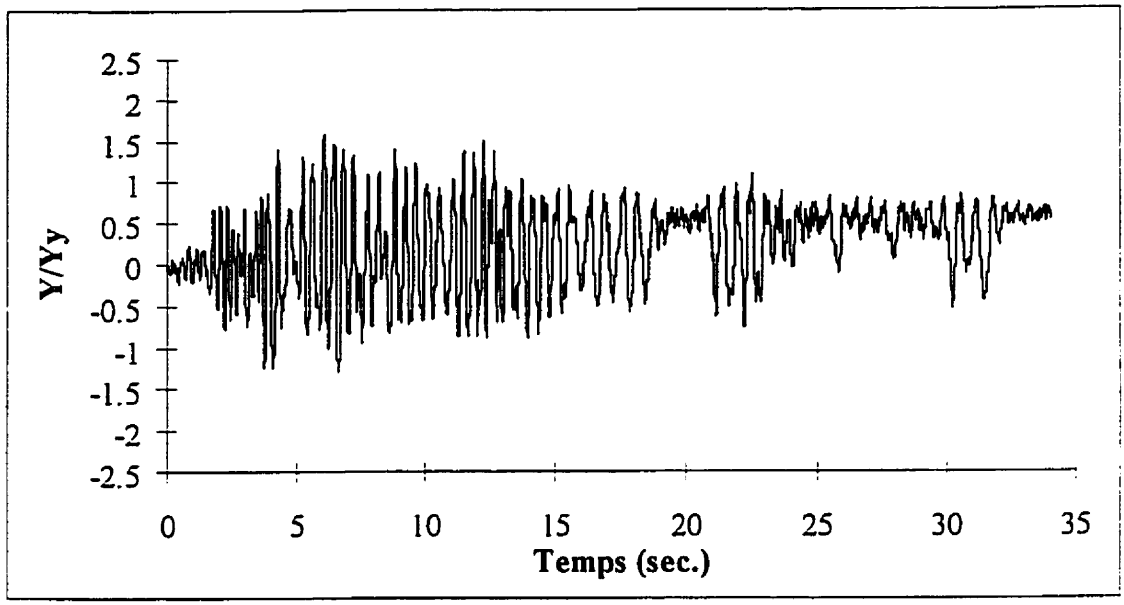


Figure 8.1 Historique des déplacements D3, Nord, Essai#4

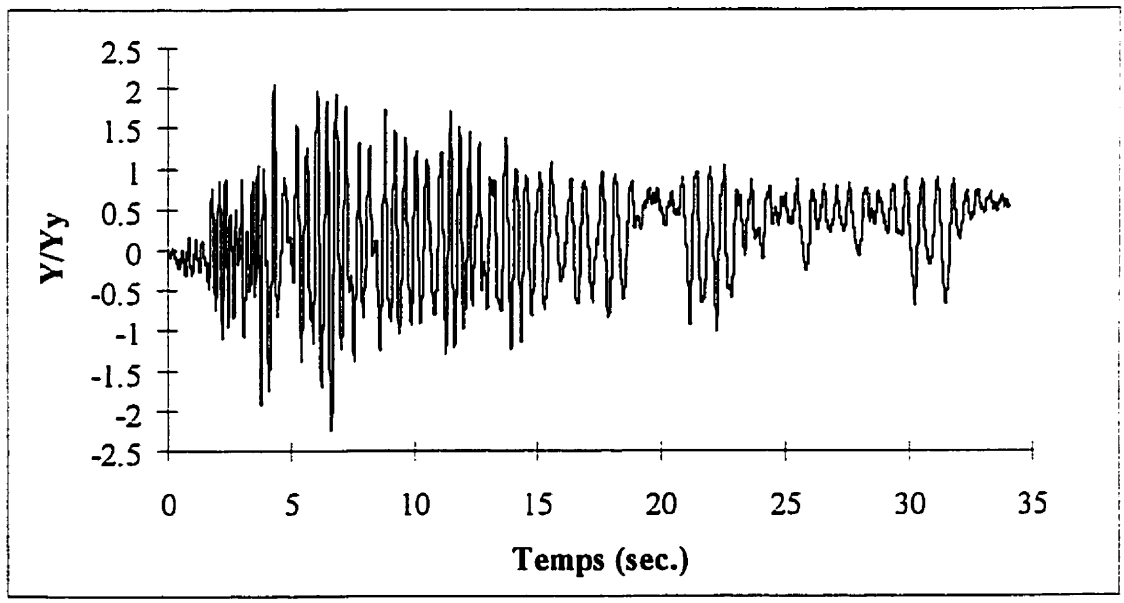


Figure 8.2 Historique des déplacements D4, Centre-Nord, Essai#4

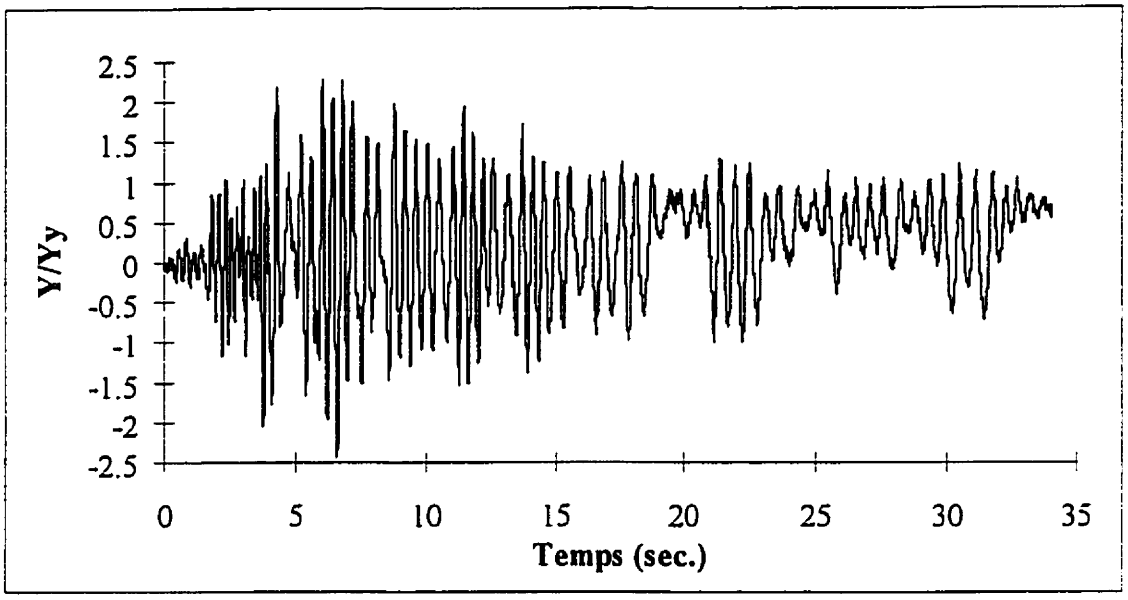


Figure 8.3 Historique des déplacements D5, Centre, Essai#4

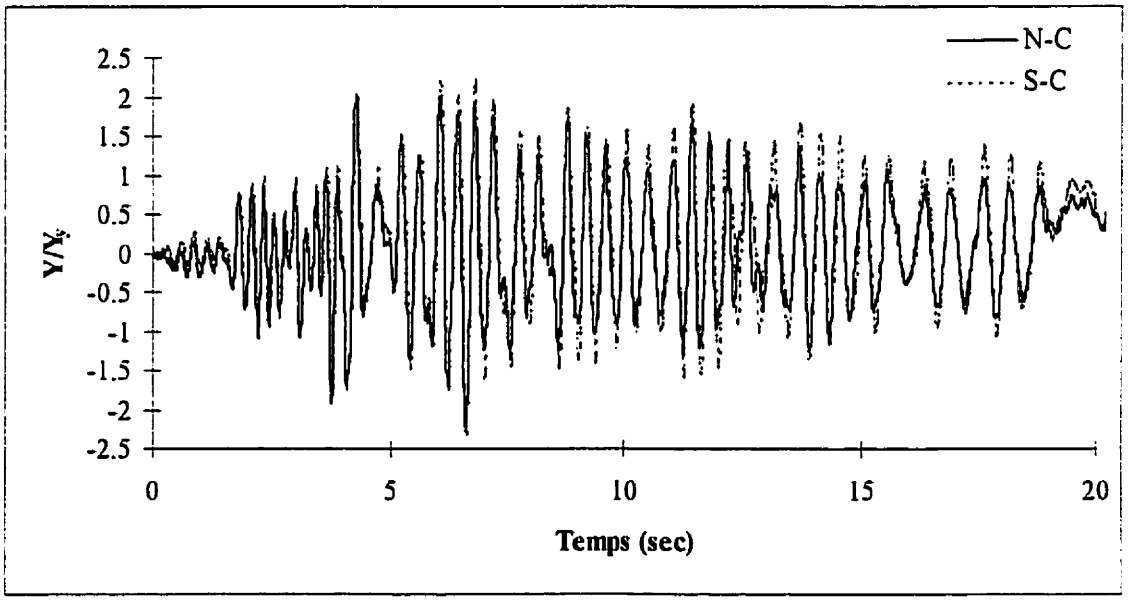


Figure 8.4 Comparaison entre les historiques des déplacements D24, Centre-Sud, et D4, Nord-Centre Essai#4

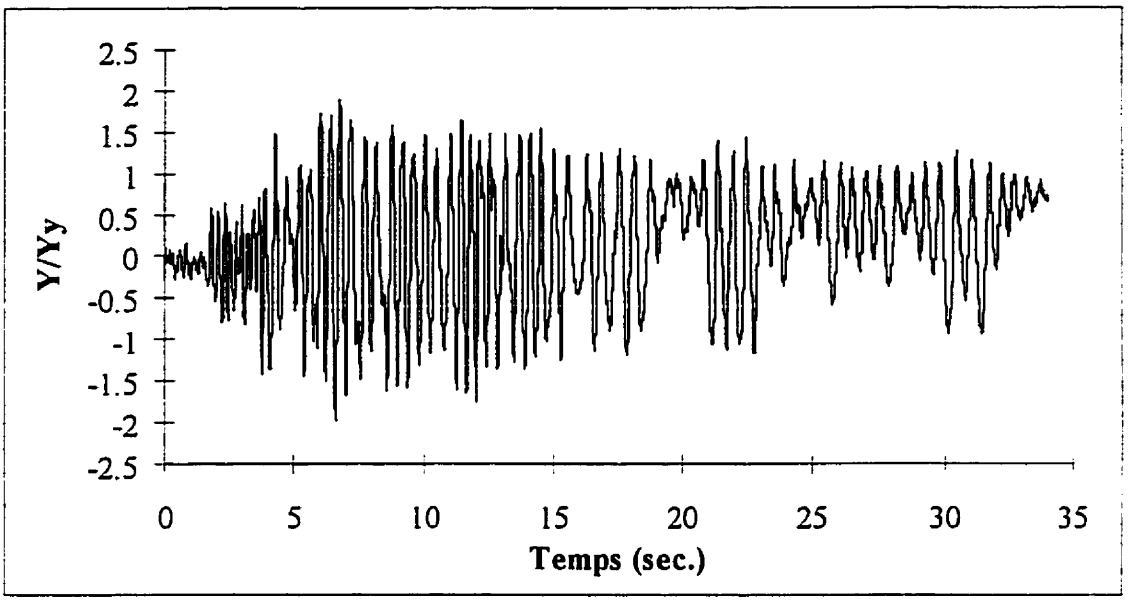


Figure 8.5 Historique des déplacements D7, Sud, Essai#4

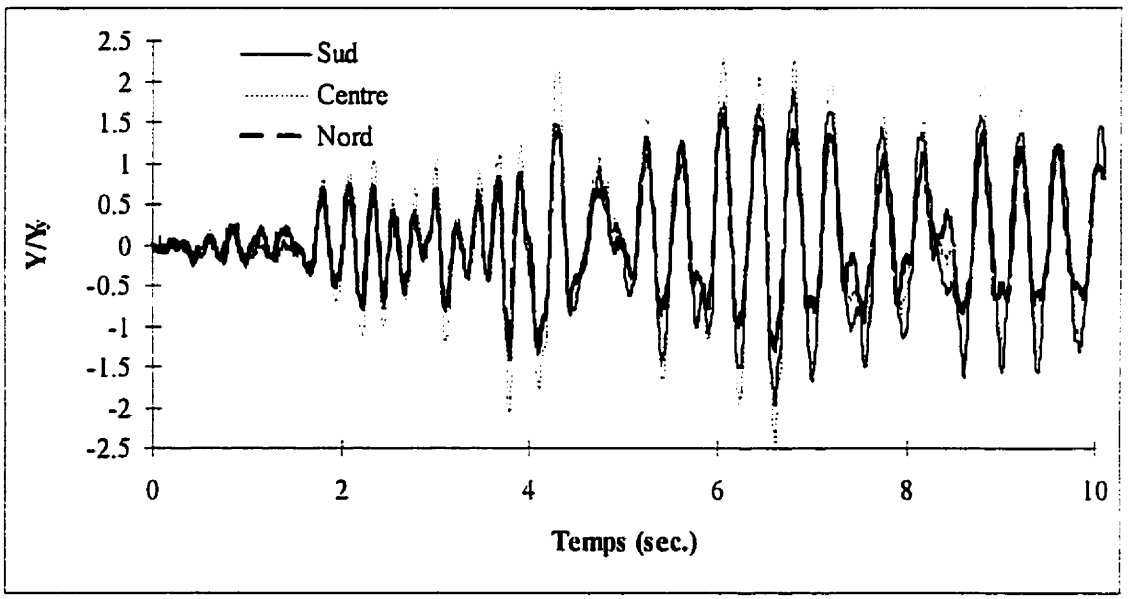


Figure 8.6 Comparaison des historiques des déplacements aux Nord, Centre et Sud, Essai #4

8.1.2 Comportement hystérétique des contreventements

Dans cette section on présente le comportement hystérétique de chaque contreventement latéral. On exprime ce comportement en fonction de l'historique des forces obtenues en normalisant les historiques des forces en fonction de la force statique de plastification (T/T_y) et de la ductilité (Y/Y_y). Pour chaque contreventement, on a considéré une résistance axiale (T_y) égale à 6.7 kN et un déplacement horizontal élastique maximum (Y_y) égal à 3.083 mm. Afin de calculer ces paramètres, on s'est basé sur une limite élastique de l'acier de F_y=314 MPa et une section de 11.5 mm× 1.85 mm pour les diagonales.

À la figure 8.7, on présente le comportement hystérétique du contreventement #8. Ce contreventement a eu un comportement non linéaire typique d'un contreventement en tension seulement. On peut clairement observer le plateau plastique, ainsi que la déformation résiduelle. D'un autre côté, on remarque l'augmentation de la résistance due au haut taux de déformation. Cette augmentation était de 15% et le niveau de ductilité maximum, μ, atteint dans ce contreventement était de 1.58.

Dans le cas du contreventement #9, on a atteint le plateau plastique à deux reprises, et le niveau de ductilité était de 1.90. L'augmentation de la résistance de ce contreventement était de 16%. On peut remarquer que le niveau de ductilité dans le contreventement #9 est plus important que dans le contreventement #8.

À la figure 8.9, on examine le comportement hystérétique du contreventement #10. Ce contreventement s'est comporté d'une façon presque élastique. La ductilité maximum atteinte n'a pas dépassé la valeur de 1.28. L'augmentation de la résistance dans ce cas est de 11%.

À la figure 8.10 on illustre le comportement hystérétique du contreventement #11. On remarque que la demande en ductilité a atteint 1.97, ce qui représente un écart relativement grand par rapport au contreventement #10. Par contre, l'augmentation de la résistance est de 13%.

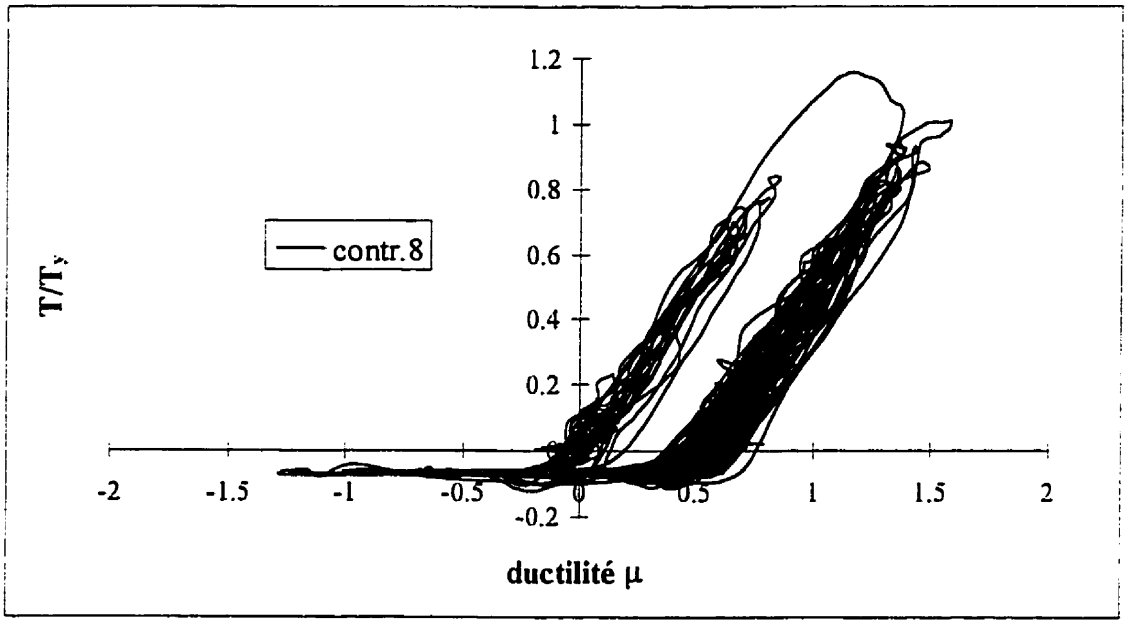


Figure 8.7 Comportement hystérétique, contreventement #8, Essai #4

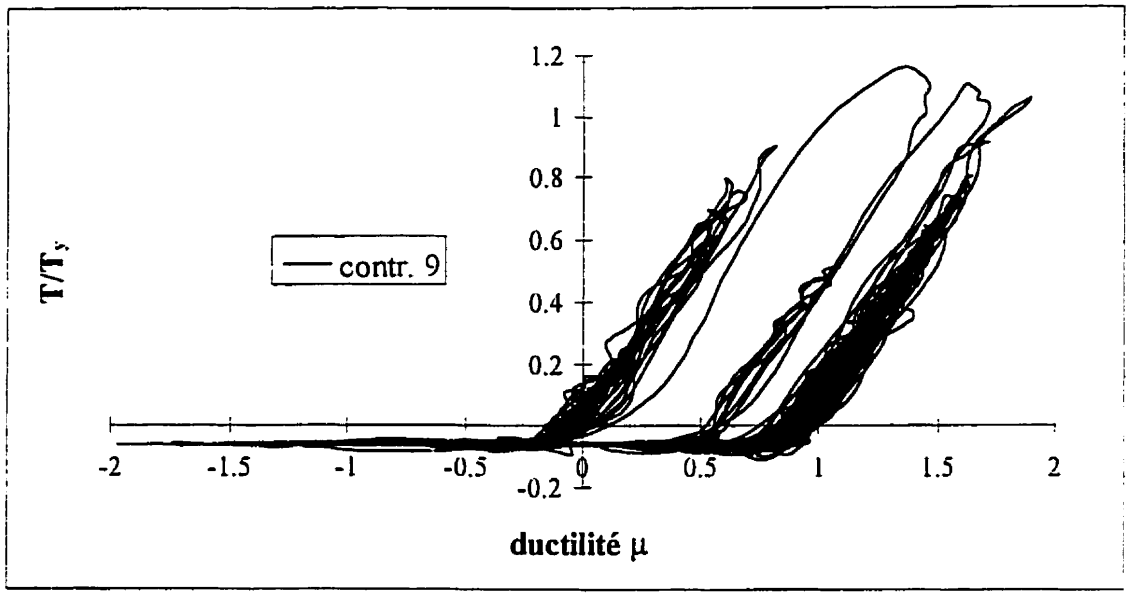


Figure 8.8 Comportement hystérétique, contreventement #9, Essai #4

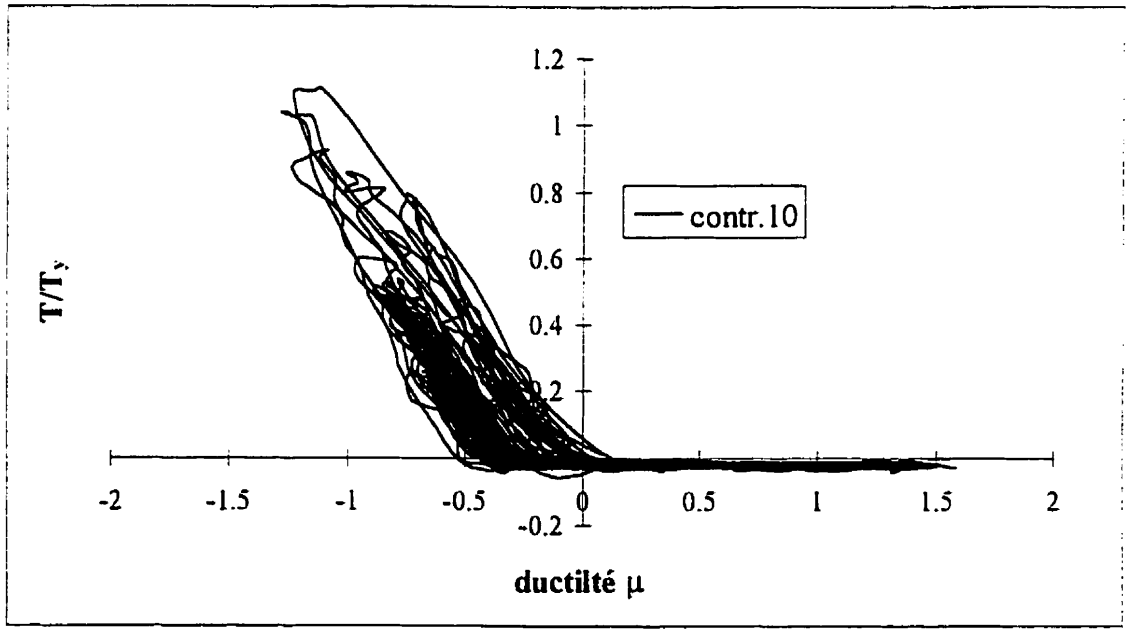


Figure 8.9 Comportement hystérétique, contreventement #10, Essai #4

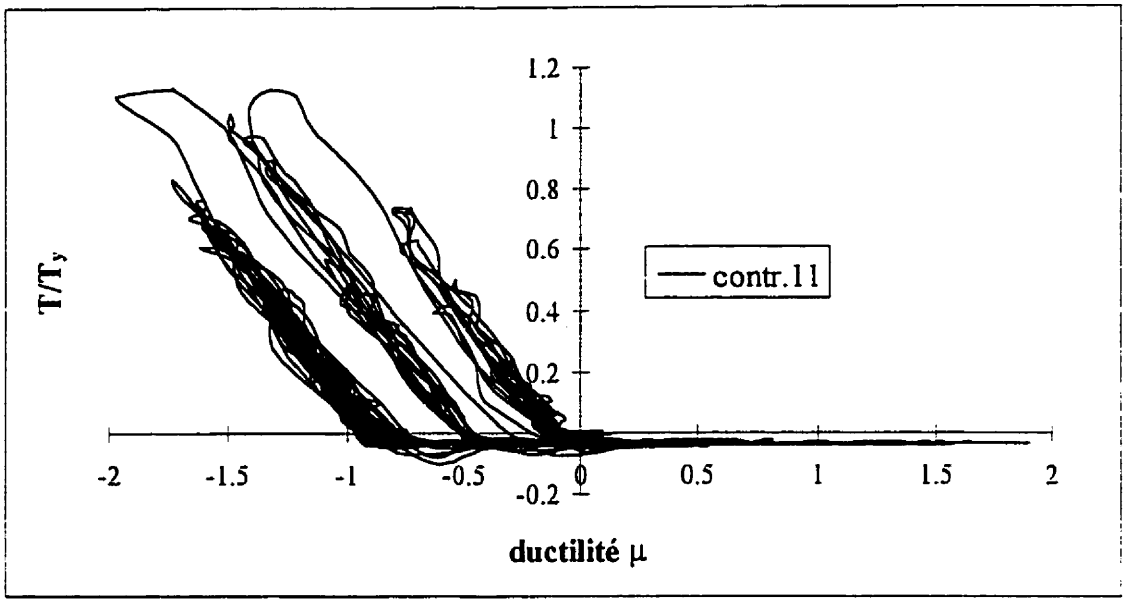


Figure 8.10 Comportement hystérétique, contreventement #11, Essai #4

Aux figures 8.11 et 8.12, on présente les historiques des forces normalisées dans les contreventements latéraux. En examinant la figure 8.11, on remarque que malgré la symétrie, les contreventements #8 et #9 ont eu des comportements différents de même que les contreventements #10 et #11.

L'augmentation de résistance due aux effets d'un taux de déformation élevé est présentée dans le tableau 8.2. L'augmentation de la résistance se situait entre 11% et 16%. Afin de mieux examiner ce paramètre, on a évalué le taux de déformation de chaque contreventement juste avant que celui-ci n'atteigne la force de traction maximale. Les taux de déformation $(d\varepsilon/dt)_{exp}$ et le rapport entre la déformation à l'écrouissage, ε_{sh}, et la déformation maximale au moment de la plastification, ε, dans chaque contreventement sont également présentés dans le tableau 8.2. Finalement, on compare les résultats des rapports F_{yd}/F_y expérimentaux avec ceux calculés avec l'équation (2-69), qui a été proposée par Wakabayashi *et al.* (1984). On remarque que ces valeurs sont proches des valeurs expérimentales, sauf pour le contreventement #10. Les valeurs de

$\varepsilon_{sh}/\varepsilon$ confirment qu'il n'y a pas eu d'écrouissage et que l'augmentation de résistance est probablement dû essentiellement au taux de déformation.

Tableau 8.2 (T_{max}/T_y) et $(d\varepsilon/dt)_{exp}$ pour les contreventements latéraux, Essai #4

	T_{max}/T_y	$\varepsilon_{sh}/\varepsilon$	$(d\varepsilon/dt)_{exp}$	Eq. (2-69)
Contr.#8	1.15	10.10	5.10E-02	1.14
Contr.#9	1.16	10.00	4.80E-02	1.14
Contr.#10	1.11	10.40	6.50E-02	1.15
Contr.#11	1.13	10.25	5.00E-02	1.14

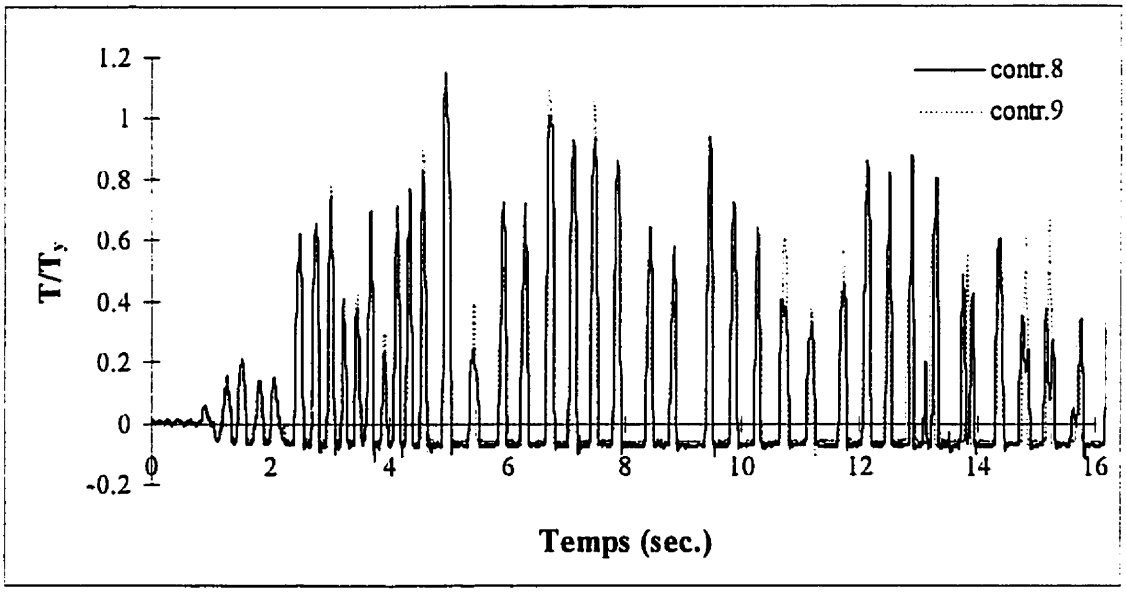


Figure 8.11 Historique des forces dans les contreventements #8 et #9, Essai #4

De plus, on remarque la différence des amplitudes entre les contreventements parallèles #8 et #9, surtout autour de la 13ième seconde du séisme et, de la même façon, entre les contreventements #10 et #11. Ce comportement est dû principalement à la réponse torsionnelle. On remarque qu'autour la 13ième seconde, les contreventements #8 et #11,

qui agissent dans des directions différentes et sont de côtés opposés, atteignent des niveaux de force plus importants que les contreventements #9 et #10.

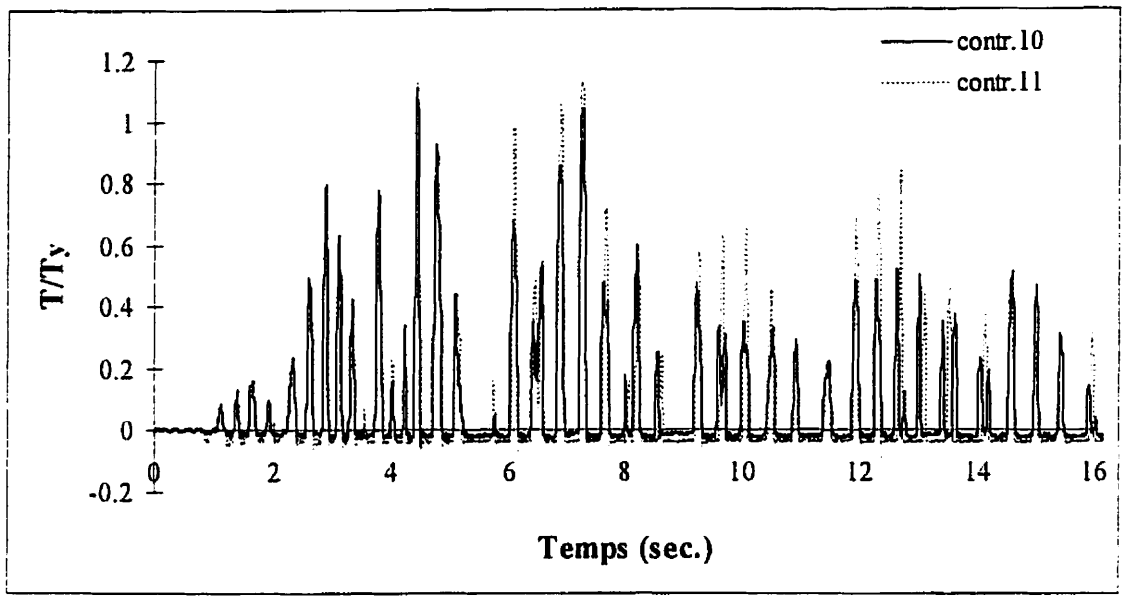


Figure 8.12 Historique des forces dans les contreventements #10 et #11, Essai #4

8.1.3 Historiques des accélérations

Comme présenté dans la figure 5.21, 9 accéléromètres ont été utilisés dont sept sur le toit et deux sur le cadre rigide. On présente d'abord les lectures des accéléromètres placés sur le cadre rigide. Ensuite, on présente les lectures des accéléromètres placés au toit dans la direction parallèle à la direction des sollicitations. Finalement, on examine les lectures des accéléromètres placés sur le toit qui agissent dans la direction perpendiculaire aux sollicitations. Ces lectures représentent les accélérations absolues en fraction de l'accélération gravitationnelle (g).

Aux figures 8.13 et 8.14, on évalue les historiques des accélérations sur le cadre rigide. L'historique des accélérations sur le cadre parallèles à la direction des sollicitations est

présenté à la figure 8.13. L'accélération maximum mesurée dans ce cas était de 0.26 g. Par contre, à la figure 8.14 on présente l'historique des accélération verticales sur le coin Nord-Est du cadre rigide. Dans ce cas, l'accélération maximum était de 0.15 g. À la figure 8.20 on montre le spectre de cet historique avant le filtrage. On a lu deux fréquences naturelles pour le cadre rigide, soient 14.50 Hz et 17.55 Hz. Par rapport aux fréquences naturelles de la structures présentées dans le tableau 7.4, les fréquences du cadre sont relativement élevées.

Aux figures 8.15 et 8.19, on présente les historiques des accélérations vis-à-vis des contreventements latéraux. Dans un premier temps, on peut remarquer l'augmentation de l'accélération soudaine autour de la 5ième seconde du séisme, ce qui correspond aux sollicitations appliquées (figure 8.13). Toutefois, on remarque aussi une augmentation des accélérations autour de la 13ième seconde du séisme, malgré que les sollicitations soient relativement basses. Ce phénomène est dû à un effet de torsion induit dans la structure.

Dans le tableau 8.3, on présente les valeurs maximum des accélérations sur le toit, ainsi que les facteurs d'amplification dynamique. Ces facteurs d'amplification représentent le rapport de l'accélération maximum à chaque point sur le toit par rapport à l'accélération maximum horizontale mesurée sur le cadre rigide. Comme on le remarque, ces valeurs varient entre 1.15 et 1.58. Toutefois, on remarque que l'amplification augmente lorsqu'on se dirige vers le Sud. Cette tendance est une conséquence directe de la torsion que la structure a subie. La valeur maximum d'amplification a eu lieu à l'accéléromètre A22, au Sud, vis-à-vis des contreventements #9 et #11, qui ont été les plus sollicités.

Tableau 8.3 Facteurs d'amplification, Essai #4

	Acc. max	Ampl.
Séisme	0.26 g	1
Nord	0.32 g	1.23
N-C	0.30 g	1.15
Centre	0.34 g	1.31
C-S	0.35 g	1.35
Sud	0.41 g	1.58

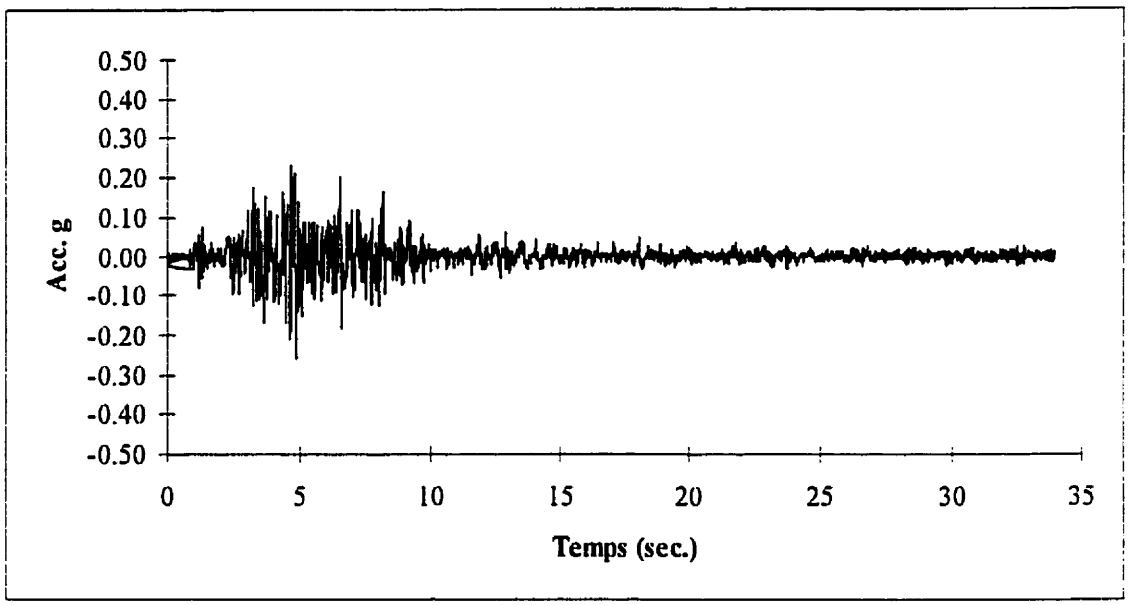


Figure 8.13 Historique des accélérations absolues A23, Essai #4

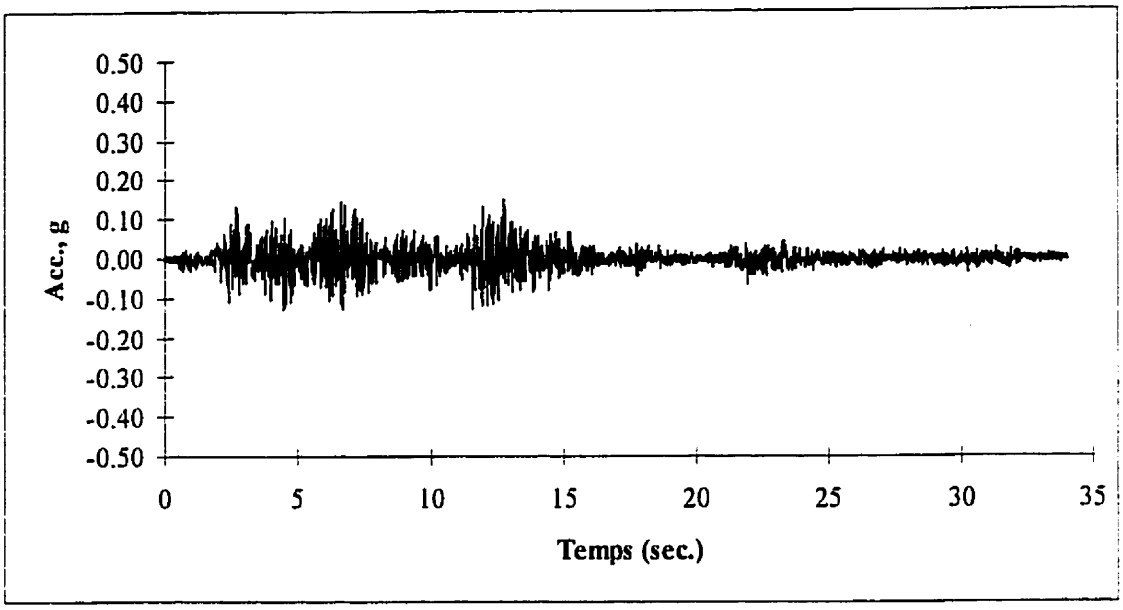


Figure 8.14 Historique des accélérations verticales absolues A2, Essai #4

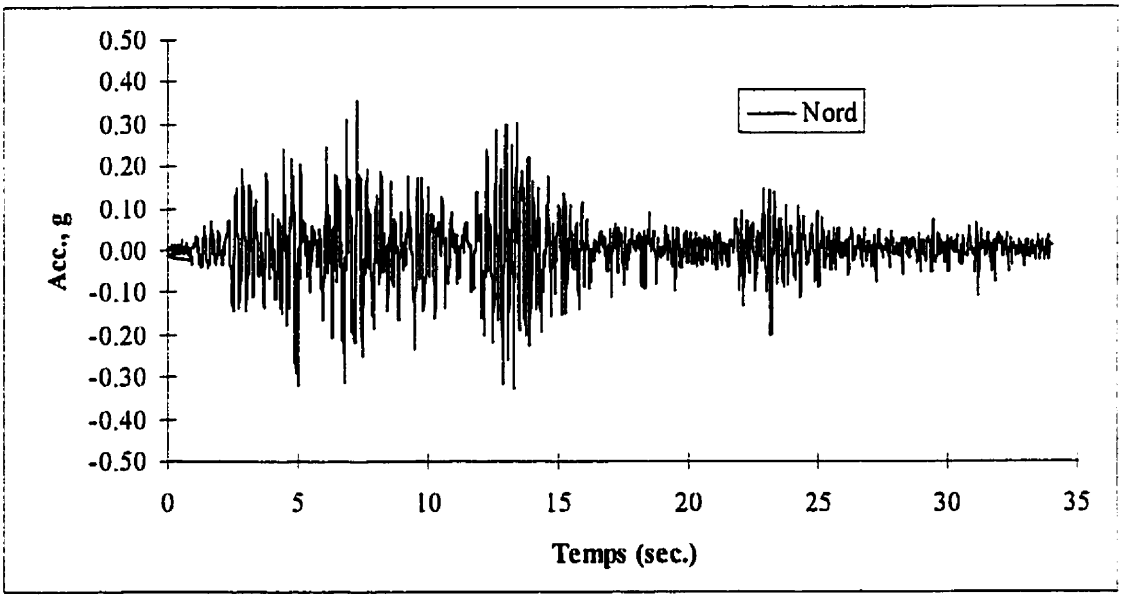


Figure 8.15 Historique des accélérations absolues A18, Nord, Essai #4

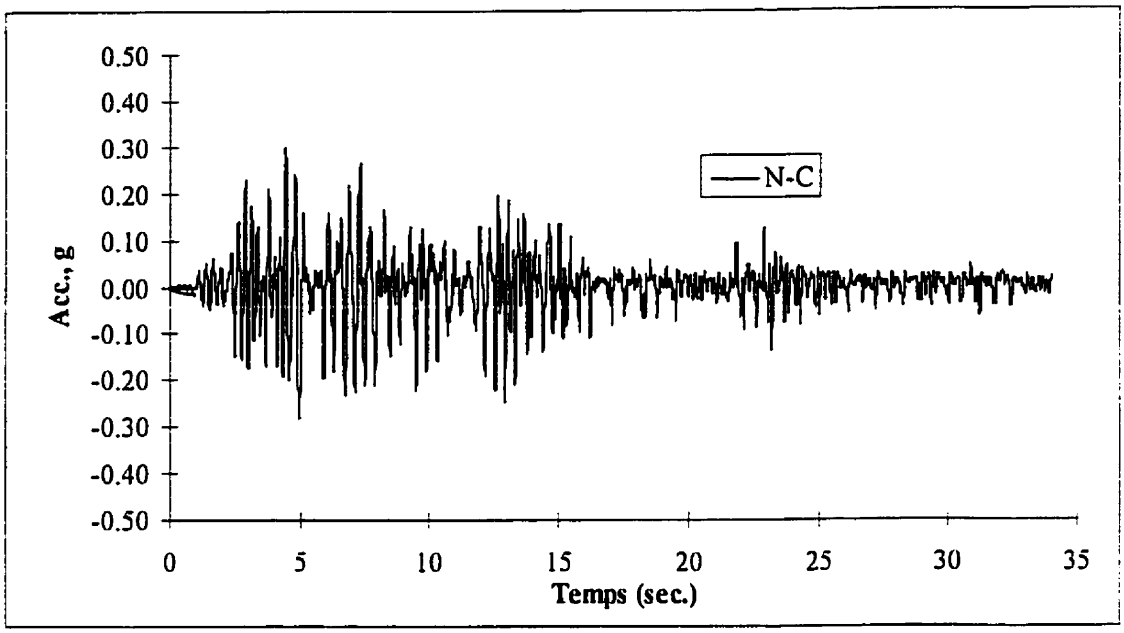


Figure 8.16 Historique des accélérations absolues A19, Nord-Centre, Essai #4

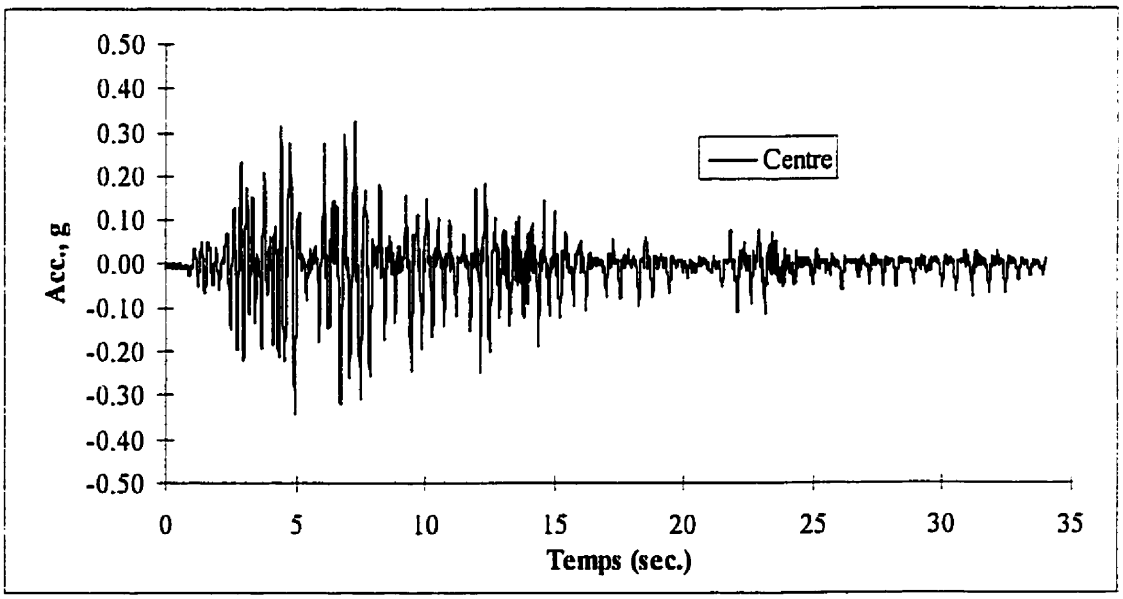


Figure 8.17 Historique des accélérations absolues A20, Centre, Essai #4

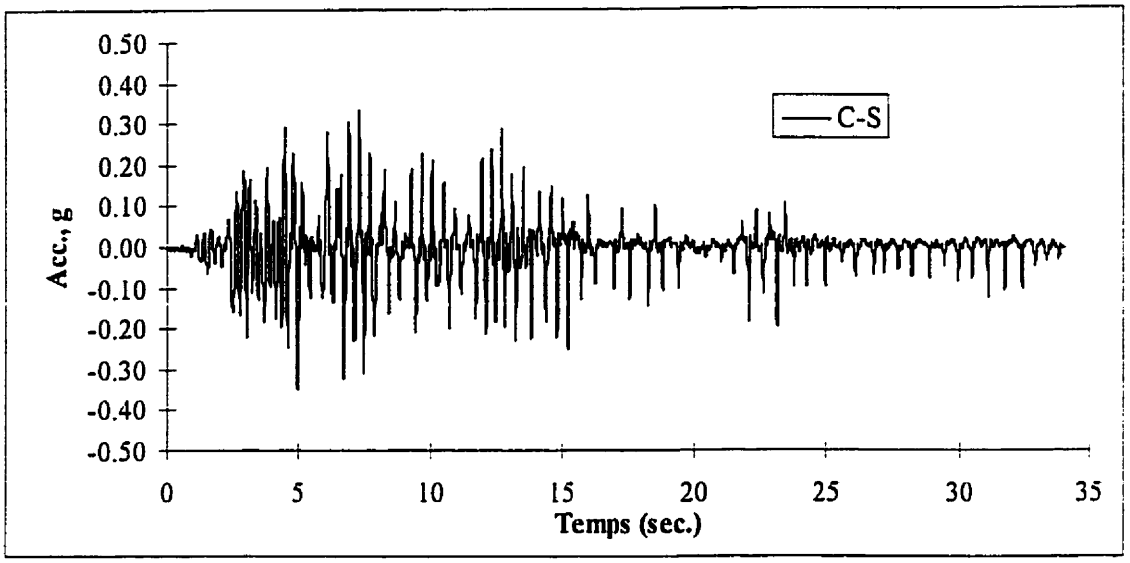


Figure 8.18 Historique des accélérations absolues A21, Centre-Sud, Essai #4

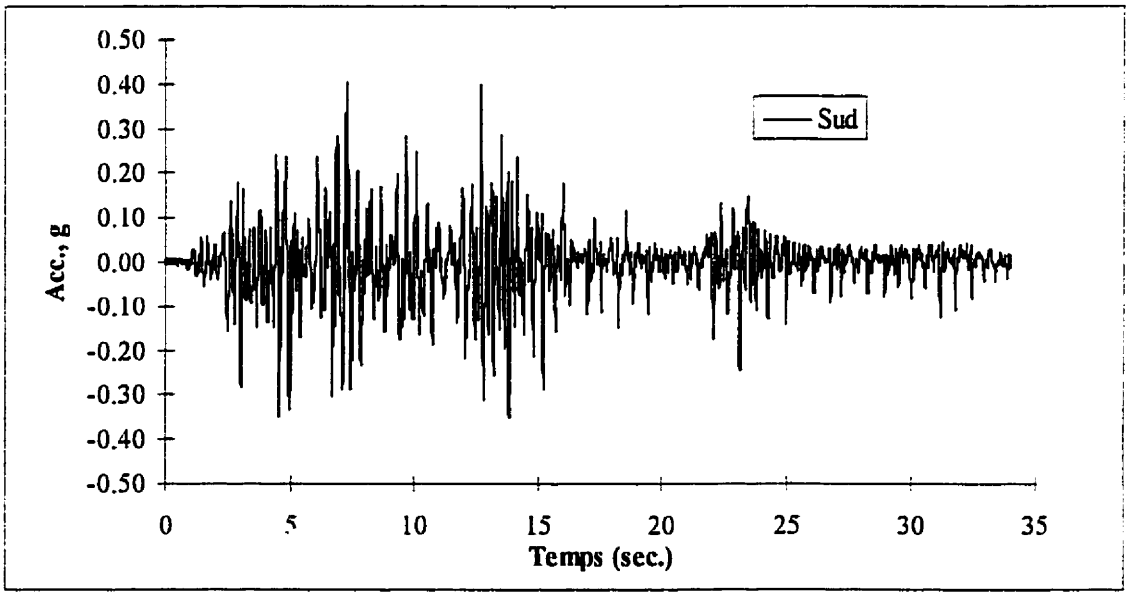


Figure 8.19 Historique des accélérations absolues A22, Sud, Essai #4

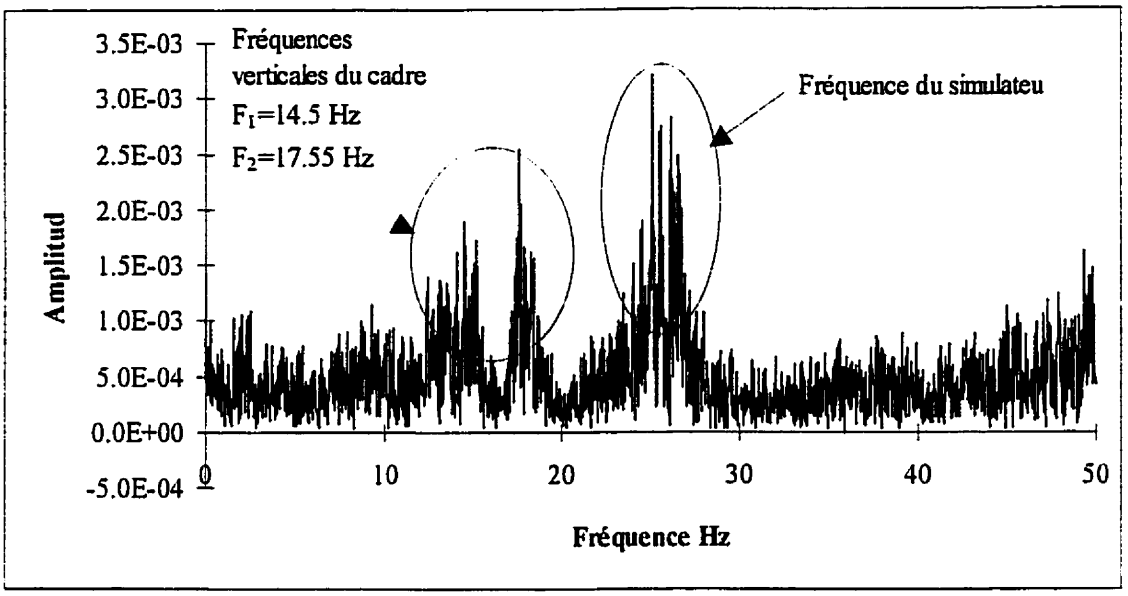


Figure 8.20 Spectre des accélérations verticales sur le cadre, A2, Essai #4

On examine à la figure 8.21 les historiques des accélérations longitudinales absolues. Les accéléromètres qui ont enregistré ces accélérations étaient installés sur les coins Nord-Est et Nord-Ouest de la structure. Le but de l'installation de ces accéléromètres était de mesurer les effets de torsion. Sur le côté Ouest du bâtiment, l'accélération longitudinale maximum était de 0.13 (g) alors qu'elle était 0.22 (g) sur le côté Est.

Comme paramètre de réponse torsionnelle, on a introduit l'accélération longitudinale relative entre les deux historiques des accélérations longitudinales. À la figure 8.22 on présente l'historique des accélérations relatives. On remarque que le bâtiment a tendance à tourner autour de la 13ième seconde du séisme. Ce fait confirme ce qui a été observé dans les historiques des forces des contreventements latéraux. D'autre part, l'accélération relative maximum, qui est la plus grande différence entre les deux accélérations longitudinales, était de 0.28 g.

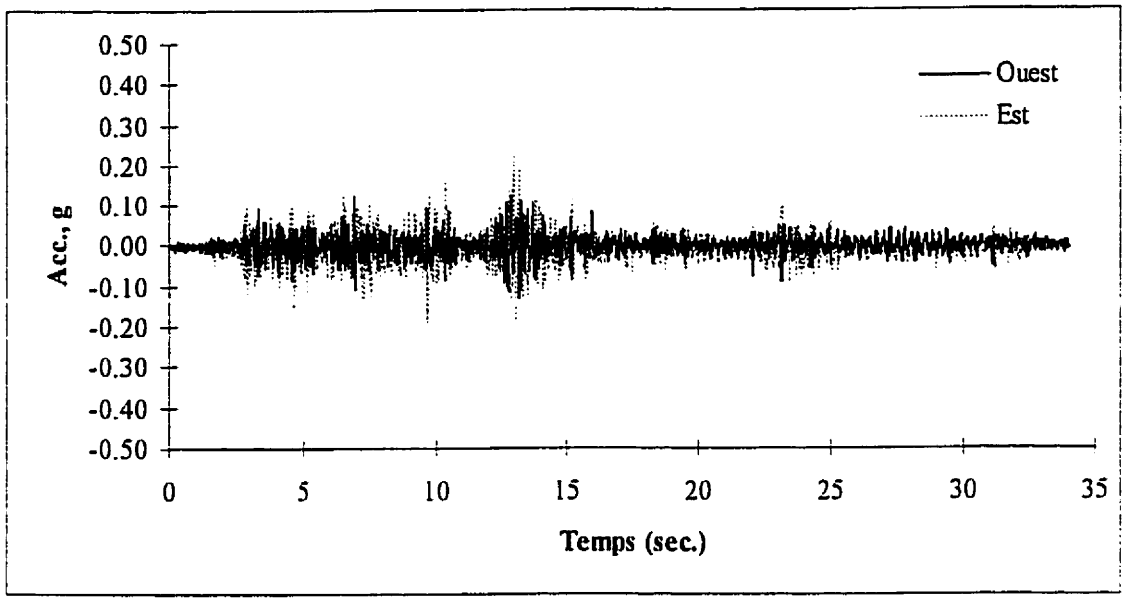


Figure 8.21 Historique des accélérations longitudinales absolues (A25 et A26) au toit, Essai #4

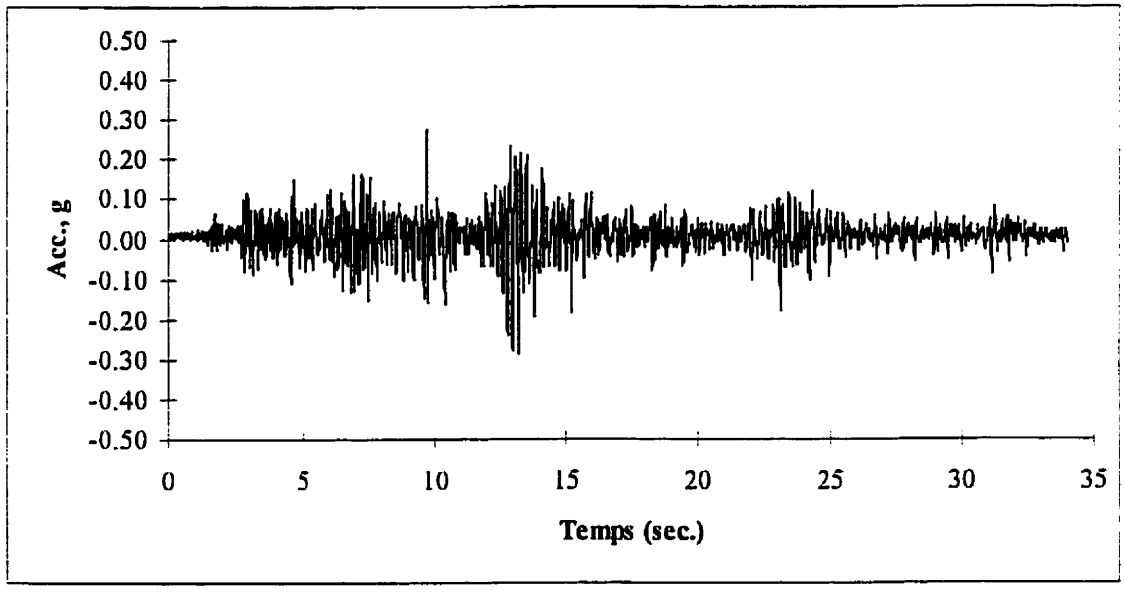


Figure 8.22 Historique des accélérations longitudinales relatives sur le toit, Essai #4

8.1.4 Contreventements longitudinaux

Les contreventements longitudinaux sont ceux qui sont parallèles à la longueur de la structure (8 m). On illustre les historiques des forces pour ces contreventements dans les figures 8.23 et 8.24. Le niveau des forces demeure bas et ne dépasse pas 20% de la force de plastification. Par contre, on remarque une tendance à l'augmentation autour de la 13ième seconde du séisme, ce qui indique une tendance à la rotation de la structure. Puisque les sollicitations sont perpendiculaires à ces contreventements, les historiques des forces et le niveau des efforts dans ces contreventements sont des indications de la réponse torsionnelle de la structure.

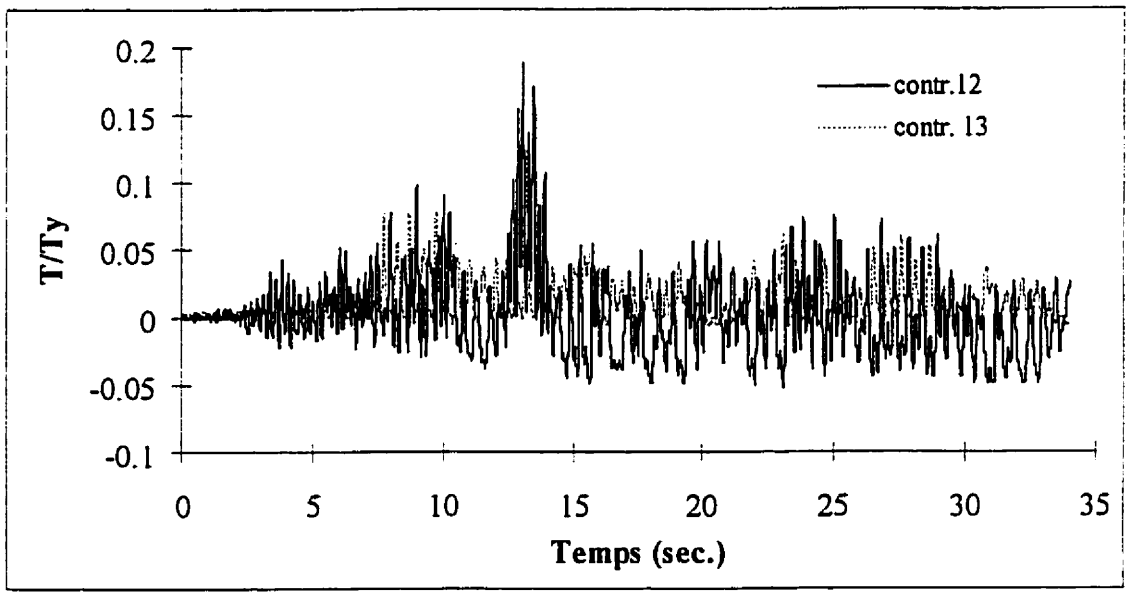


Figure 8.23 Historique des forces, contrevetements #12 et #13, Essai #4

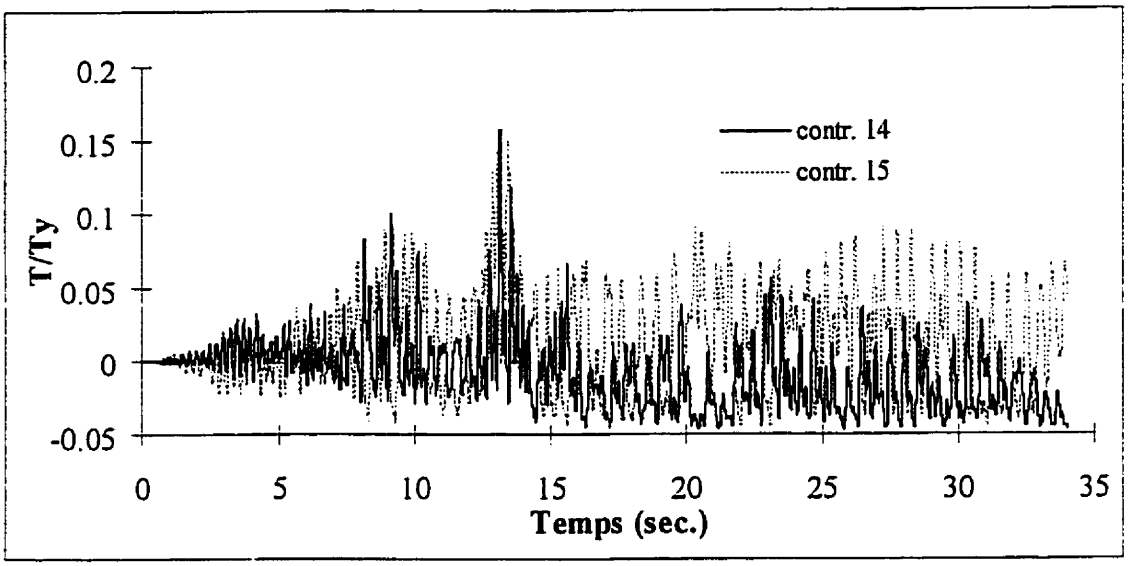


Figure 8.24 Historique des forces contreventements #14 et #15, Essai #4

8.1.5 Déformations en cisaillement au toit

Les déformations en cisaillement au toit ont été mesurées en utilisant les systèmes en X présentés dans la figure 5.21. Au bout de ces X, on a fixé des LVDT pour mesurer les déplacements diagonaux.

Aux figures 8.25 à 8.28, on présente les historiques des déplacements diagonaux de ces quatre systèmes en X. On peut remarquer très clairement une nette tendance à la diminution lorsqu'on s'approche du centre de la structure. Vu que les tuyaux se touchaient dans le X4, on a éliminé un capteur de déplacement (L6).

À figure 8.29, on présente la distribution des efforts de cisaillement maximum dans le toit. On a utilisé l'équation (5-1) pour transformer les déplacements en des déformations en cisaillement, puis l'équation (5-2) pour obtenir les efforts. La figure 5.20 montre le mode de déformation typique d'un X.

On a calculé les forces de cisaillement en se basant sur une rigidité en cisaillement du toit G`=1.54 kN/mm. L'axe `distance` dans la figure 8.29 est le rapport entre la distance du point de mesure et le centre du bâtiment par rapport à la longueur totale du bâtiment. On a considéré que le centre des X était les points des lectures. De plus, on a pris comme hypothèse que la force en cisaillement sur le côté Nord correspondait à la force maximale mesurée dans les contreventements et que la force de cisaillement au centre de la structure était nulle. La courbe statique a été tracée en se basant sur une distribution linéaire de l'effort tranchant au toit, résultant d'une charge horizontale uniformément répartie, ω, qui produit la plastification des diagonales (1.25 kN/m). À la figure 8.29, on remarque qu'en général l'enveloppe des forces en cisaillement mesurées dans le toit est plus élevée que l'enveloppe des forces prédites par l'hypothèse de conception. À la figure 8.78, on illustre la distribution du moment fléchissant sur le toit, qui a été évaluée en calculant l'aire sous la courbe de l'enveloppe de l'effort tranchant au toit. On remarque que le rapport entre le moment dynamique maximum et le moment statique maximum était de 1.67. Toutefois, lorsqu'on normalise ces deux courbes de moment par rapport à leurs valeurs maximales respectives, on trouve que la distribution reste semblable, comme illustré à la figure 8.79.

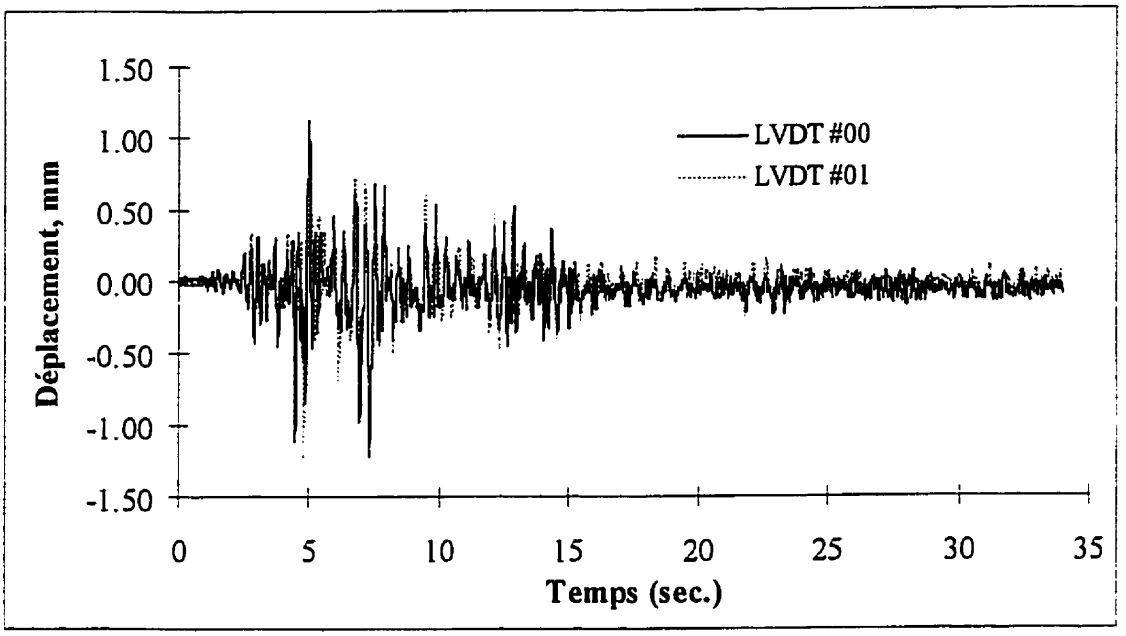


Figure 8.25 Historique des déplacements L00 et L01 pour X1, Essai #4

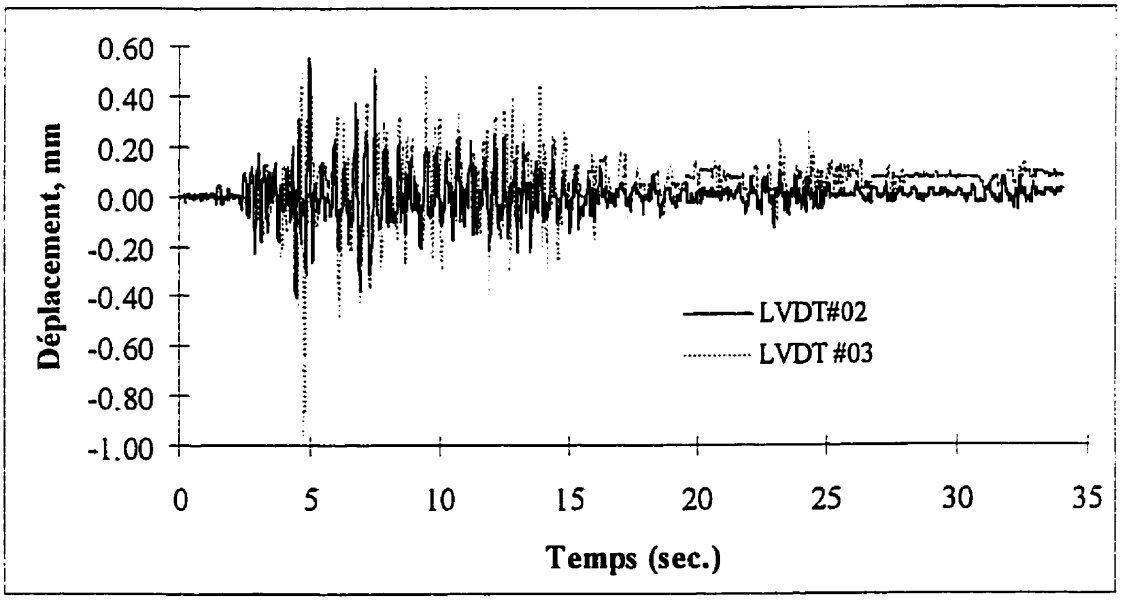


Figure 8.26 Historique des déplacements de L02 et L03 pour X2, Essai #4

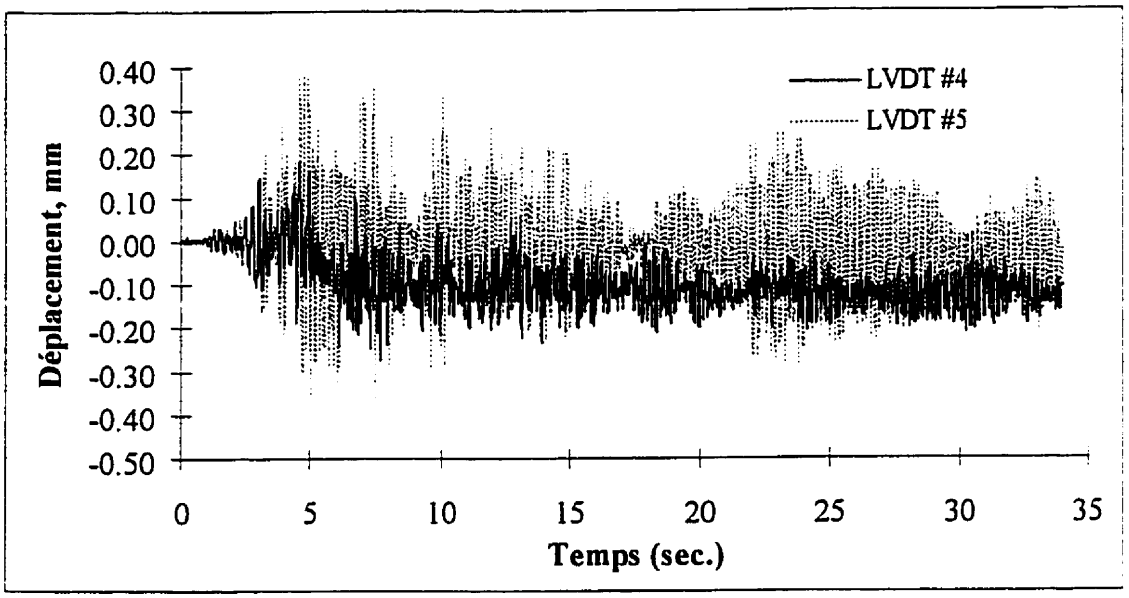


Figure 8.27 Historique des déplacements de L04 et L05 pour X3, Essai #4

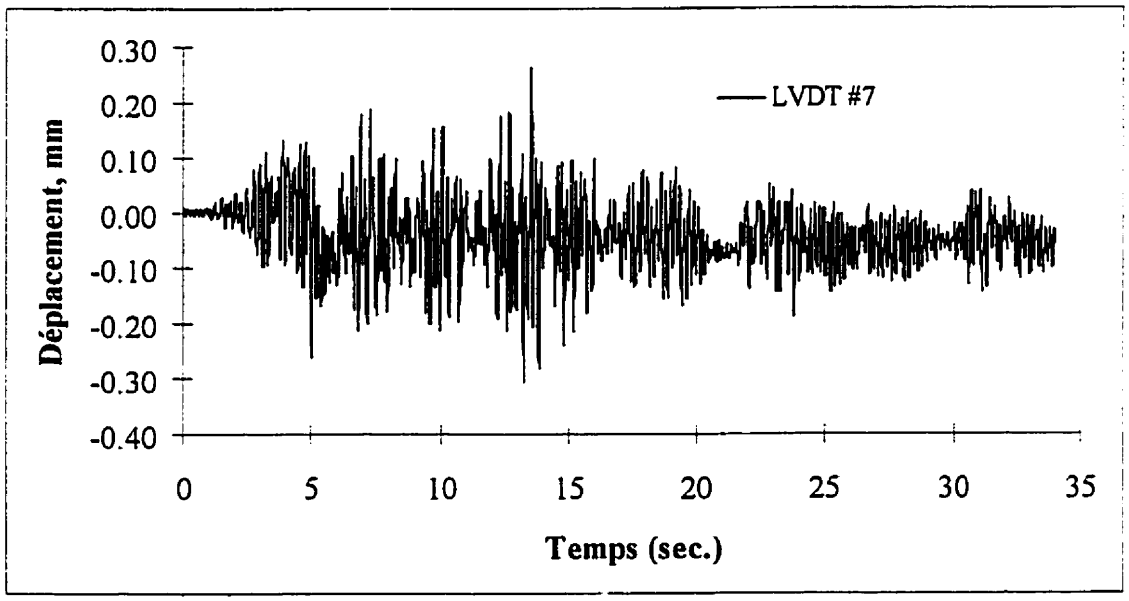


Figure 8.28 Historique des déplacements de L07 pour X4, Essai #4

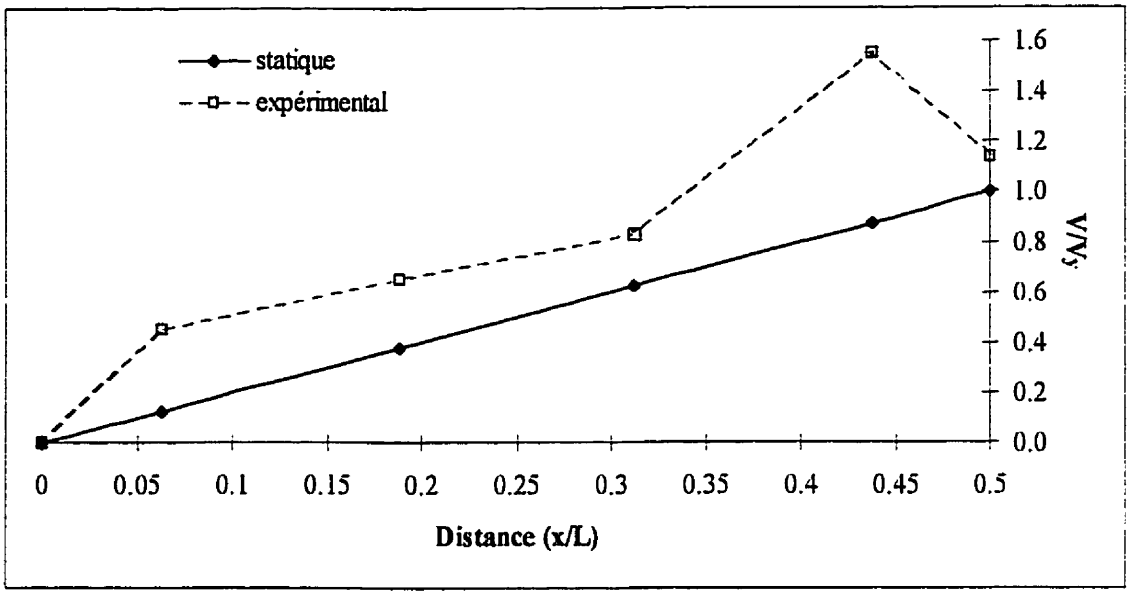


Figure 8.29 Enveloppe des forces en cisaillement, Essai #4

8.2 ESSAI #6

Cet essai est un essai dynamique avec une configuration de masse correspondante à la ville de Victoria, un diaphragme de toit flexible et une excentricité de rigidité. Le séisme utilisé était Puget Sound (1949), avec un pourcentage des amplitudes de 100% des amplitudes normalisées pour Victoria. Il faut préciser que les contreventements les plus rigides ($K_{horizontal}$=2.16 kN/mm) étaient placés sur le côté Nord et les moins rigides ($K_{horizontal}$=0.75 kN/mm) sur le côté Sud de la structure. Par conséquent, le centre de rigidité, CR, était localisé à 1938 mm du centre de la structure, vers le Nord. En se basant sur les positions du centre de masse CM abordées au chapitre V et présentées au tableau 5.4, l'excentricité était de 1932 mm.

Dans cette section, on présente les historiques des déplacements sur le toit, le comportement hystérétique des contreventements latéraux, les historiques des

accélérations sur le toit, le comportement des contreventements longitudinaux et les déformations en cisaillement sur le toit.

8.2.1 Historiques des déplacements au toit.

Le mouvement du toit durant l'excitation dynamique a été capté par des cordes de déplacements (voir figure 5.21) fixées sur une référence indépendante du modèle d'essai et du simulateur sismique. Aux figures 8.30 et 8.31, on illustre les historiques des déplacements vis-à-vis des contreventements. Vu qu'il y a une différence de rigidité entre les contreventements, les déplacements élastiques maximum étaient différents d'un côté et de l'autre du bâtiment. Les déplacements horizontaux élastiques maximum étaient de Y_y=2.33 mm pour les contreventements au Nord, et de Y_y=6.73 mm au Sud. Aux figures 8.30 et 8.31 on a normalisé les déplacements par rapport à ces deux valeurs. On remarque dans ces figures l'influence des effets P-Δ sur le comportement dynamique: après avoir subi des déformations inélastiques, la structure tend à osciller autour d'une position déformée

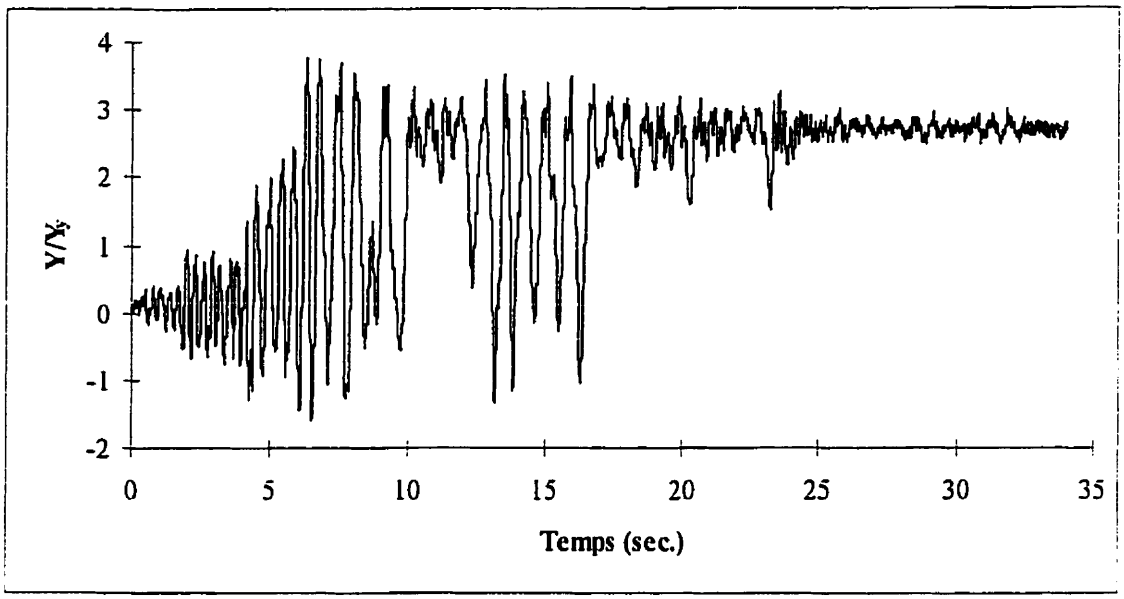


Figure 8.30 Historique des déplacements D3, Nord, Essai #6

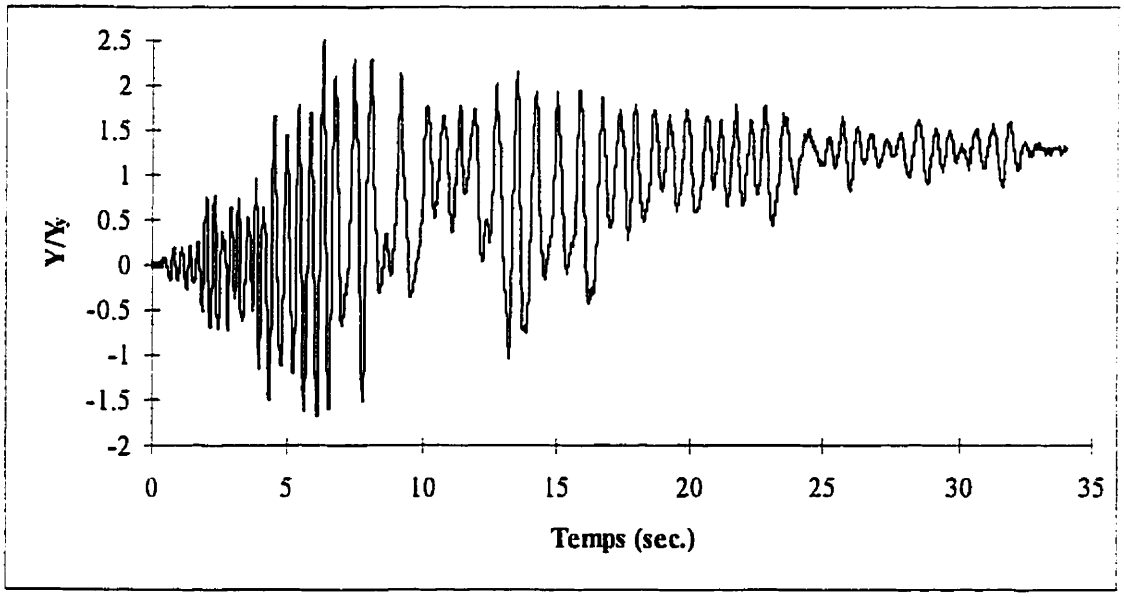


Figure 8.31 Historique des déplacements D7, Sud, Essai #6

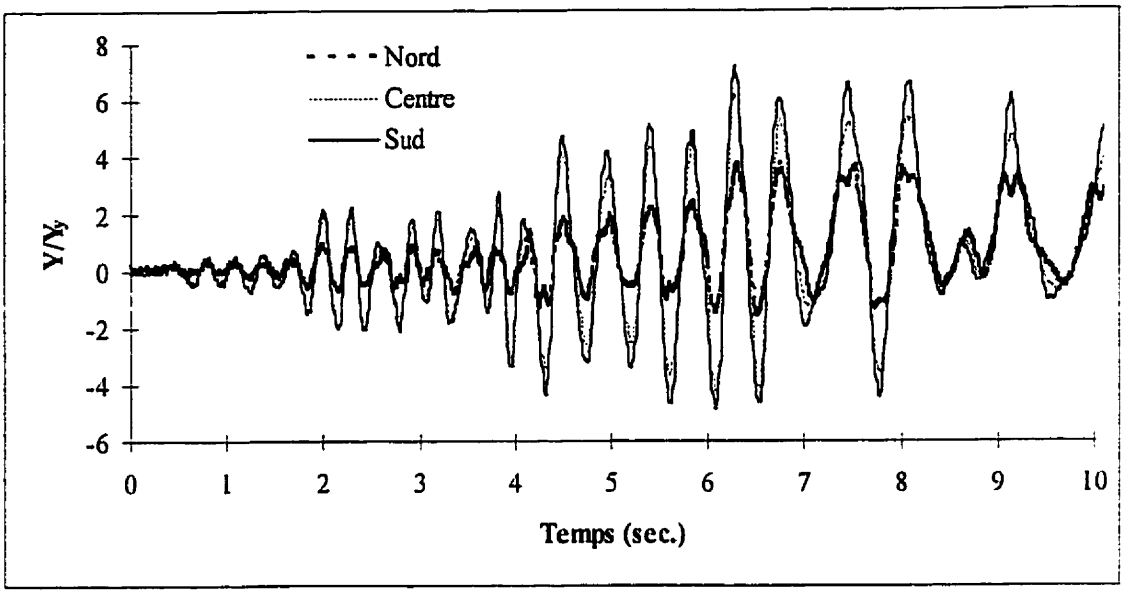


Figure 8.32 Comparaison des historiques des déplacements aux Nord, Sud et Centre, Essai #6

À la figure 8.32, on fait la comparaison entre les historiques des déplacements au Sud, au Nord et au Centre du bâtiment durant les dix premières secondes de l'excitation dynamique. Ces déplacements ont été normalisés par rapport à Y_y=2.33 mm des contreventements du côté Nord. Les déplacements au Sud sont beaucoup plus importants que ceux au Nord. Par contre, la différence est moins importante avec les déplacements au Centre, et la raison est que le diaphragme de toit possède une flexibilité qui lui permet de se déformer dans son propre plan.

8.2.2 Comportement hystérétique des contreventements

Comme mentionné auparavant, les contreventements #8 et #10 représentent les contreventements les plus rigides et #9 et #11 les moins rigides. On a gardé les contreventements utilisés dans le cas symétrique comme contreventements longitudinaux.

Aux figures 8.33 à 8.36 on présente le comportement hystérétique des contreventements latéraux. La ductilité a été calculée en se basant sur les déplacements horizontaux qui correspondent à la première plastification dans chacun des contreventements.

Les valeurs maximum de ductilité dans les contreventements sont présentées dans le tableau 8.4. On peut remarquer un comportement inélastique appréciable, surtout dans le contreventement #8. Le comportement hystérétique du contreventement #9, qui est un contreventement spécial avec des plaques en acier à haute résistance, est présenté à la figure 8.34. On a observé dans ce contreventement un comportement inélastique appréciable (μ=2.49). Cependant, on remarque une certaine tendance à dissiper de l'énergie avec des courbes de chargement-déchargement de forme ovale, ce qui est probablement dû à la plastification en flexion des petites plaques soudées entre les deux plaques en acier à haut résistance. Ce phénomène avait été observé dans un pré-test en traction.

Aux figures 8.35 et 8.36, on montre le comportement hystérétique des contreventements #10 et #11. On peut remarquer le faible comportement inélastique dans ces deux contreventements. Les valeurs de ductilité étaient de 1.59 et 1.68, respectivement. De plus, dans la figure 8.34, on peut apprécier la forme ovale des courbes de chargement-déchargement dans le domaine élastique du contreventement.

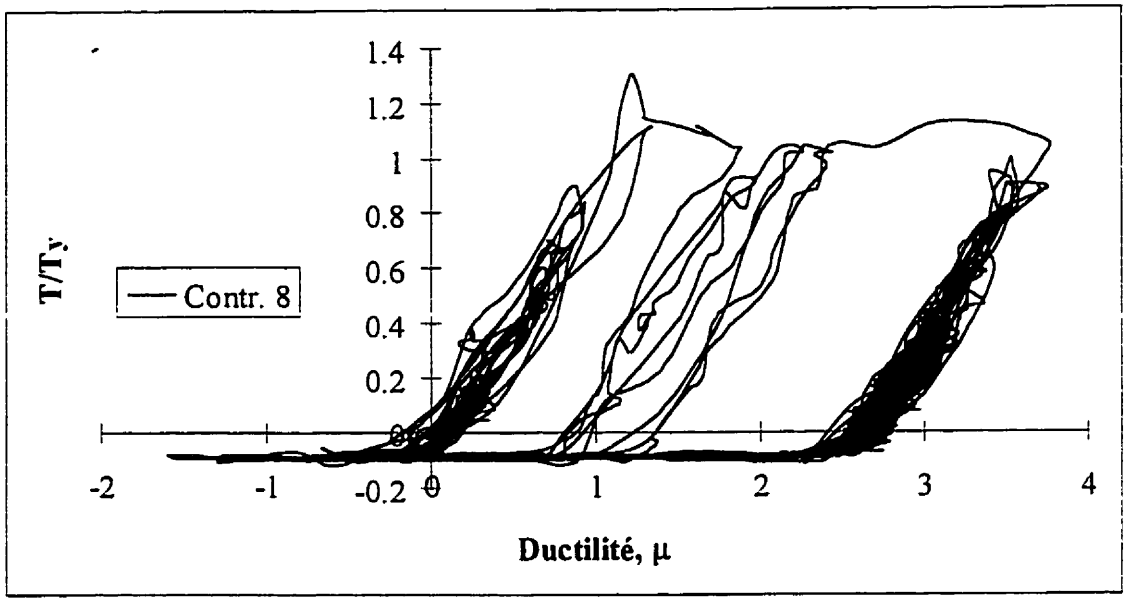


Figure 8.33 Comportement hystérétique contreventement #8, Essai #6

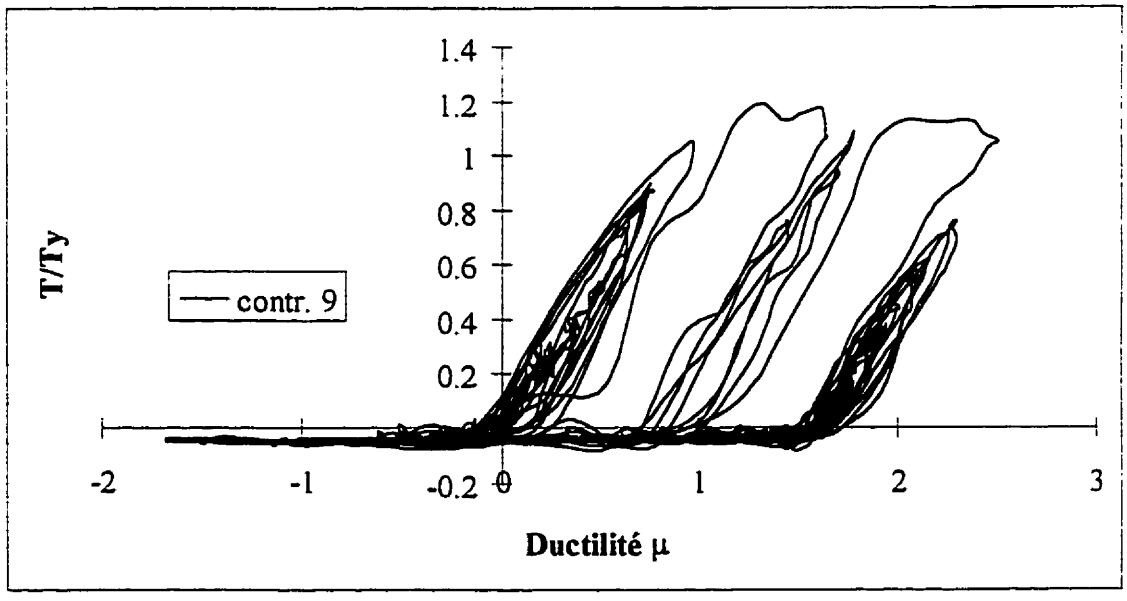


Figure 8.34 Comportement hystérétique contreventement #9, Essai #6

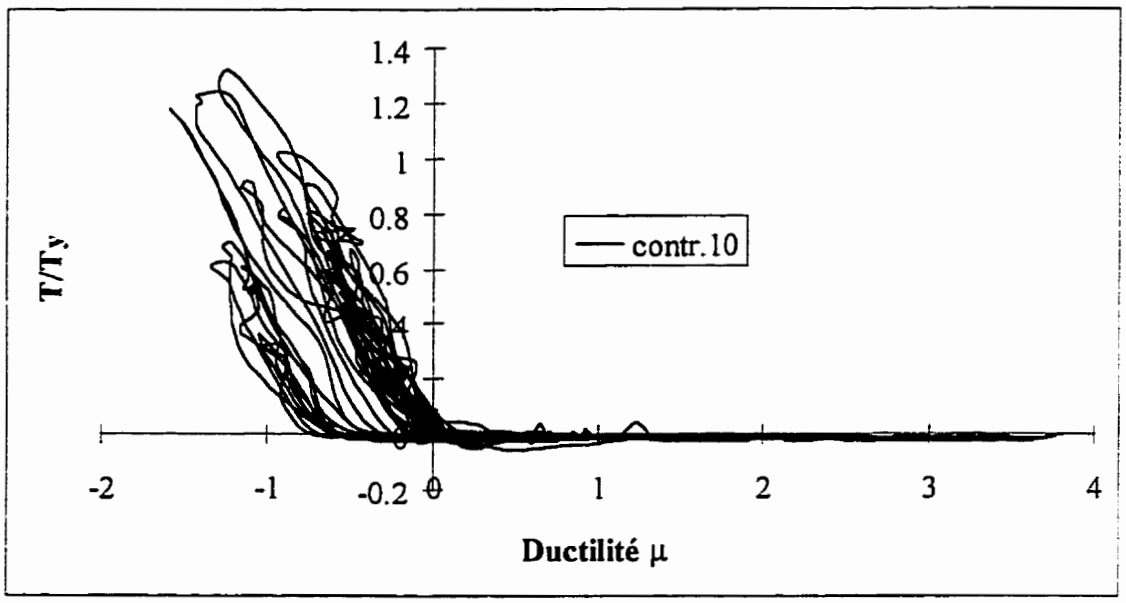


Figure 8.35 Comportement hystérétique contreventement #10, Essai #6

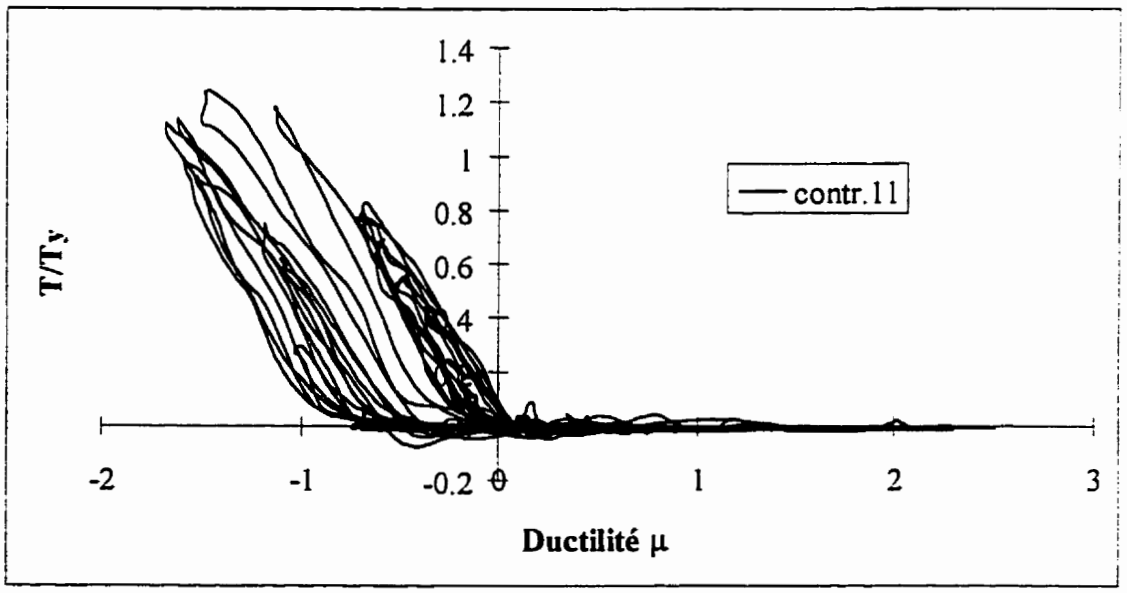


Figure 8.36 Comportement hystérétique contreventement #11, Essai #6

Tableau 8.4 Valeurs maximales de Y/Yy et T/Ty

	T_{max}/T	Y/Yy	$\varepsilon_{sh}/\varepsilon$	$d\varepsilon/dt$	Eq. (2.65)
Contr. 8	1.3	3.77	8.09	82×10^{-3}	1.15
Contr. 9	1.19	2.49	9.78	52×10^{-3}	1.14
Contr. 10	1.32	1.59	8.09	212×10^{-3}	1.17
Contr. 11	1.23	1.68	9.39	49×10^{-3}	1.14

Dans le tableau 8.4, on présente les valeurs maximum de T/T_y pour chaque contreventement. Dans ce cas, les valeurs varient entre 1.19 et 1.32, ce qui dépasse les valeurs de l'essai #4. Toutefois, on note que les contreventements avec sections réduites ont subi des augmentations de la résistance relativement importante, soient de 30% pour le contreventement #8 et de 32% pour le contreventement #10. Dans le même tableau, on présente le rapport entre la déformation à l'écrouissage de l'acier et la déformation au moment de plastification dans chaque contreventement. Cette dernière a été évaluée sur la longueur de la section réduite. De plus, on présente les valeurs maximum du taux de déformation, ainsi que les valeurs des facteurs d'impact calculées en se basant sur l'équation (2-65). On note une différence importante entre les valeurs de l'équation et celles mesurées expérimentalement, ce qui suggère que l'acier utilisé dans le modèle est plus sensible aux effets du taux de déformation que ne le prévoit l'équation (2-65).

Aux figures 8.37 et 8.38, on présente les historiques des forces dans les contreventements latéraux. En général, les contreventements avec la rigidité la plus élevée ont atteint des niveaux de force plus élevés.

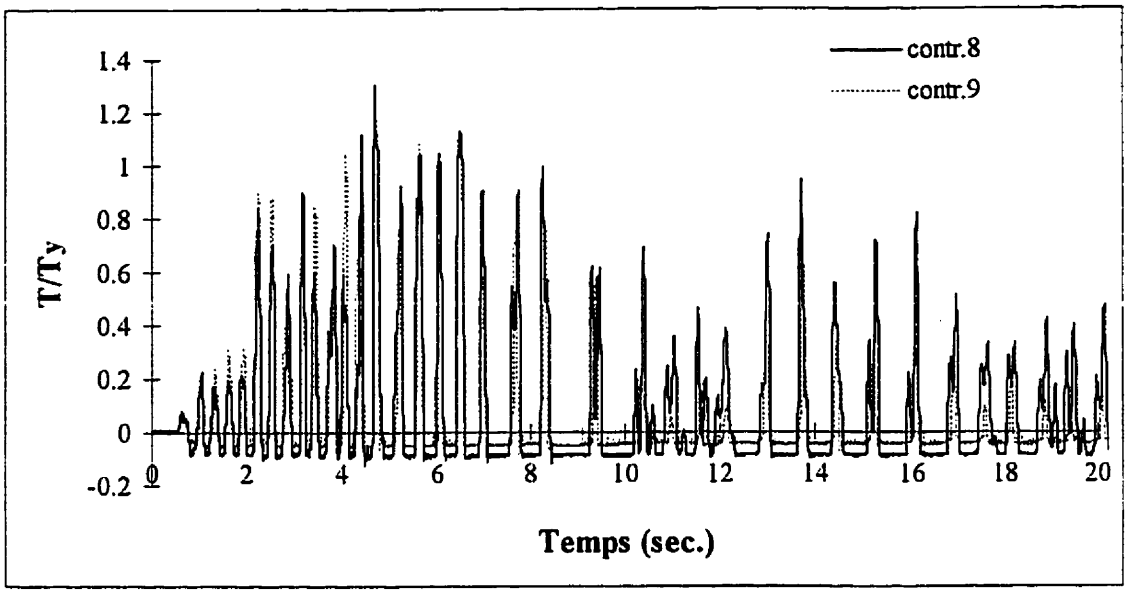


Figure 8.37 Historiques des forces contr. #8 et #9, Essai #6

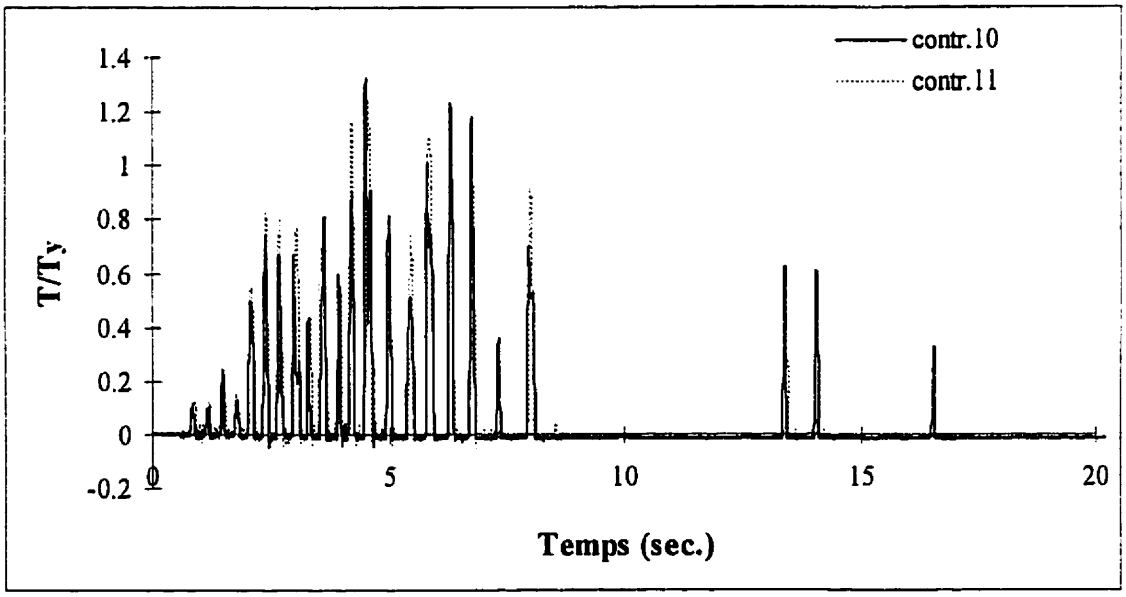


Figure 8.38 Historiques des forces contr. #10 et #11, Essai #6

8.2.3 Historiques des accélérations au toit

Les historiques des accélérations au toit sont présentés aux figures 8.39 à 8.42. De plus, l'historique des accélérations horizontales sur le cadre rigide est illustré dans la figure 8.39. On remarque que les accélérations augmentent lorsqu'on se déplace des contreventements rigides vers les contreventements flexibles. Les valeurs maximum des accélérations sur le toit, ainsi que les facteurs d'amplification dynamique sont présentés dans le tableau 8.5. Le plus haut facteur d'amplification est de 2.38 et il se situe vis-à-vis des contreventements flexibles. Ces résultats peuvent indiquer que la position de la résultante des forces d'inertie est plutôt dans la moitié Sud du toit. À la figure 8.45, on montre la variation de la position de l'application de la force d'inertie résultante par rapport au centre de masse, CM. Sur cette figure, une position nulle indique que la résultante passe par CM et une valeur négative indique la résultante se situe au Sud du CM. Cette position a été calculée en multipliant les historiques des accélérations au toit par les masses tributaires correspondantes. Pour des raisons de stabilité mathématique, on a fixé un seuil inférieur pour la force résultante calculée, au-dessous de laquelle on a supposé que la position de l'application des forces d'inertie coïncidait avec le CM. Ce seuil était de 2.4 kN, ce qui représente environ 25% de la force de cisaillement totale maximale au toit, $2V_y$. De plus, à la figure 8.45, on ne présente que l'historique correspondant aux fortes amplitudes du séisme, soit entre 3 s et 9 s. On remarque dans la même figure que cette position varie sensiblement, mais on a plus de pics dans la moitié Sud. Cependant, les variations maximales ont eu lieu du côté Nord. Il faut mentionner qu'on a conservé la même convention de signes que pour les instruments de mesure.

Tableau 8.5 Valeurs des accélérations maximales et des facteurs d'amplification

	Acc. max	Ampl.
Séisme	0.26 g	1
Nord	0.38 g	1.46
N-C	0.36 g	1.38
Centre	0.36 g	1.38
C-S	0.40 g	1.54
Sud	0.62 g	2.38

Les historiques des accélérations longitudinales sont illustrés à la figure 8.43. Ces signaux représentent une indication de la réponse torsionnelle du bâtiment. L'historique des accélérations relatives est présenté à la figure 8.44. L'accélération longitudinale maximale atteinte était de 0.21 g pour le côté Est et 0.20 g pour le côté Ouest. Toutefois, l'accélération relative, qui est la différence entre les deux historiques, a atteint un maximum de 0.38 g.

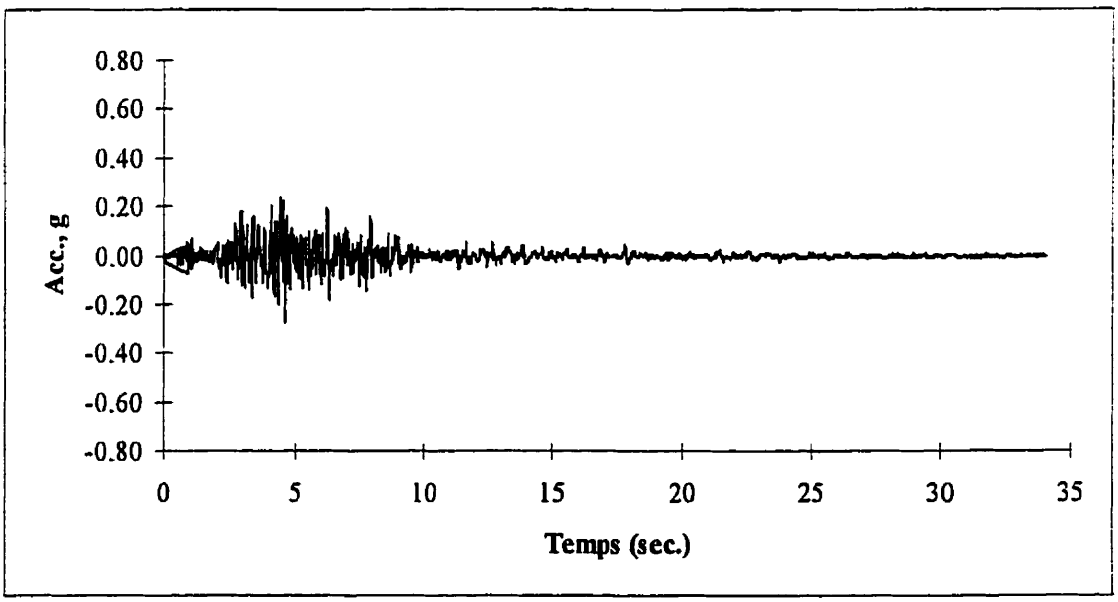


Figure 8.39 Historique des accélérations absolues A23 sur le cadre rigide, Essai #6

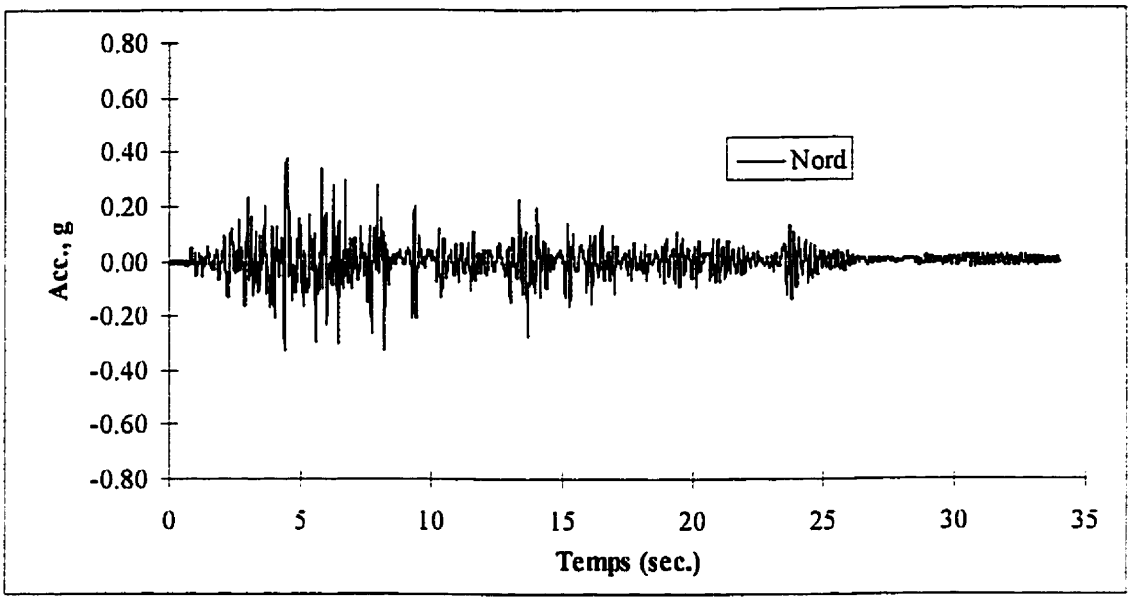


Figure 8.40 Historique des accélérations au toit A18, Nord, Essai #6

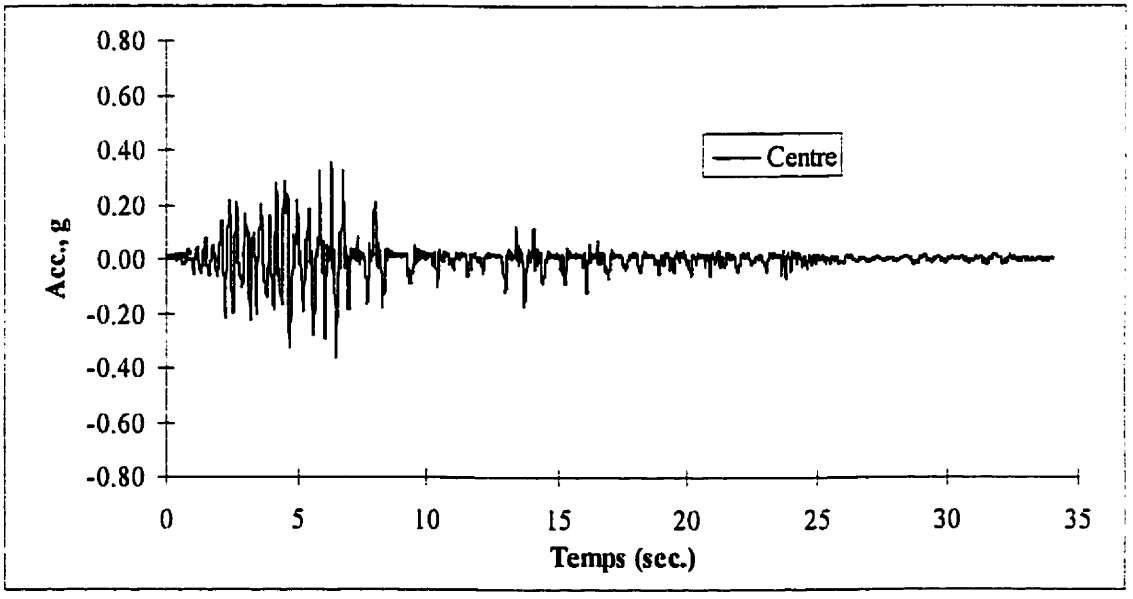


Figure 8.41 Historique des accélérations au toit A20, Centre, Essai #6

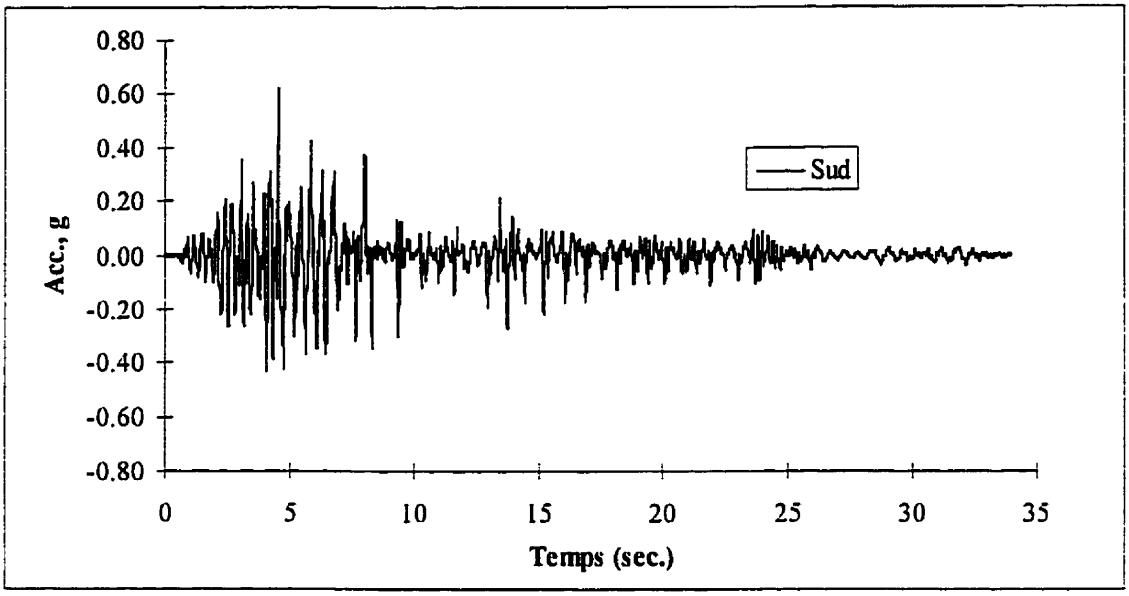


Figure 8.42 Historique des accélérations au toit A22, Sud, Essai #6

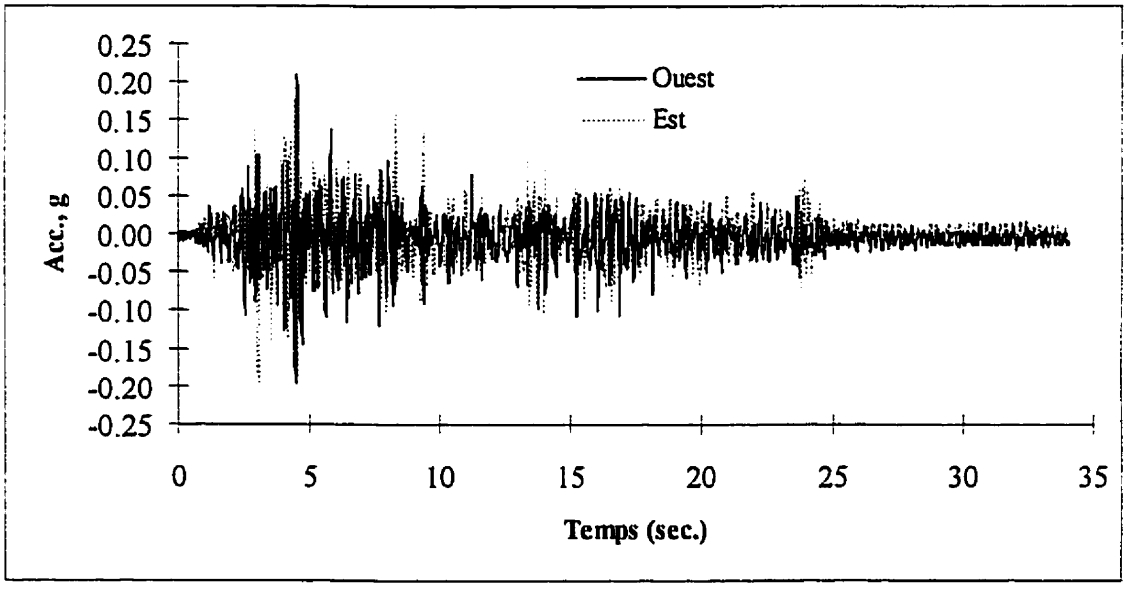


Figure 8.43 Historiques des accélérations longitudinales au toit, A25 et A26 , Essai #6

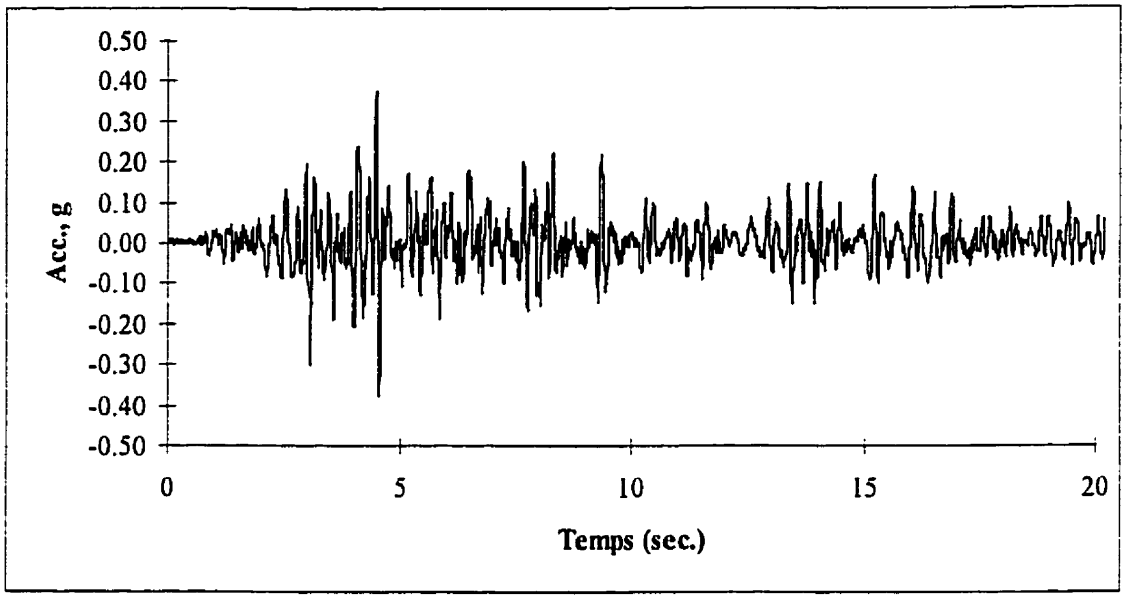


Figure 8.44 Historique des accélérations longitudinales relatives, Essai #6

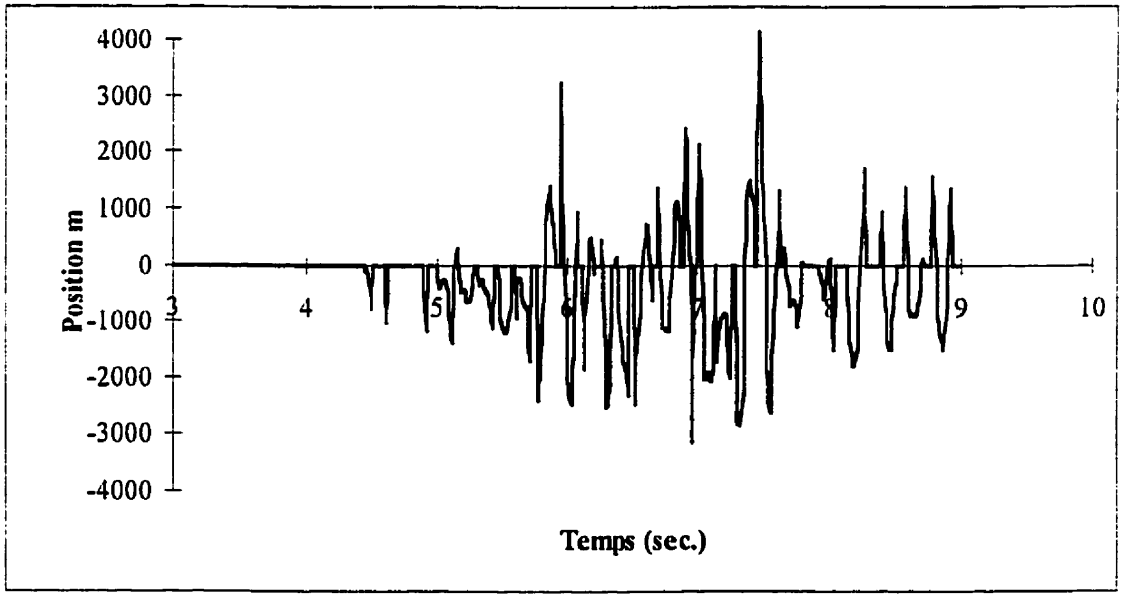


Figure 8.45 Position de la résultante des forces d'inertie, Essai #6

8.2.4 Contreventements longitudinaux

Les contreventements longitudinaux sont ceux disposés parallèlement à la longueur de la structure. Dans les figures 8.46 et 8.47, les historiques des forces dans ces contreventements sont présentés. Les forces sont normalisées par rapport à la force statique de plastification. On peut clairement voir que les efforts n'ont pas dépassé 0.4 T_y. Toutefois, on remarque que les contreventements les plus sollicités étaient #12 et #15 (voit figure 5.21). Ces deux contreventements se trouvaient doublement opposés (direction et côté). Par conséquent, cette similitude des historiques est une indication de la réponse torsionnelle du bâtiment. De plus, on remarque clairement le déphasage entre les historiques des contreventements parallèles (ex. contreventements #12 et #13).

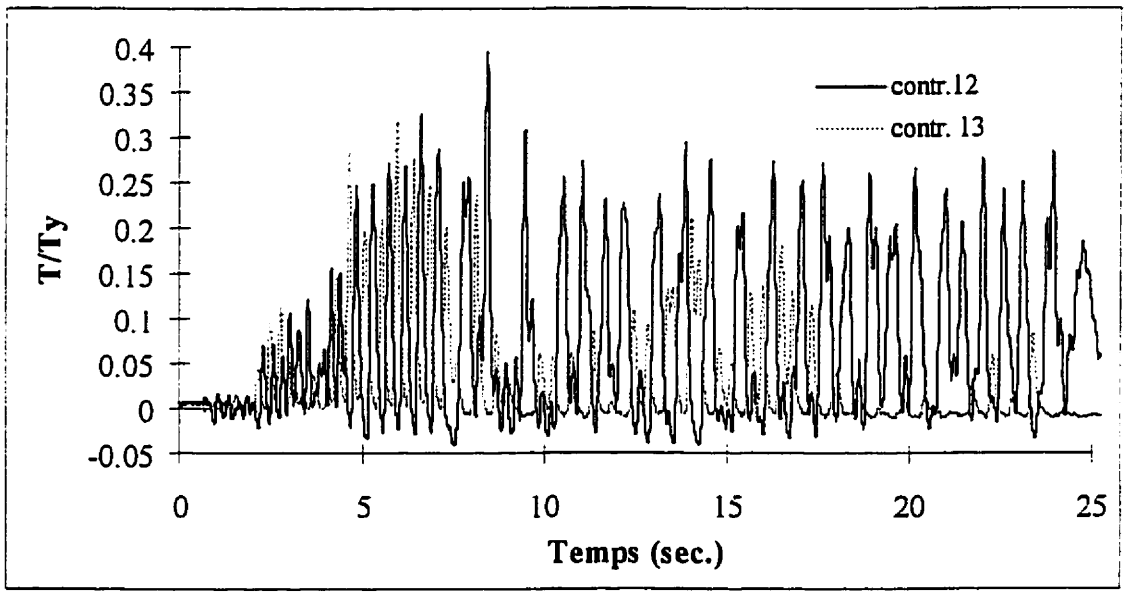


Figure 8.46 Historiques des forces contreventements #12 et #13, Essai #6

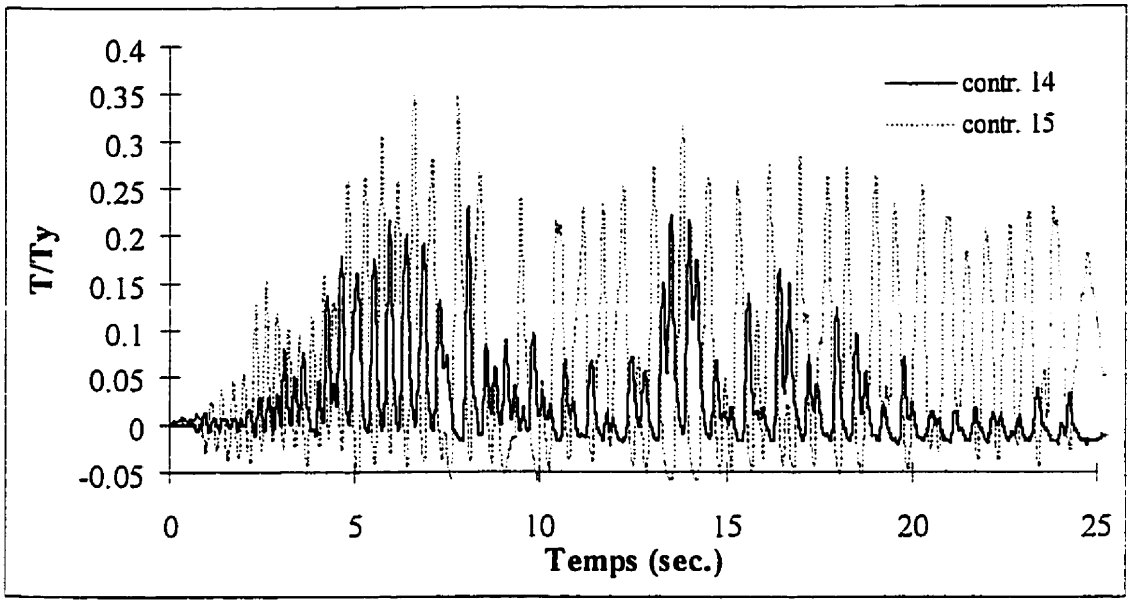


Figure 8.47 Historiques de force contreventements #14 et #15, Essai #6

8.2.5 Déformations en cisaillement au toit

À la figure, 8.48 on présente les historiques des mesures des capteurs de déplacements LVDT #00 et LVDT #01, qui étaient attachés au toit (voir figure 5.21) dans le premier système en X (X1). Il faut mentionner que chaque paire de LVDT représente un système en X. On remarque que l'historique du capteur de déplacement LVDT #00 est l'inverse de l'historique du capteur LVDT #01.

En se basant sur les équations (5-1) et (5-2), on a calculé l'enveloppe des forces mesurées expérimentalement de cisaillement dans le toit. On compare dans la figure 8.49 la distribution de ces efforts à la distribution des efforts de cisaillement prédits lors de la conception. Ces distributions sont en fonction de la distance entre le centre du système en X et le côté Nord de la structure. On a normalisé ces forces par rapport à la composante horizontale de la force de plastification d'un contreventement, V_y.

En utilisant les données présentées à figure 8.49, on a calculé la distribution des moments, en calculant l'aire sous la courbe de l'enveloppe de l'effort tranchant de cisaillement. À la figure 8.50, on compare la distribution des moments calculée d'après les données expérimentales et la distribution lorsqu'on applique une charge statique distribuée uniformément (figure 2.2). Comme on le remarque à la figure 8.50, on a indiqué deux courbes expérimentales. La courbe "expérimental" est celle où on a normalisé les moments dynamiques par rapport au moment statique maximum. Le rapport entre le moment dynamique maximum et statique maximum est de 2.38. Toutefois, lorsqu'on normalise la courbe de distribution des moments dynamiques par rapport à son propre maximum, on remarque que l'allure de la distribution des moments est similaire entre le cas dynamique et statique.

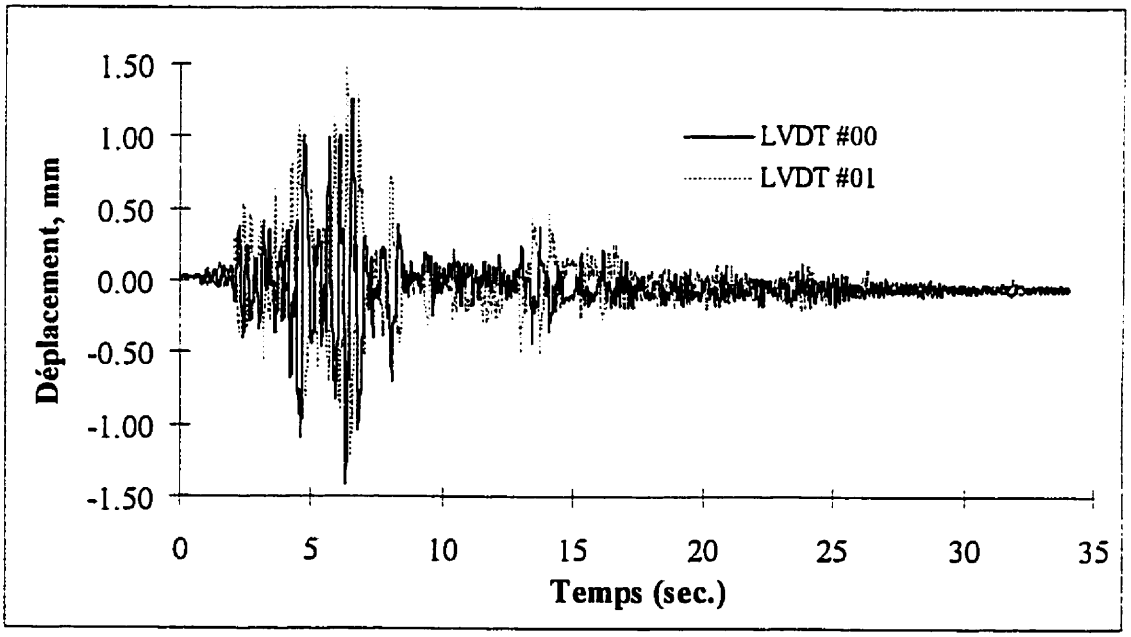


Figure 8.48 Historiques de déplacement des L00 et L01 pour X1, Essai #6

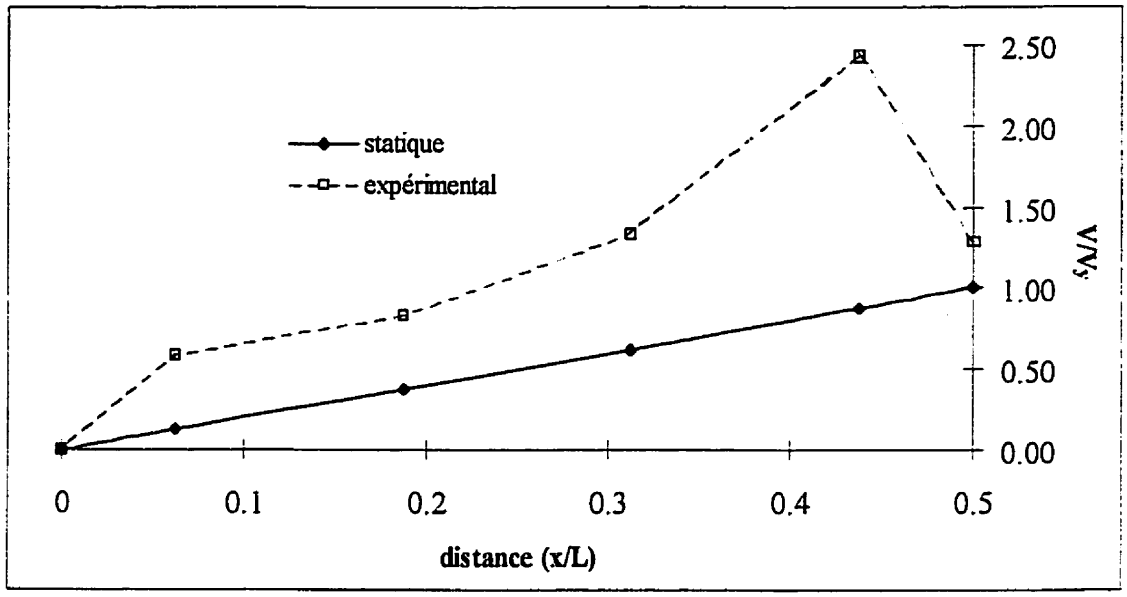


Figure 8.49 Enveloppe des forces en cisaillement, Essai #6

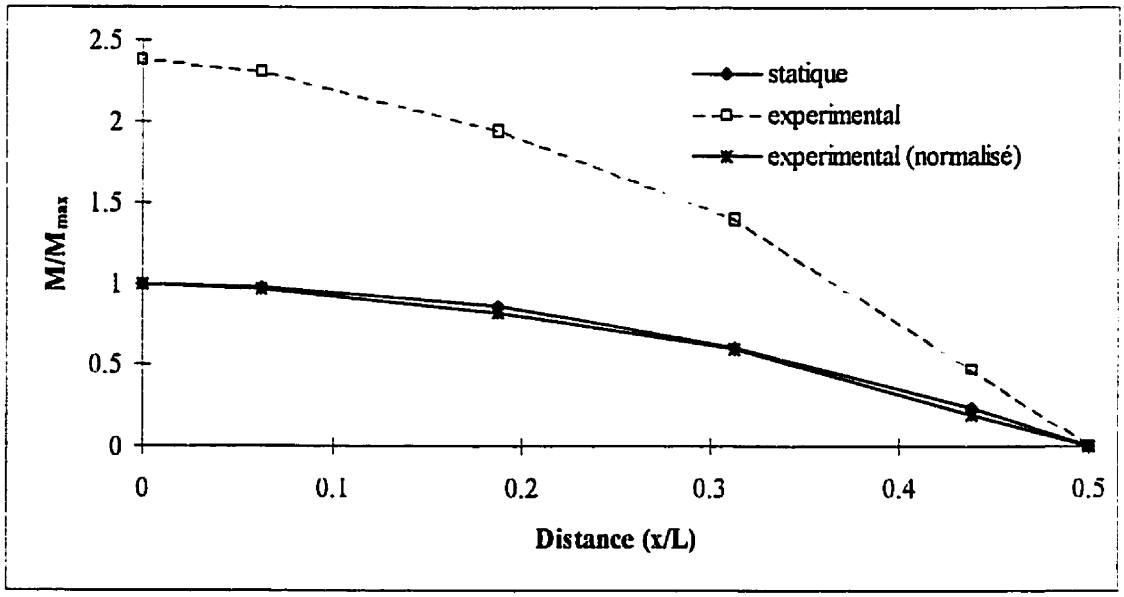


Figure 8.50 Distribution des moments normalisés sur le toit, Essai #6

8.3 ESSAI #7

Cet essai est un essai avec un diaphragme de toit flexible, une configuration de masse correspondante à la ville de Victoria et une excentricité de résistance. Les contreventements les plus résistants ont été placés sur le côté Nord du bâtiment, alors que les contreventements les moins résistants étaient sur le côté Sud. Le pourcentage des amplitudes du séisme normalisé considéré était de 70%. Ce choix a été fait afin de minimiser le risque d'une instabilité dans la structure due à des déformations excessives.

Dans cette section, on présente les historiques des déplacements au centre du toit vis-à-vis des contreventements, le comportement hystérétique des contreventements latéraux, les historiques des accélérations au toit et le comportement des contreventements longitudinaux.

8.3.1 Historiques des déplacements

Les figures 8.51 et 8.52, montrent les historiques des déplacement vis-à-vis des contreventements. Pour le côté Nord (contreventements #8 et #10), le déplacement horizontal correspondant à la première plastification était de Y_y=4.51mm et, pour le côté Sud, de Y_y=1.61mm. En observant la figure 8.51 on peut clairement voir que les contreventements sur le côté Nord sont demeurés dans le domaine élastique. Par contre, les contreventements les moins résistants ont eu un comportement plastique appréciable.

À la figure 8.53, on fait la comparaison entre les historiques des déplacements aux Nord, Centre et Sud de la structure. Ces déplacements ont été normalisés par rapport au déplacement plastique des contreventements les moins résistants (Y_y=1.61mm). On remarque que les déplacements au centre et au Sud sont en phase. Pour les déplacements

au Nord, ils sont identiques aux déplacements au Sud jusque à la première plastification du contreventement #11.

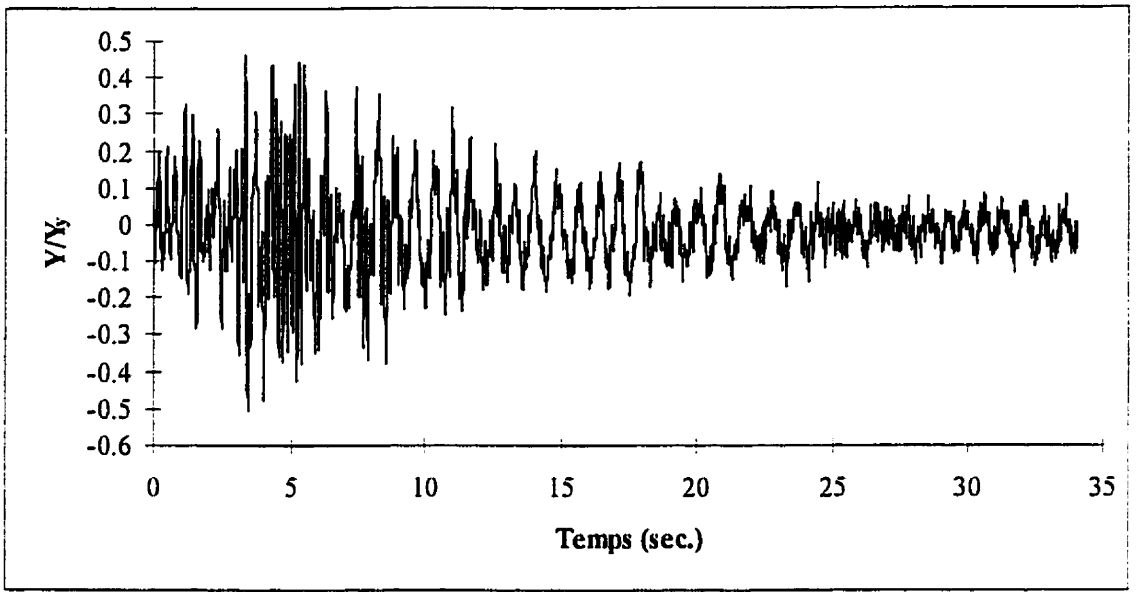


Figure 8.51 Historique des déplacements D3, Nord, Essai #7

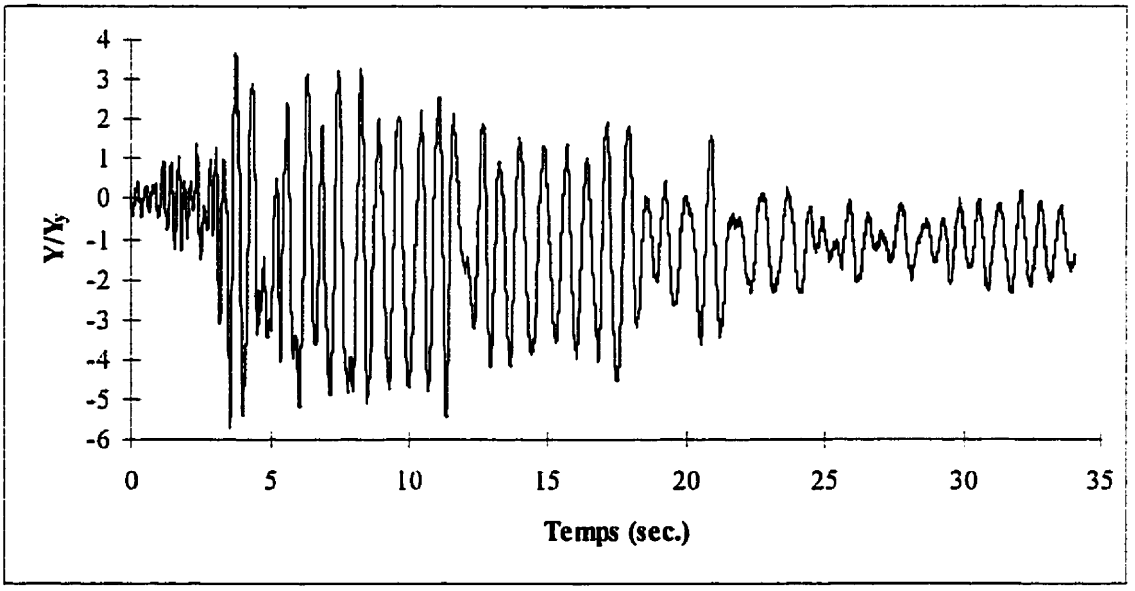


Figure 8.52 Historique de déplacements D7, Sud, Essai #7

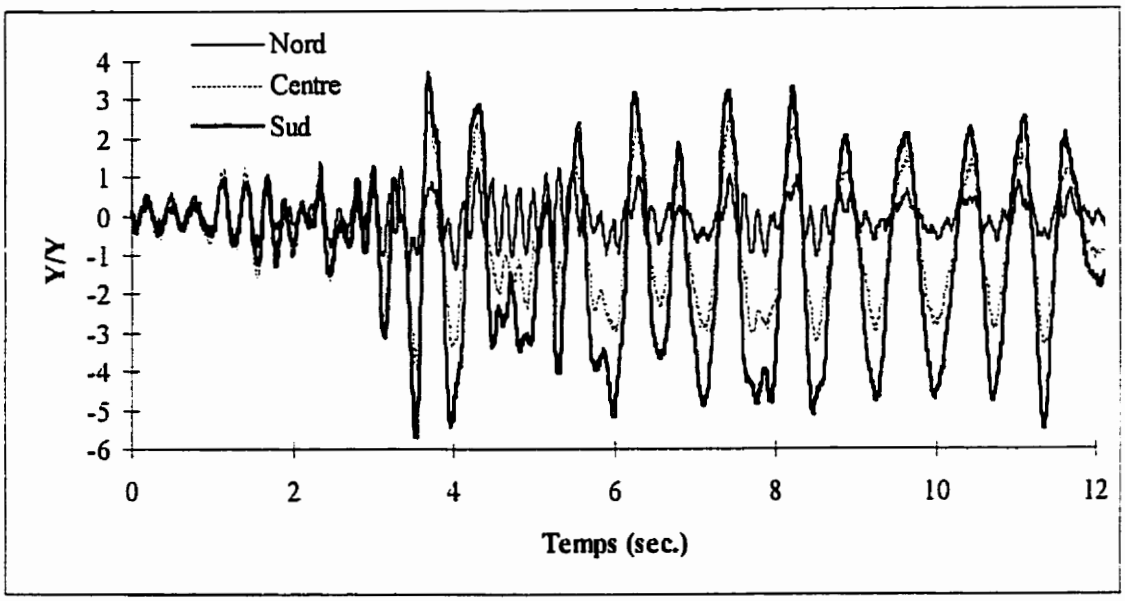


Figure 8.53 Comparaison entre les historiques des déplacement au Nord, au Sud et au Centre, Essai #7

8.3.2 Comportement hystérétique des contreventements

Dans les essais statiques, on a évalué les rigidités de ces contreventements. On a trouvé que les contreventements #8 et #10 avaient une rigidité de 1.68 kN/mm et une résistance de 13.35 kN, alors que les contreventements #9 et #11 avaient une rigidité de 1.57 kN/mm et une résistance de 3.35 kN.

Aux figures 8.54 à 8.57, on présente le comportement hystérétique des contreventements. Les forces ont été normalisées par rapport aux forces statiques de plastification. Dans le tableau 8.6, on présente les valeurs maximales des forces et des déplacements normalisés. On remarque que l'augmentation de la résistance et le haut

taux de déformation dans les contreventements #9 et #11 ont engendré des rapports F_{yd}/F_{ys} dans ces contreventements de 1.17 et 1.18, respectivement.

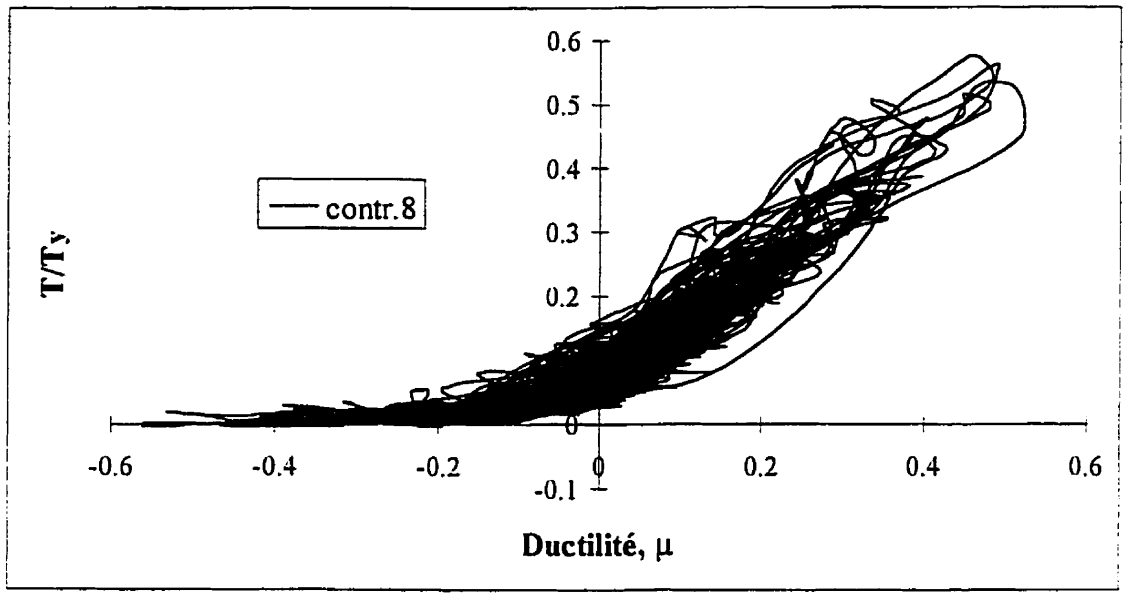


Figure 8.54 Comportement hystérétique contreventement #8, Essai #7

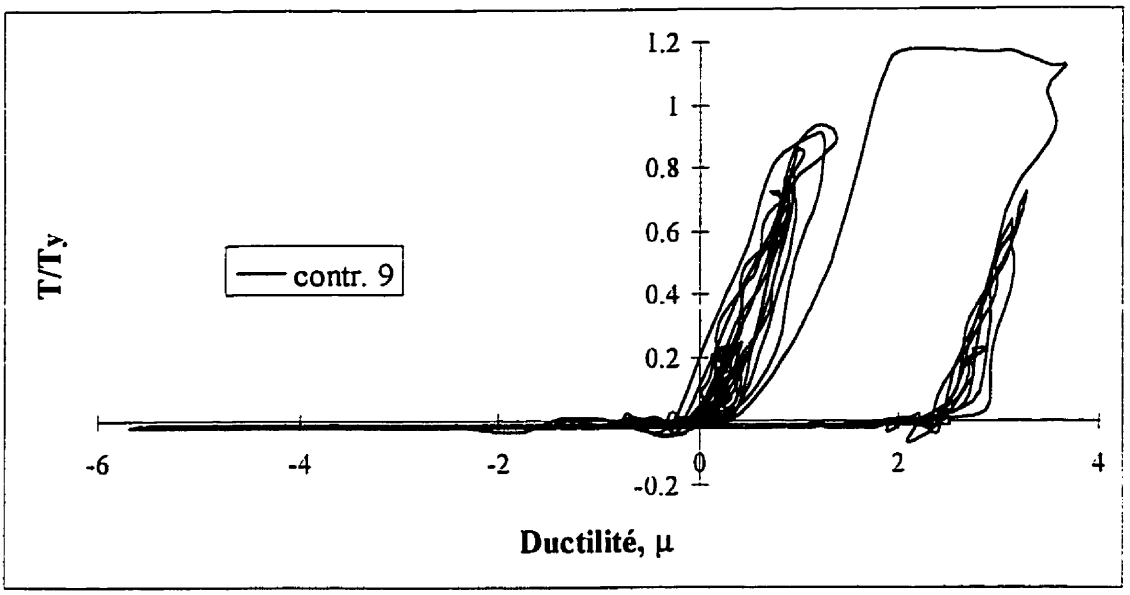


Figure 8.55 Comportement hystérétique contreventement #9, Essai #7

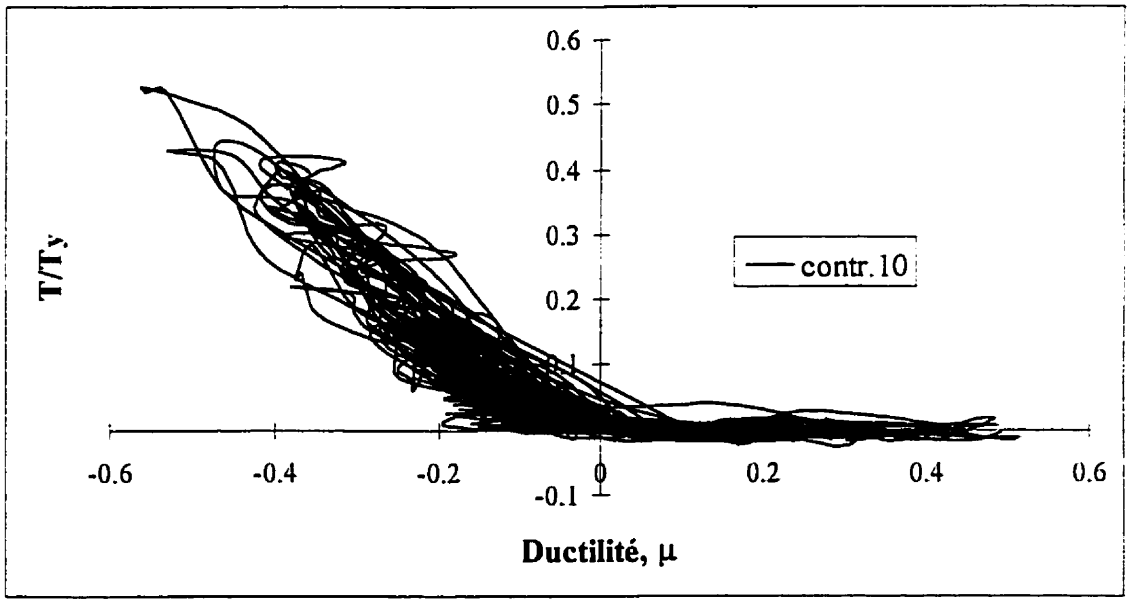


Figure 8.56 Comportement hystérétique contreventement #10, Essai #7

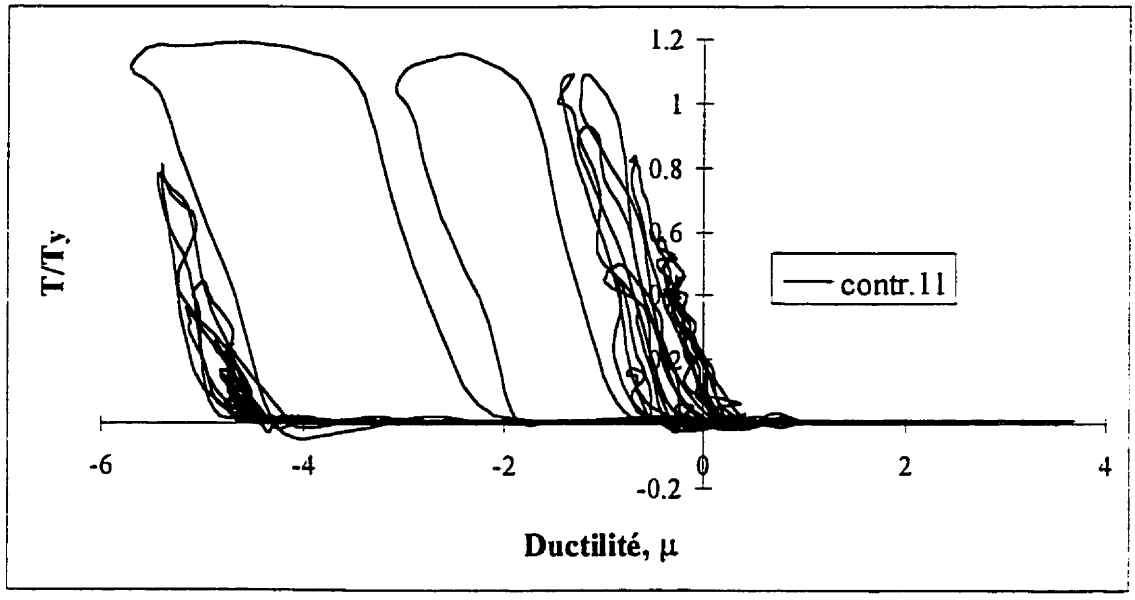


Figure 8.57 Comportement hystérétique contreventement #11, Essai #7

Tableau 8.6 Valeurs maximales de Y/Yy et T/Ty, Essai #7

	T_{max}/T	Y/Yy
Contr. 8	0.57	0.51
Contr. 9	1.17	3.7
Contr. 10	0.53	0.56
Contr. 11	1.18	5.7

Dans les figures 8.58 et 8.59, on illustre les historiques des forces normalisées dans les contreventements latéraux. Ces forces ont été normalisées par rapport à la composante horizontale de la force de plastification des contreventements les moins résistants (#9 et #11). On remarque que les contreventements #8 et #10 ont été les plus sollicités en termes de force.

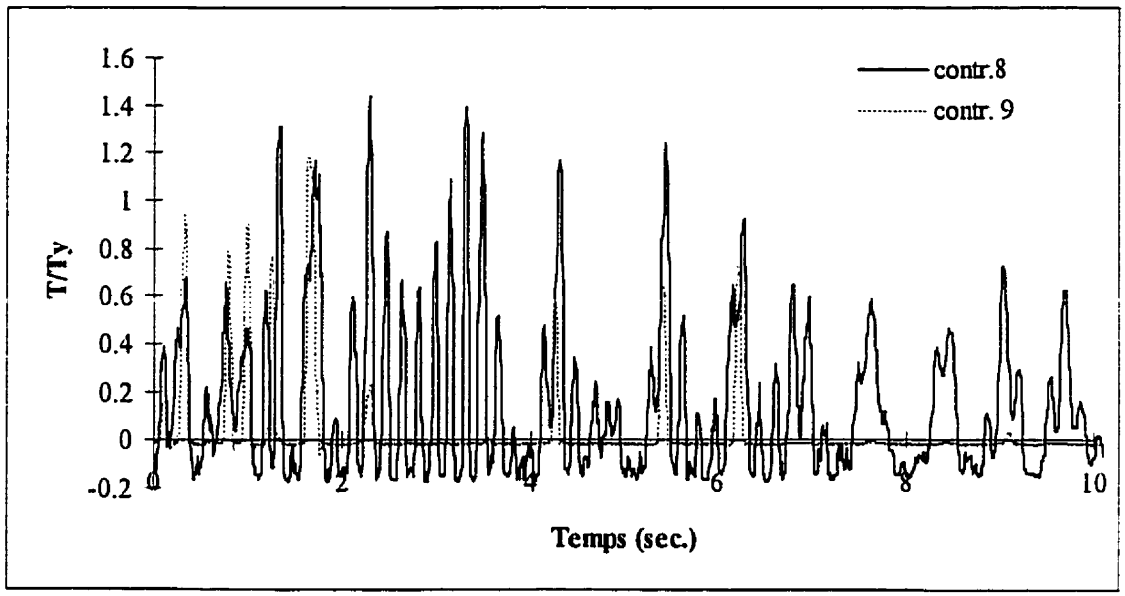


Figure 8.58 Historiques des forces contreventements #8 et #9, Essai #7

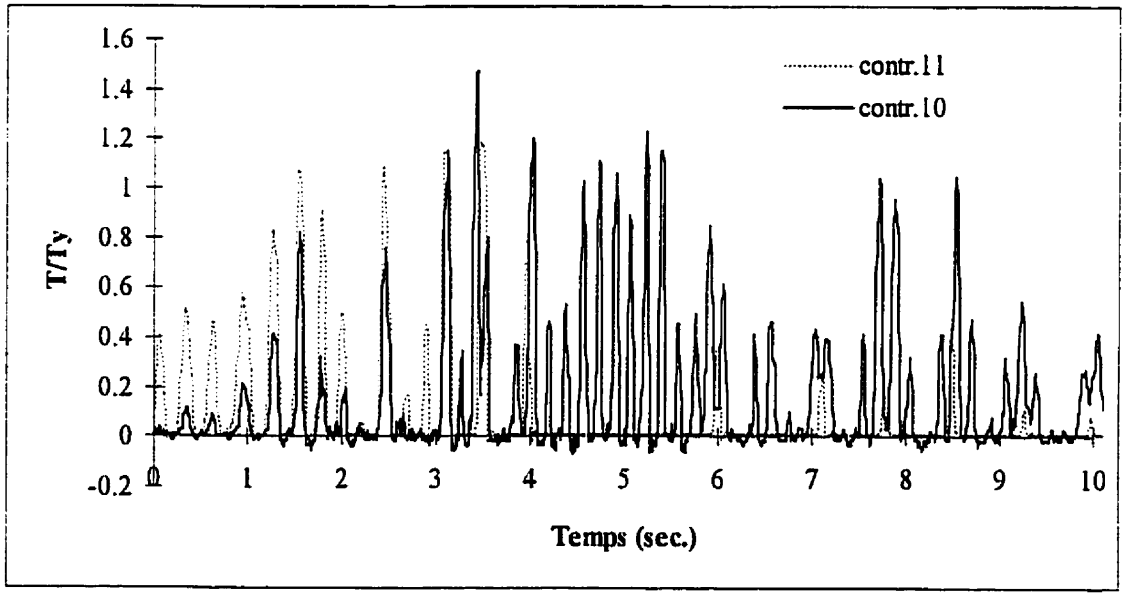


Figure 8.59 Historiques des forces contreventements #10 et #11, Essai #7

8.3.3 Historiques des accélérations

Dans l'essai #7, on a appliqué de 70% des amplitudes normalisées du séisme Puget Sound. Aux figures 8.60 à 8.63, on présente les historiques des accélérations enregistrées au toit. Dans le tableau 8.7, on présente les valeurs maximum des accélérations enregistrées au toit ainsi que le rapport entre ces accélérations et l'accélération maximum sur le cadre. On peut voir que les accélérations au quart de la portée sont relativement plus importantes que celles au centre de la structure. Si on observe la figure 8.63, on remarque le déphasage entre les accélérations au Sud et au Nord, entre la 4ième et la 6ième seconde de l'enregistrement. Dans ce cas, il est possible qu'un mode de déformation locale se soit développé dans le plan du diaphragme entre le Centre et le Nord de la structure a eu lieu, surtout entre la 4ième et la 6ième seconde du séisme (voir aussi figure 8.53). Ceci pourrait expliquer le fait qu'on obtient des accélérations plus importantes au quart de portée entre le Nord et le Centre.

Tableau 8.7 Accélérations maximales et facteurs d'amplification

	Acc. max	Ampl.
Séisme	0.18 g	1
Nord	0.18 g	1
N-C	0.27 g	1.5
Centre	0.17 g	0.94
C-S	0.25 g	1.39
Sud	0.28 g	1.56

Dans la figure 8.64, on montre les historiques des accélérations longitudinales enregistrées sur le toit. L'accélération maximum sur le côté Ouest est de 0.13 g, alors qu'elle est de 0.21 g sur le côté Est. Dans la figure 8.65 on présente l'historique des accélérations longitudinales relatives. On note que l'accélération relative maximale est de 0.28 g.

À la figure 8.66, on a calculé le déplacement du point d'application des forces d'inertie par rapport au CM. Cette position a été calculée en multipliant les masses tributaires par les historiques des accélérations. On note que le point d'application des forces d'inertie a tendance à se déplacer vers le Sud, et donc vers les contreventements les moins résistants.

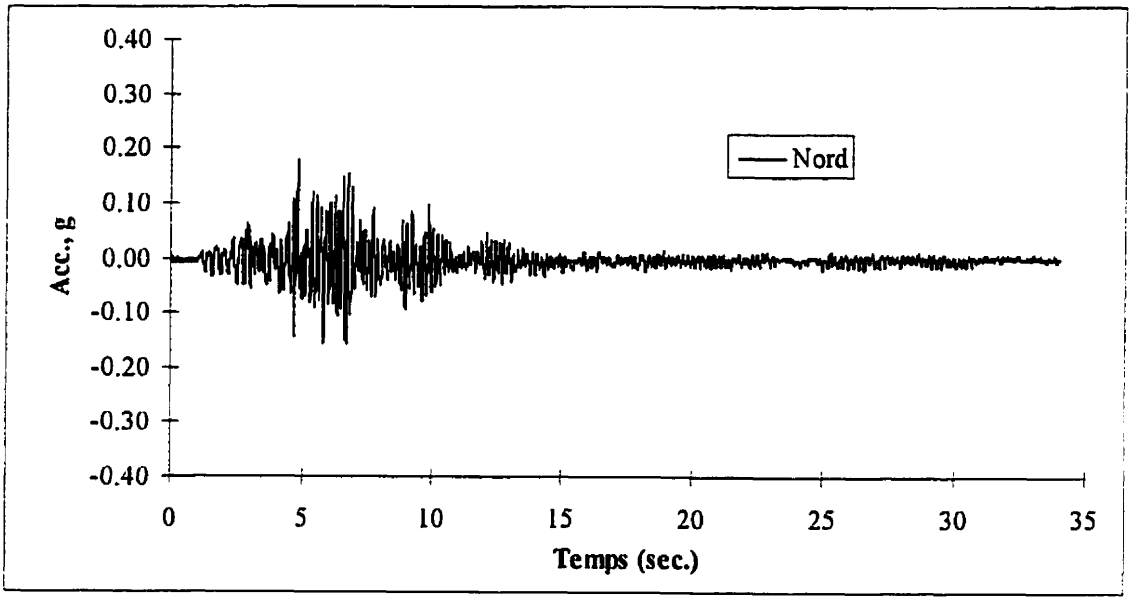


Figure 8.60 Historique des accélérations au toit A18, Nord, Essai #7

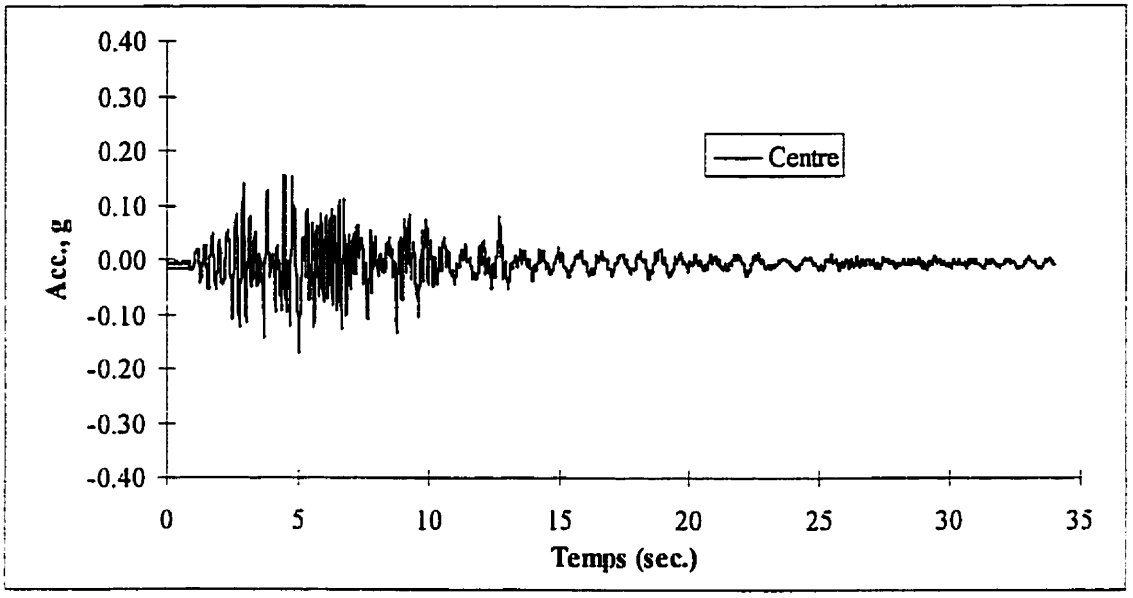


Figure 8.61 Historique des accélérations au toit A20, Centre, Essai #7

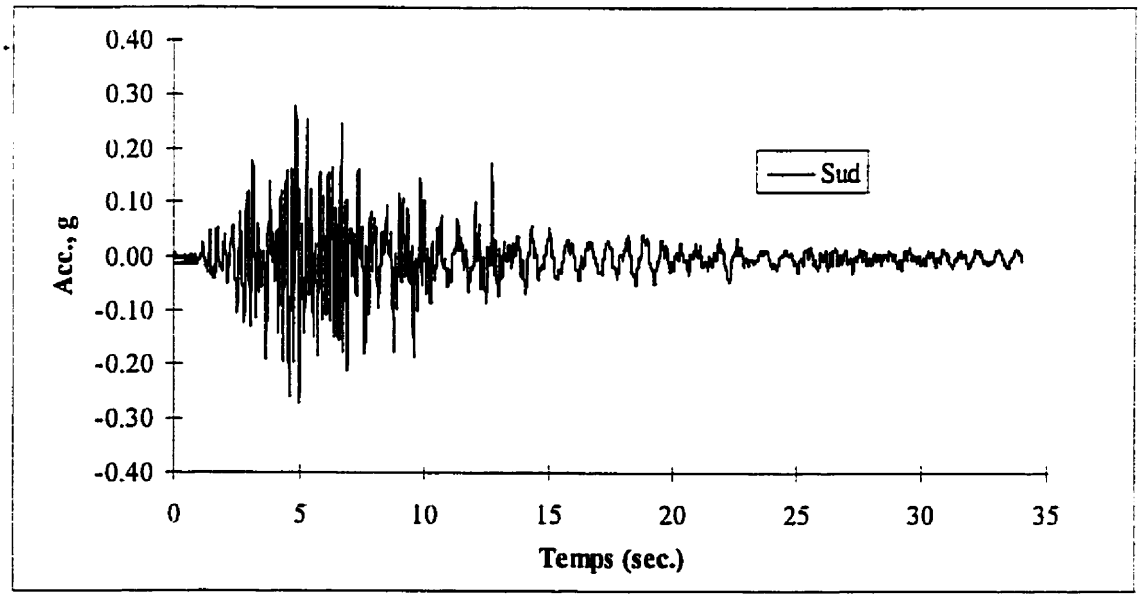


Figure 8.62 Historique des accélérations au toit A22, Sud, Essai #7

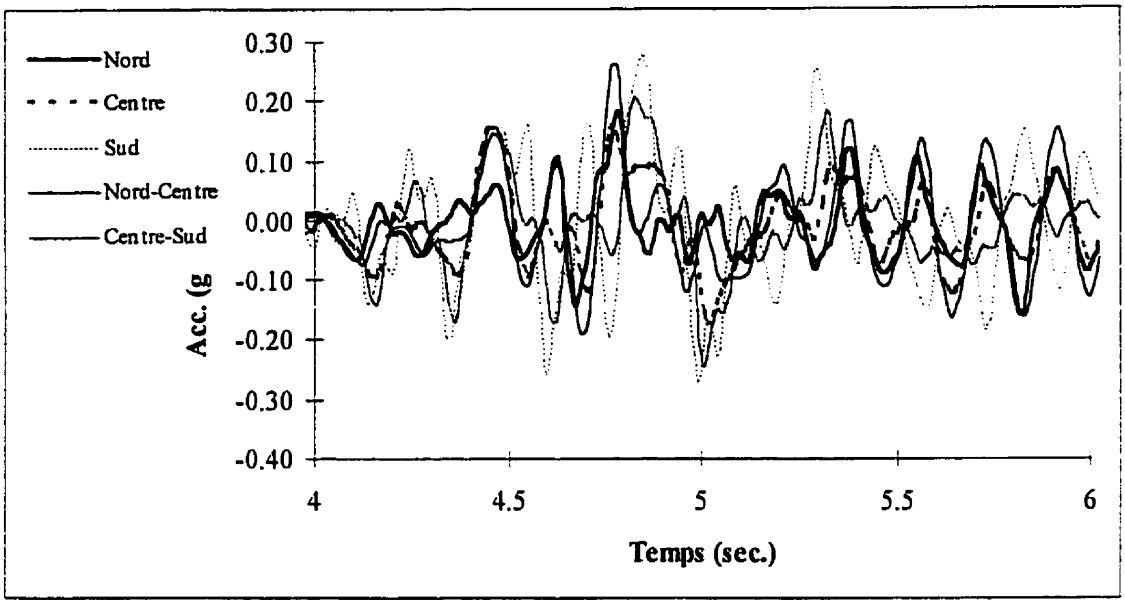


Figure 8.63 Comparaison entre les accélérations entre la 4ième et 6ième seconde du séisme, Essai #7

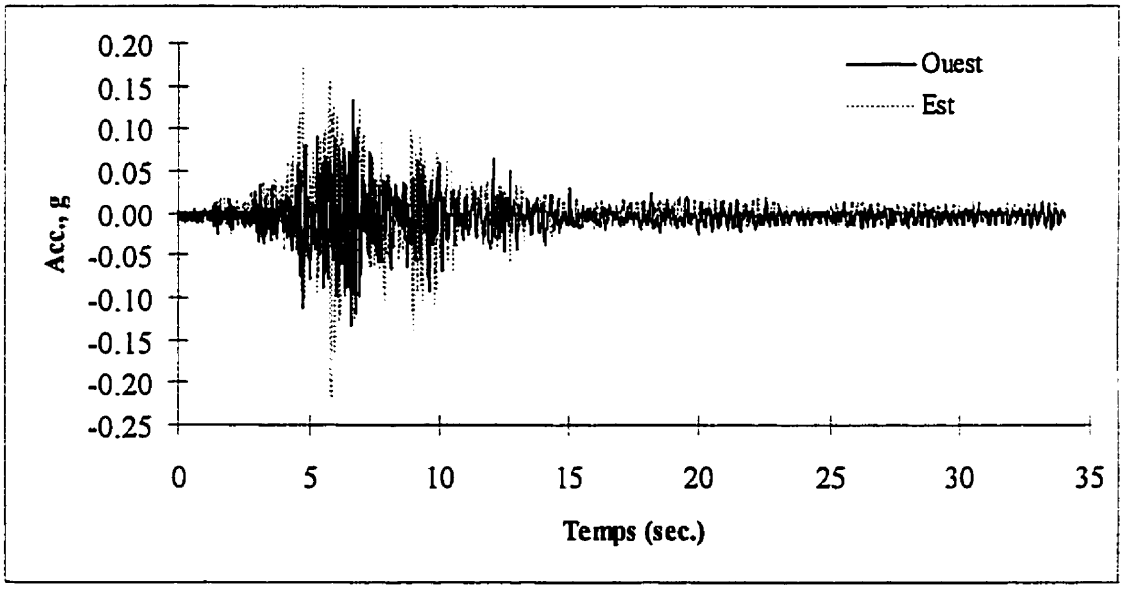


Figure 8.64 Historiques des accélérations longitudinales au toit, A25 et A26, Essai #7

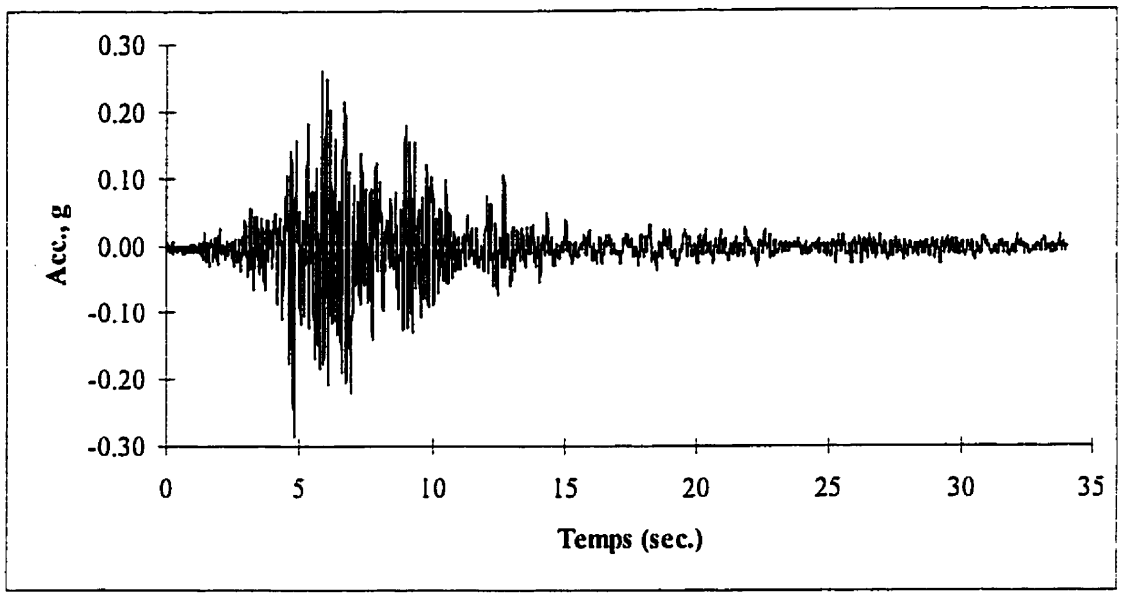


Figure 8.65 Historique des accélérations longitudinales relatives, Essai #7

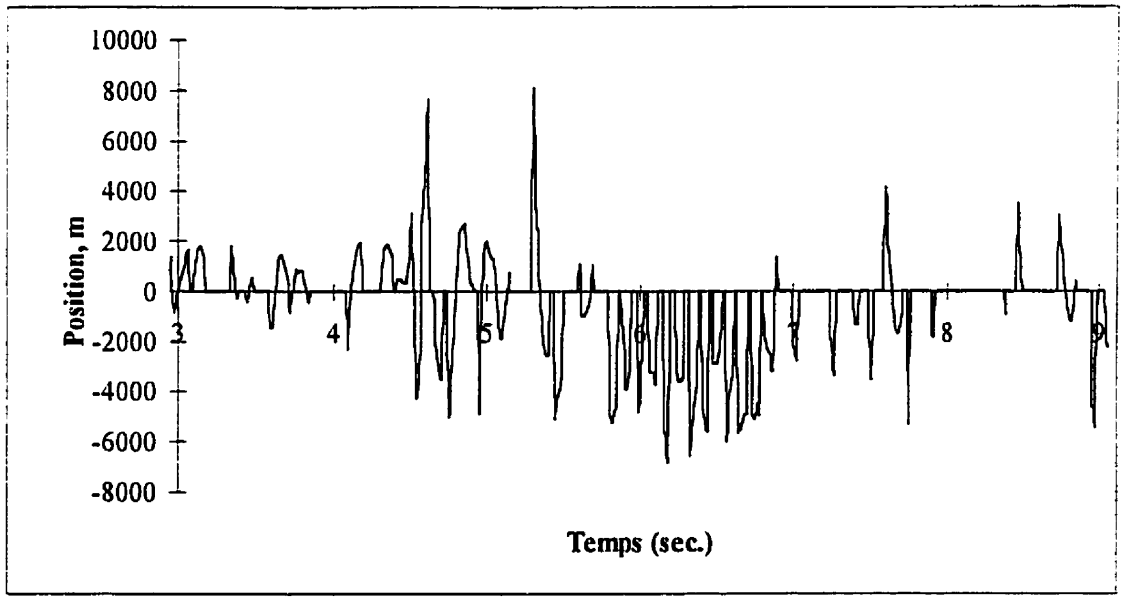


Figure 8.66 Position de la résultante des forces d'inertie, Essai #7

8.3.4 Contreventements longitudinaux

Dans le cas d'une excentricité en résistance, on s'attend à ce que le bâtiment tourne lorsqu'il est sollicité à un niveau où les contreventements se plastifient. À ce moment, les contreventements longitudinaux sont plus sollicités en tension dû à l'effet de la torsion.

Aux figures 8.67 et 8.68, on présente les historiques des forces dans les contreventements longitudinaux. Dans cet essai, on a considéré les forces de prétension dans les historiques des forces, dû au fait qu'elles étaient particulièrement élevées. On peut remarquer que les contreventements les plus sollicités sont #12 et #15. Ces contreventements sont doublement opposés (direction et côté), ce qui indique un effet de rotation de la structure. Le niveau des forces atteint dans les contreventements est de 40% de la force de plastification.

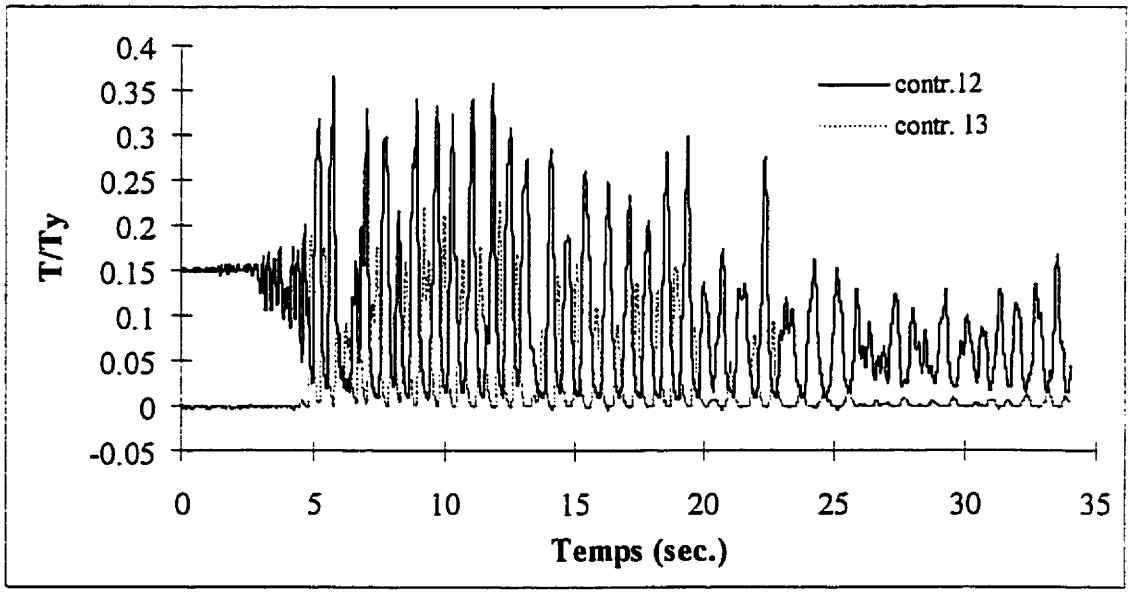


Figure 8.67 Historiques des forces contreventements #12 et #13, Essai #7

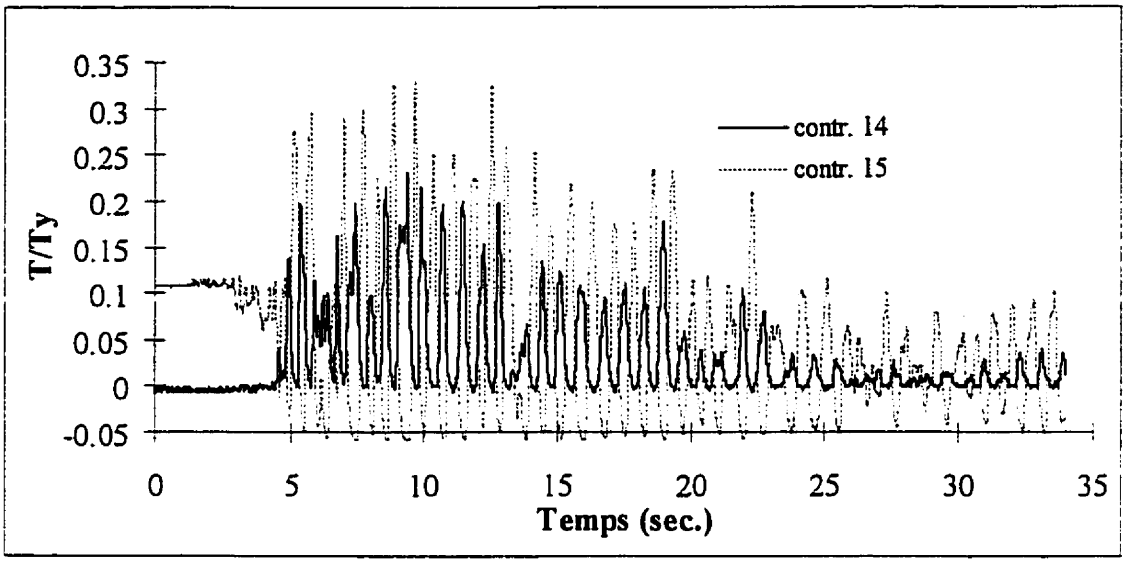


Figure 8.68 Historiques des forces contreventements #14 et #15, Essai #7

8.4 ESSAI #5 ET EFFET DE L'AMPLITUDE DES SOLLICITATIONS

Dans l'essai #5, on a sollicité la même structure qui a été soumise à l'essai #4. La seule différence est le pourcentage des amplitudes normalisées, qui était de 150% dans l'essai #5. Dans la présente section, on fait quelques comparaisons entre les deux tests. Les paramètres de comparaison sont les historiques des déplacements aux contreventements, le comportement hystérétique des contreventements et les accélérations au toit.

8.4.1 Historiques des déplacements

L'augmentation de l'amplitude à un effet dominant sur la réponse de la structure. On remarque aux figures 8.69 à 8.71 la comparaison entre les historiques des déplacements entre les essais #4 et #5. En observant ces figures, on peut remarquer que la structure a réagi de la même façon au début du séisme mais après la première plastification il y a eu

une divergence importante. De plus, on remarque clairement les effets P-Δ dans les historiques de l'essai #5 sur la structure qui a subi des déplacements permanents importants.

Tableau 8.8 Valeurs des déplacements maximum Y/Yy

	#4	#5
Nord	1.58	5.37
Sud	1.97	5.49
Centre	2.43	6.34

Dans le tableau 8.8, on présente les valeurs maximum des déplacements normalisés pour les deux tests. De plus, on remarque que les déplacements au centre du bâtiment restent plus importants que ceux vis-à-vis des contreventements, pour la raison de la flexibilité du diaphragme de toit.

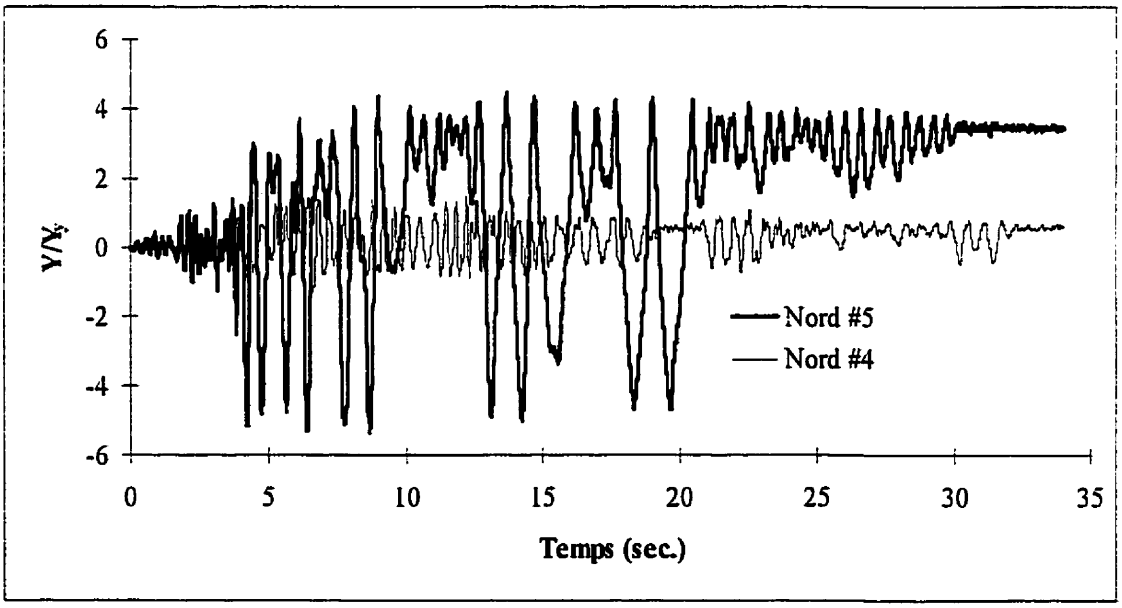


Figure 8.69 Comparaison entre les historiques de déplacement, D3, Nord.

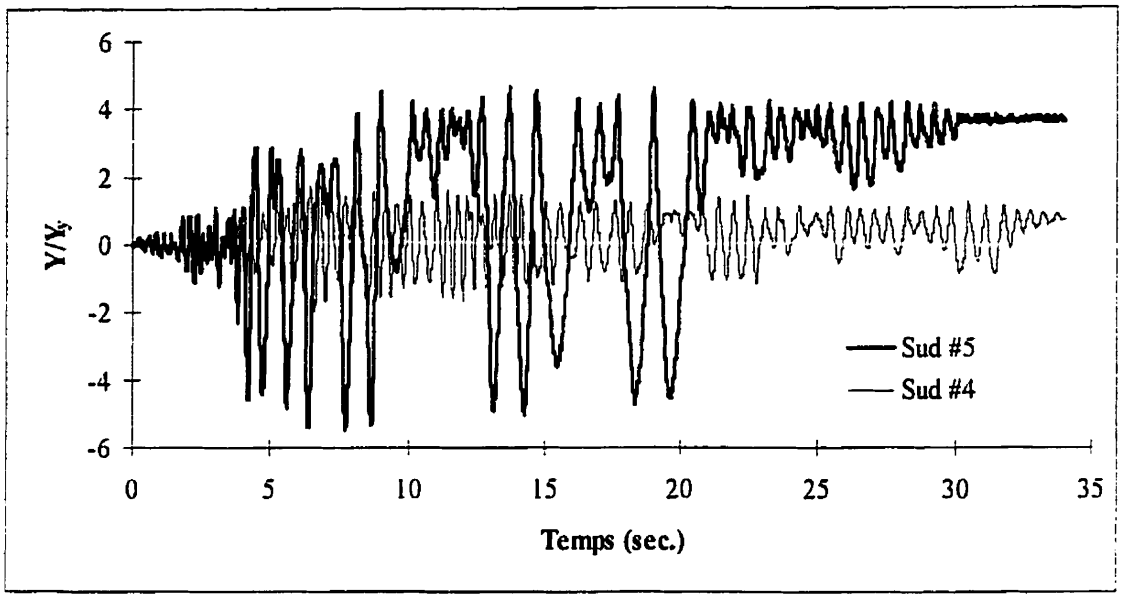


Figure 8.70 Comparaison entre les historiques de déplacement, D7, Sud

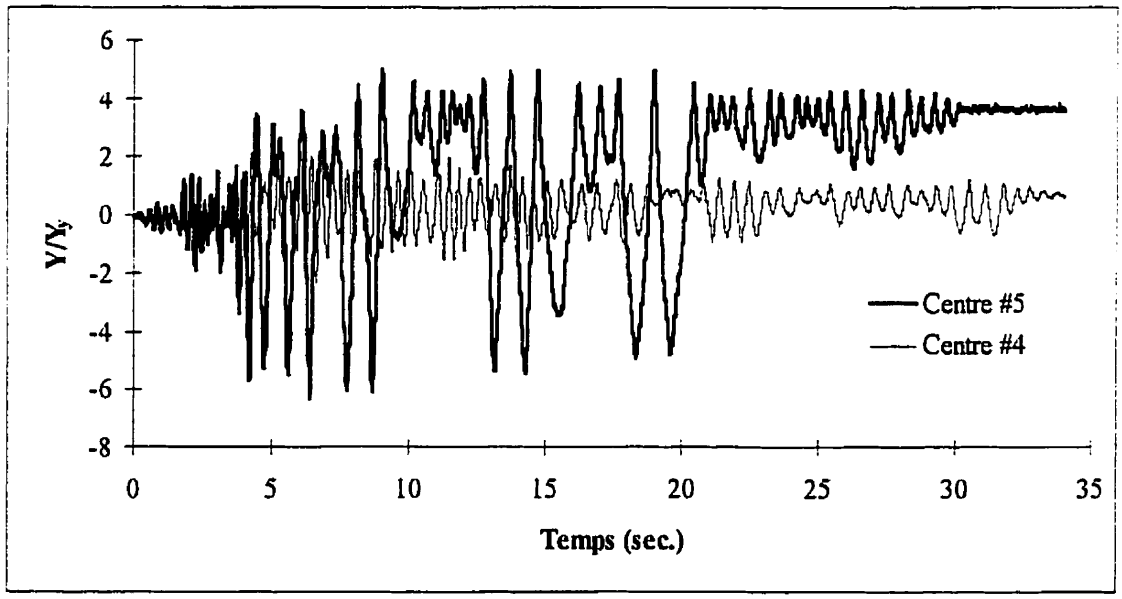


Figure 8.71 Comparaison entre les historiques de déplacement, D5, Centre.

8.4.2 Comportement des contreventements latéraux

On fait la comparaison entre le comportement hystérétique des contreventements dans les deux essais. Aux figures 8.72 et 8.73, on présente ce comportement pour les contreventements #8 et #11. On remarque la différence de ductilités entre les deux essais. De plus, la rigidité des contreventements est resté semblable ainsi que le niveau d'augmentation de la résistance du au taux de déformation. Dans le tableau 8.9, on présente la comparaison entre les deux essais pour les deux contreventements. On remarque que T_{max} est plus élevé pour l'essai #5, ce qui est une conséquence d'un taux de déformation plus élevé.

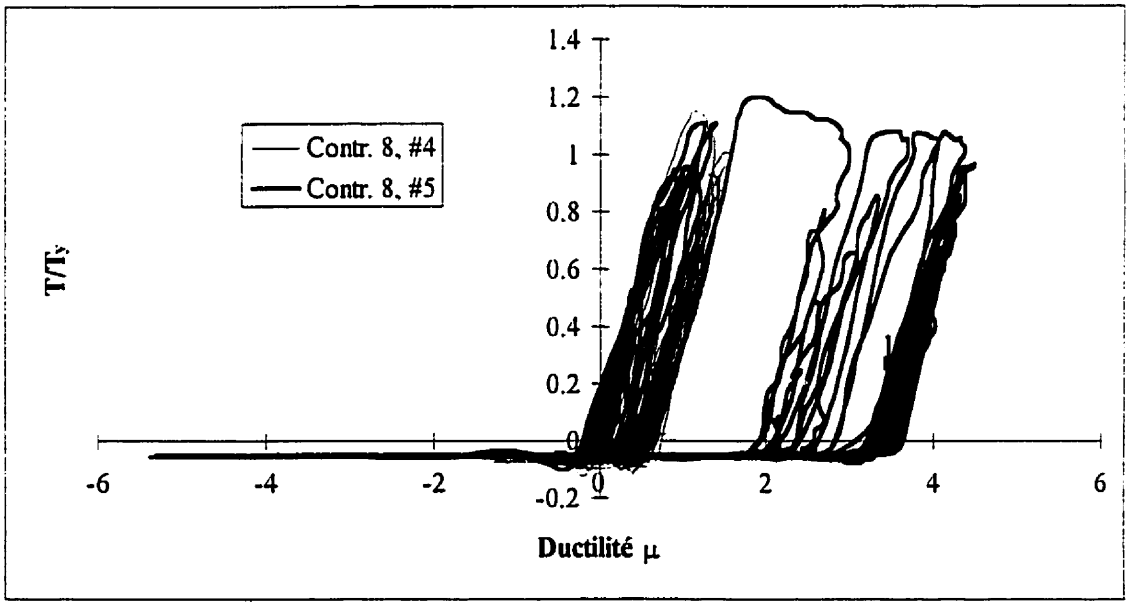


Figure 8.72 Comparaison entre les comportements hystérétiques du contreventement #8

Tableau 8.9 Comparaison entre Y/Yy et T_{max}/Ty , Contreventements #8 et #11

	Essai #4		Essai #5	
	Y/Yy	T_{max}/Ty	Y/Yy	T_{max}/Ty
Contr. 8	1.58	1.15	4.46	1.19
Contr. 11	1.97	1.13	5.49	1.17

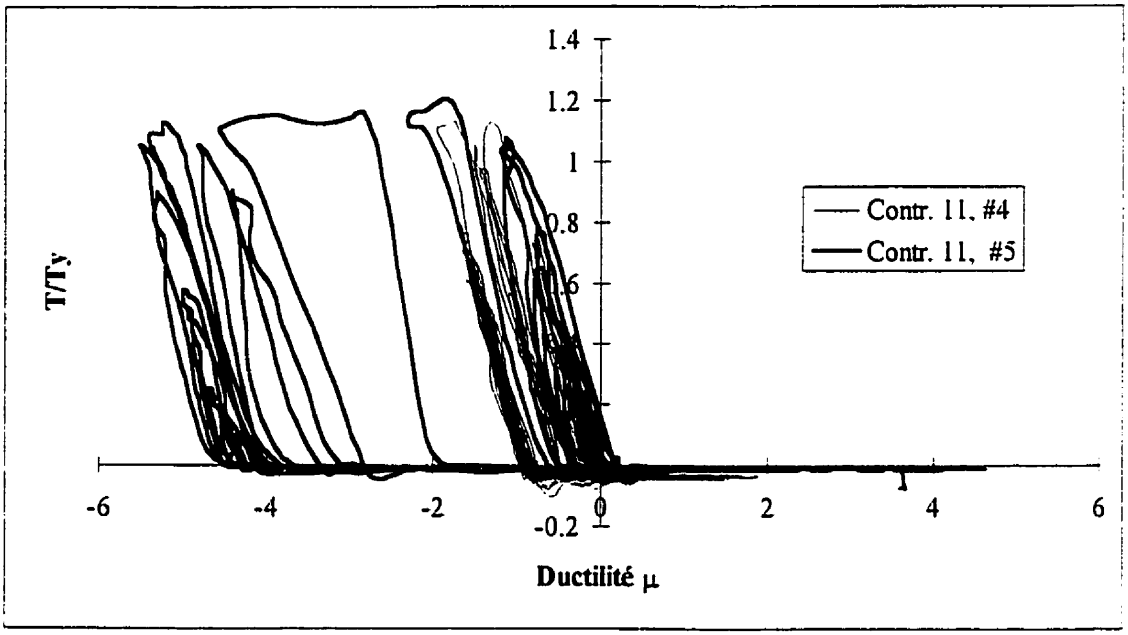


Figure 8.73 Comparaison entre les comportements hystérétiques du contreventement #11

8.4.3 Accélérations au toit

Aux figures 8.74 à 8.76, on compare les accélérations au Nord et au centre de la structure. On remarque la différence entre les deux réponses. Toutefois, en général, les pics ont lieu aux mêmes moments dans le domaine élastique, ce qui indique que la structure avait la même fréquence naturelle. Ensuite, on note un déphasage assez important qui est illustré à la figure 8.75 dans le domaine inélastique de la structure.

Dans le tableau 8.10, on illustre les accélérations maximum au toit pour les deux tests, ainsi que les facteurs d'amplification. Les valeurs du séisme sont celles mesurées sur le cadre rigide. On observe que même si les accélérations dans l'essai #5 sont plus élevés, les facteurs d'amplification dynamiques sont moins importants. Ceci est dû au fait que la structure se trouve quelque peu isolée après un comportement inélastique important des contreventements, le séisme ayant moins de prise sur la structure après élongations importantes des contreventements.

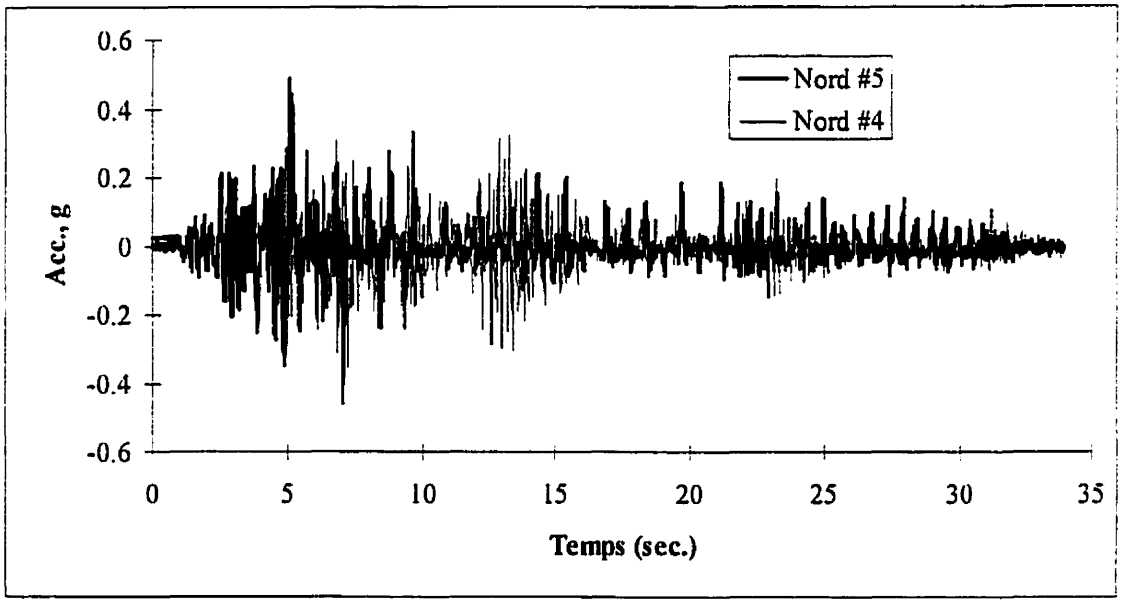


Figure 8.74 Comparaison entre les historiques d'accélération, A18, Nord

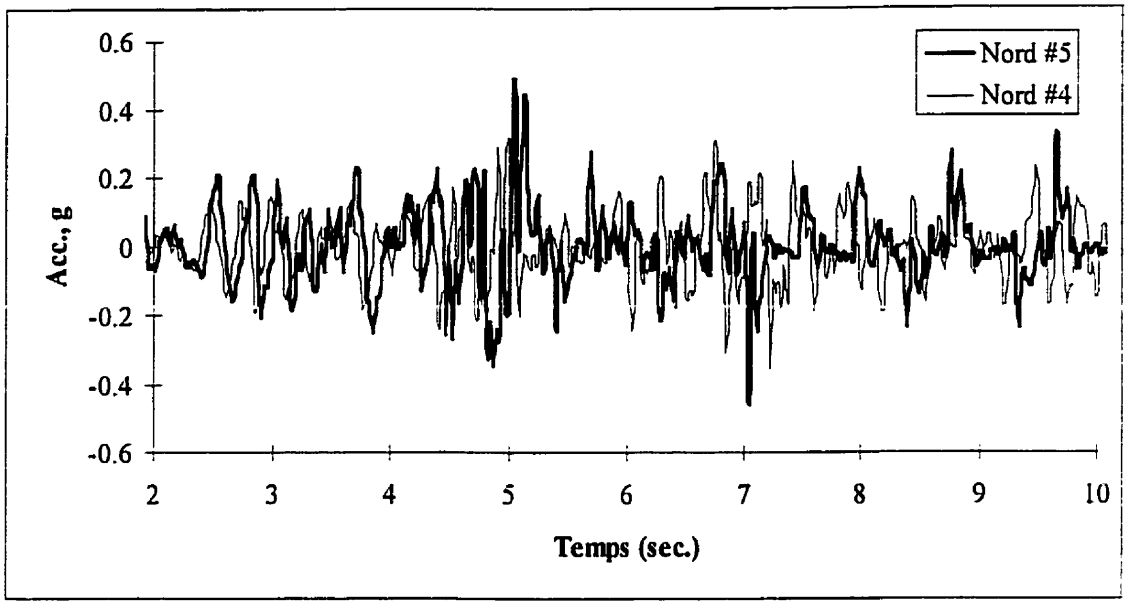


Figure 8.75 Comparaison entre les accélérations au Nord, Essais #4 et #5

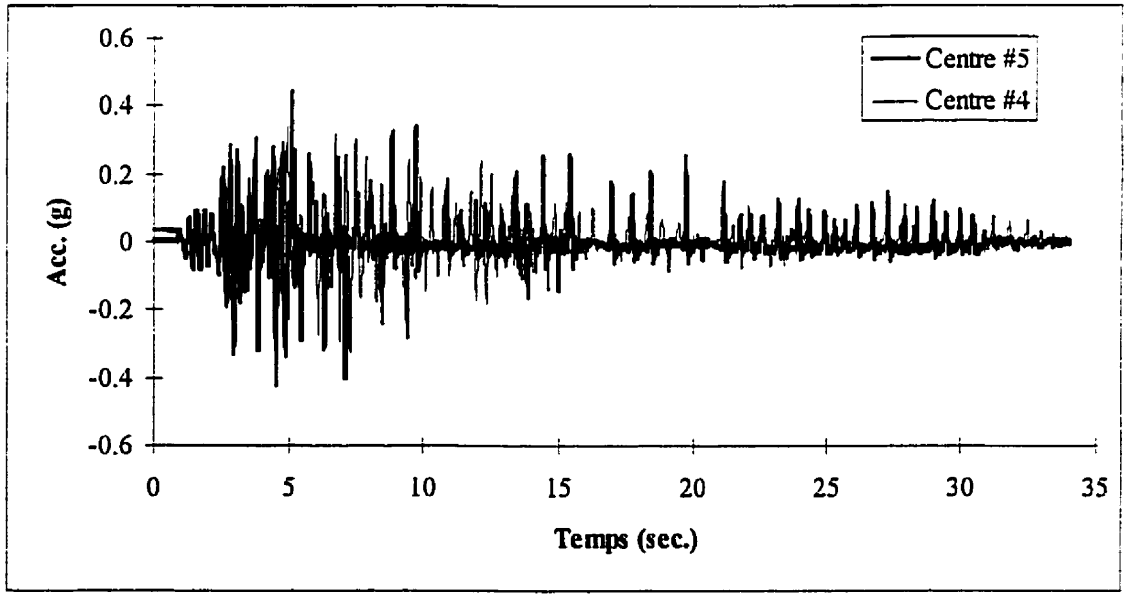


Figure 8.76 Comparaison entre les historiques d'accélération, A20, Centre

Tableau 8.10 Accélérations maximales et facteurs d'amplification

	Essai #5		Essai #4	
	Acc. max	Ampl.	Acc. max	Ampl.
Séisme	0.42 g	1	0.26 g	1
Nord	0.49 g	1.17	0.32 g	1.23
N-C	0.35 g	0.83	0.30 g	1.15
Centre	0.44 g	1.05	0.34 g	1.31
C-S	0.31 g	0.83	0.35 g	1.35
Sud	0.44 g	1.05	0.41 g	1.58

8.4.4 Déformations en cisaillement au toit

En se basant sur les déformations maximum pour chaque essai, on a calculé les efforts de cisaillements normalisés par rapport à la composante horizontale de la force de plastification d'un contreventement.

Dans la figure 8.77, on compare les forces de cisaillement sur le toit obtenues des deux essais et celles dues à la force de plastification d'un contreventement distribuée uniformément et appliquée statiquement au toit. On remarque une différence entre les réponses des deux essais. Dans l'essai #5 les efforts étaient plus importants, ce qui indique une relation entre le niveau des sollicitations et les forces de cisaillement sur le toit. De plus, on observe que la différence entre les résultats des essais expérimentaux et les forces prédites lors de la conception est évidente.

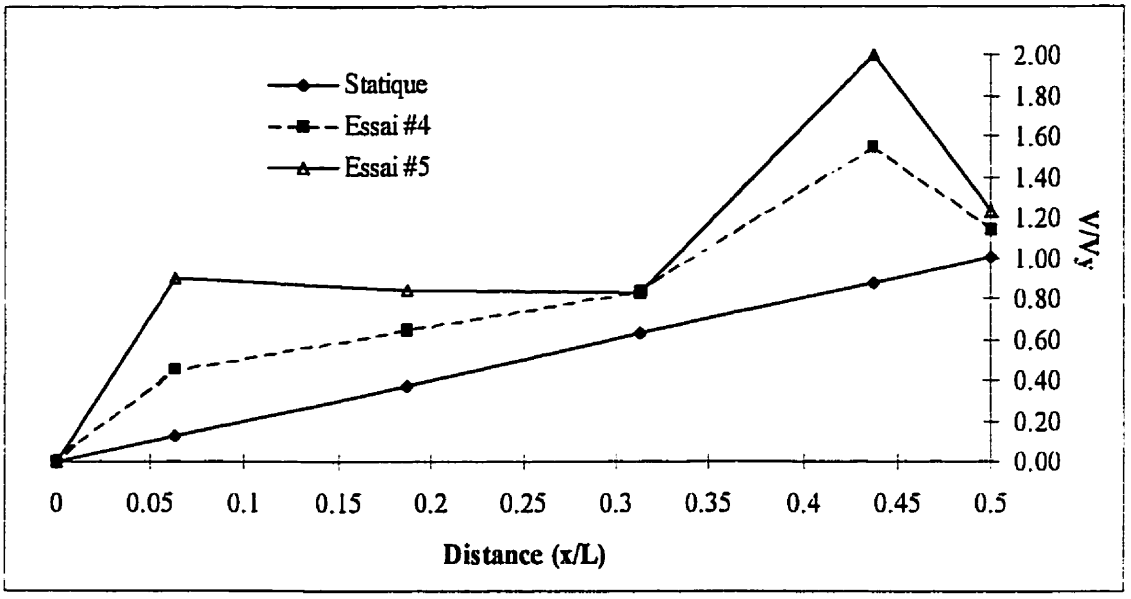


Figure 8.77 Distribution des forces de cisaillement

Dans la figure 8.78 on présente le diagramme des moments normalisé par rapport au moment maximum statique (M_{max}) sur le toit. On a calculé le diagramme des moments en calculant l'aire sous la courbe de la distribution des forces de cisaillement. Les moments maximum normalisés expérimentaux étaient de 1.67 et 2.06 pour l'essai #4 et l'essai #5, respectivement. De plus, on illustre dans la figure 8.79 la distribution des moments sur le toit lorsque normalisés par rapport aux moments dynamiques maximum. La similitude est grande entre la distribution statique et les distributions dynamiques.

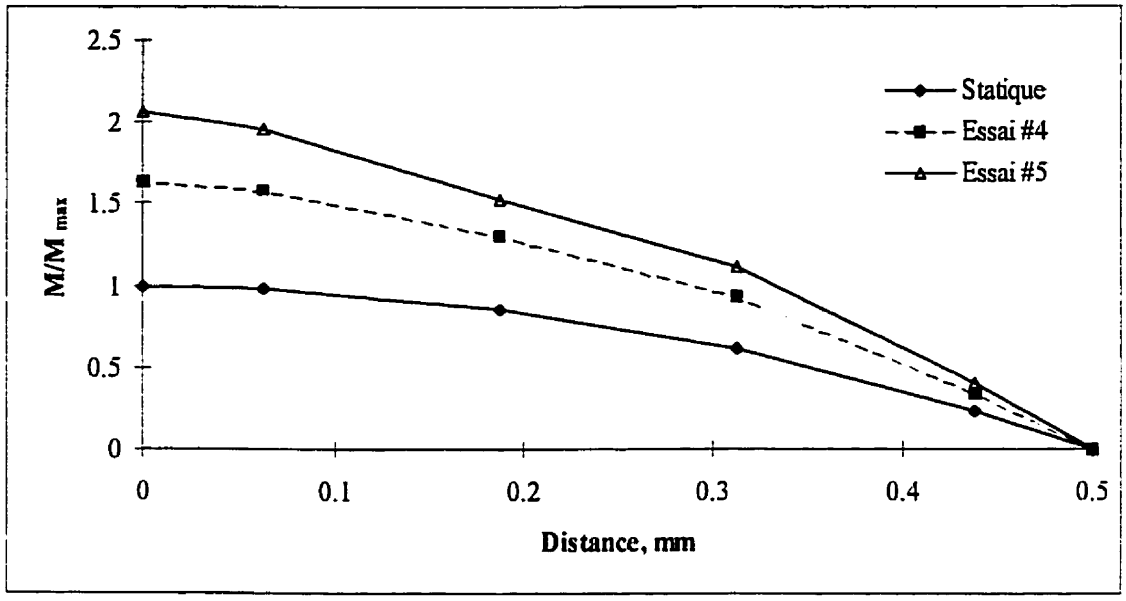


Figure 8.78 Distribution des moments

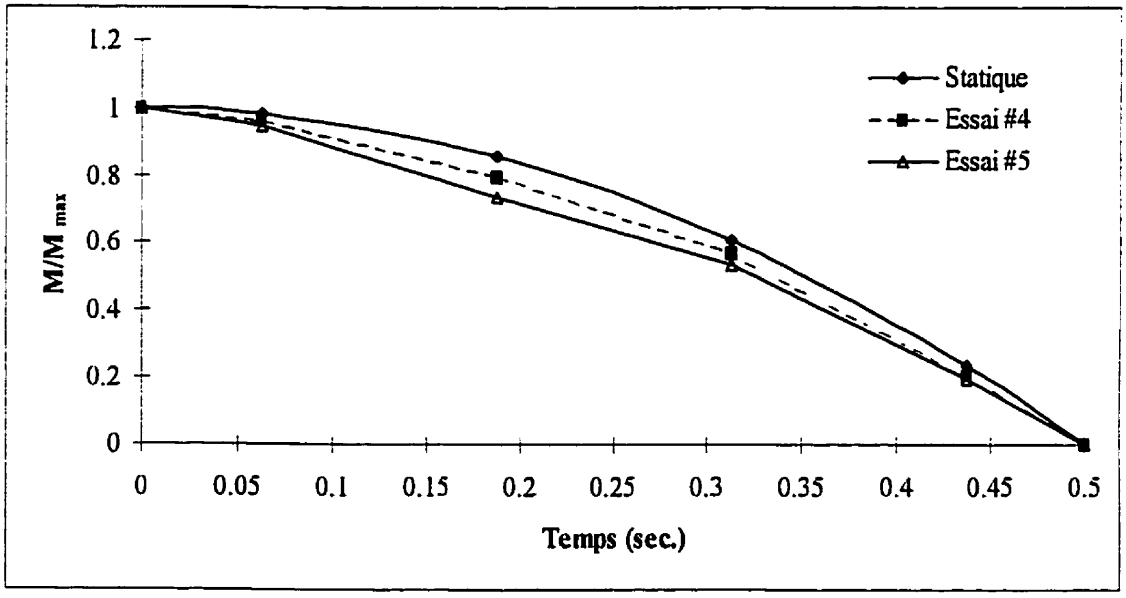


Figure 8.79 Distribution des moments normalisés

8.5 ESSAI #3

Dans l'essai #3, le modèle possédait un diaphragme de toit flexible, avec une configuration de masse correspondant à la ville de Victoria et sans excentricité. Le pourcentage des amplitudes qui a été utilisé était de 200% des amplitudes normalisées. Il y a eu glissement au niveau latéraux ce qui a donné lieu à une perte totale de la résistance aux charges latérales. Le système de sécurité qui a été mis en place, a permis d'éviter la ruine par effondrement du modèle.

Dans cette section, on présente les historiques des forces dans les contreventements latéraux ainsi que les historiques des accélération sur le toit. On a, malheureusement, perdu les données qui étaient enregistrées par le système d'acquisition Snap Master (voir tableau 5.5) dû à une erreur de manipulation.

8.5.1 Historiques de force dans les contreventements latéraux

Aux figures 8.80 et 8.81, on présente les historiques des forces dans les contreventements latéraux. On peut remarquer qu'il y a eu un comportement inélastique dans les contreventements #10 et #11. Cependant, on peut constater le glissement au niveau des assemblages des contreventements #8 et #9. Le glissement a eu lieu dans le contreventement #9 et, ensuite, le contreventement #8 a maintenu une certaine force avant de glisser à son tour. D'après les courbes de la figure 8.80, on estime la force de glissement à environ 72% Ty. Par conséquent, le modèle, dans cet essai avait une résistance égale à 100% Ty dans la direction Est et 72% dans la direction Ouest. La rupture s'est évidemment produite dans cette dernière direction.

En se basant sur l'enregistrement de la corde D25 au Centre-Sud du toit et l'historique des déplacements du simulateur enregistré par le système de contrôle, on a calculé l'historique des déplacements au quart de la portée. Cet historique est illustré à la figure 8.82. En se basant sur cet historique, on a tracé une courbe hystérétique approximative du contreventement #9 qui est montrée à la figure 8.83.

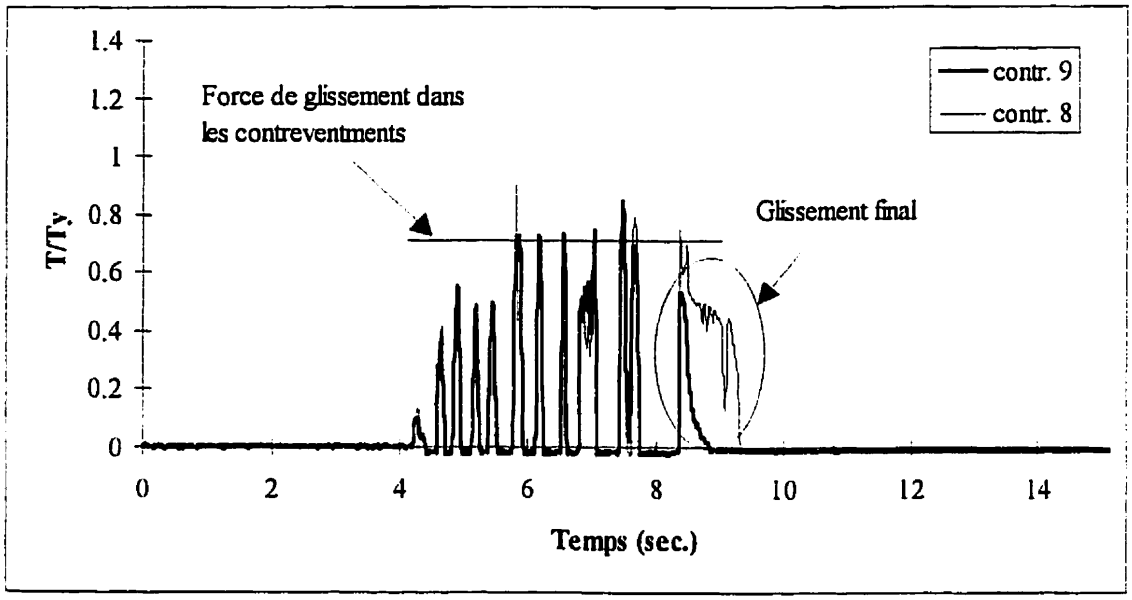


Figure 8.80 Historiques des forces contreventements #8 et #9, Essai #3

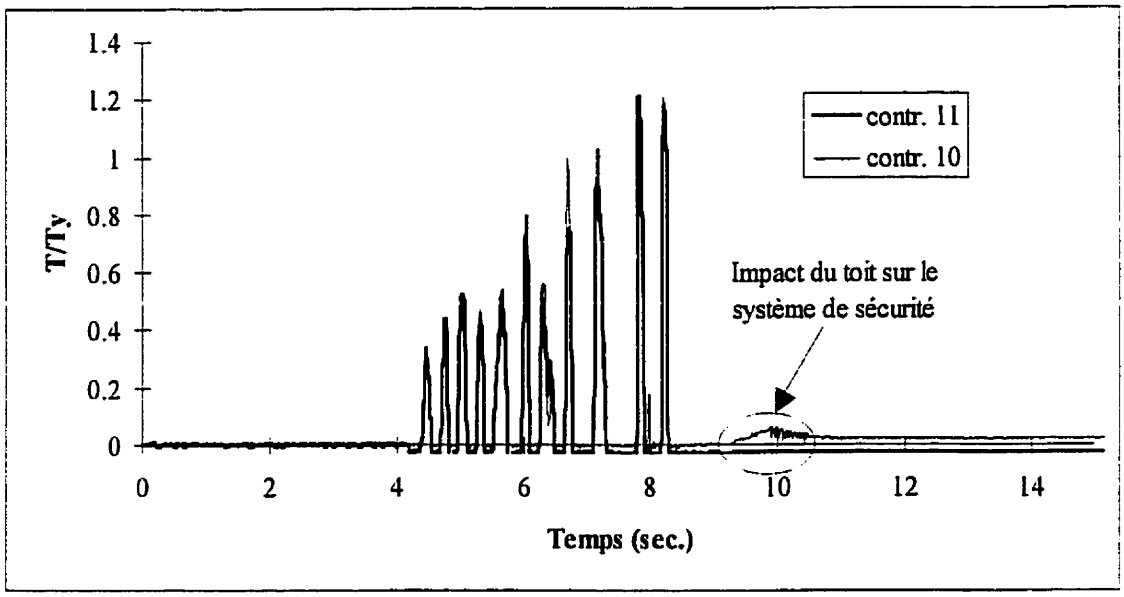


Figure 8.81 Historique des forces contreventements #10 et #11, Essai #3

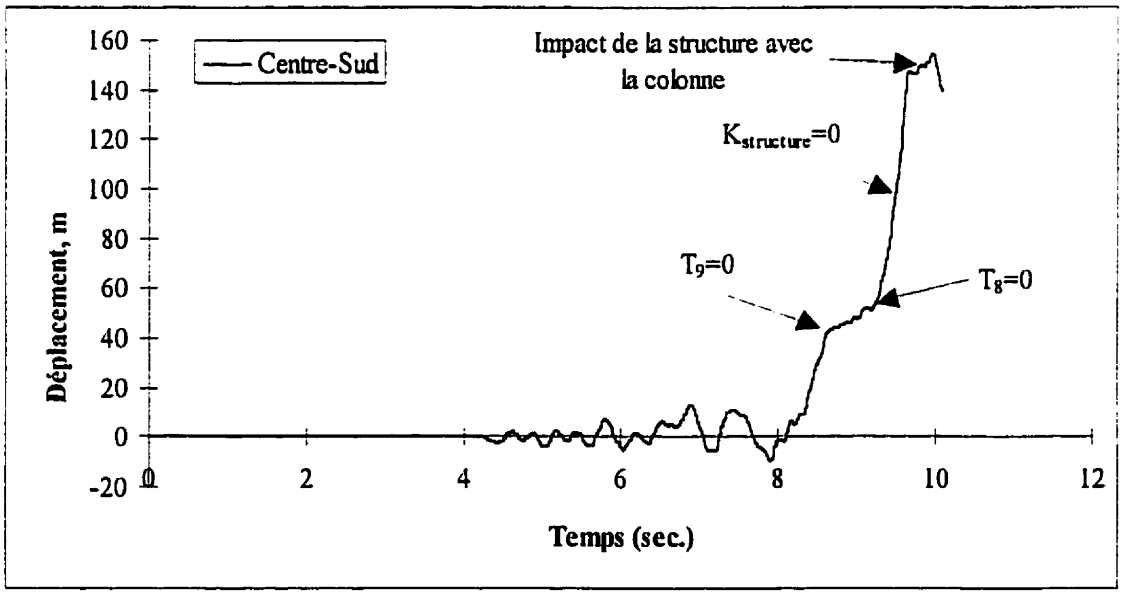


Figure 8.82 Historique des déplacements au toit, Centre-Sud, Essai#3

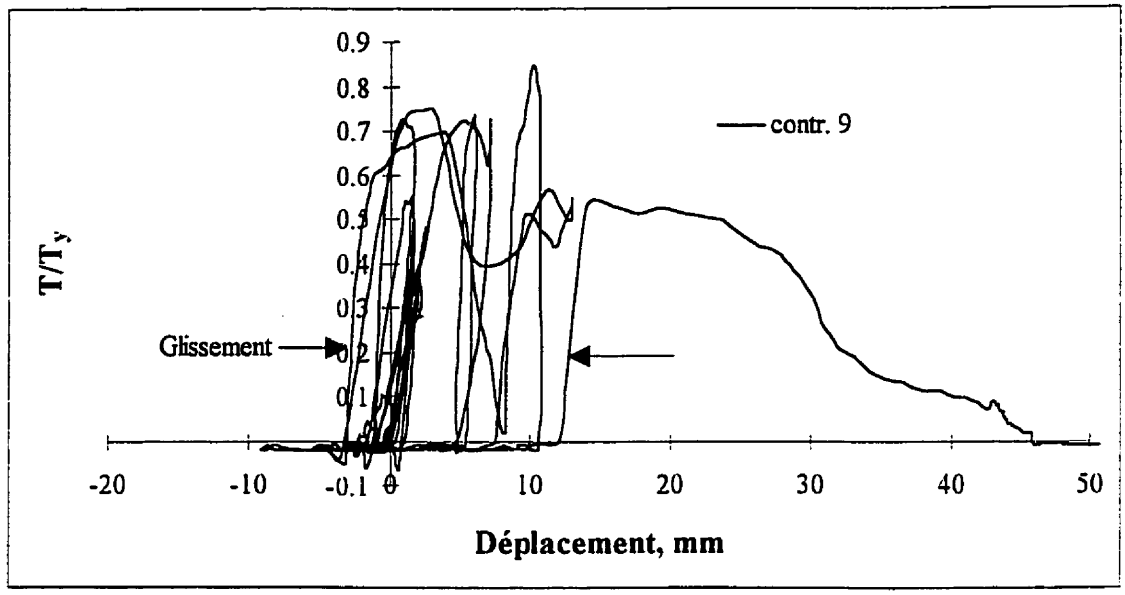


Figure 8.83 Comportement hystérétique approximative du contreventement #9, Essai #3

8.5.2 Accélérations au toit

Dans les figures 8.84 et 8.85, on présente les historiques des accélérations sur le toit, vis-à-vis des contreventements. Après le glissement des contreventements le toit a heurté la colonne Nord-Ouest du laboratoire (figure 5.1). Cet impact a complètement endommagé l'accéléromètre (A18) fixé à la structure. L'impact a été ressenti sur le côté Sud où l'accélération maximum a atteint 3 g.

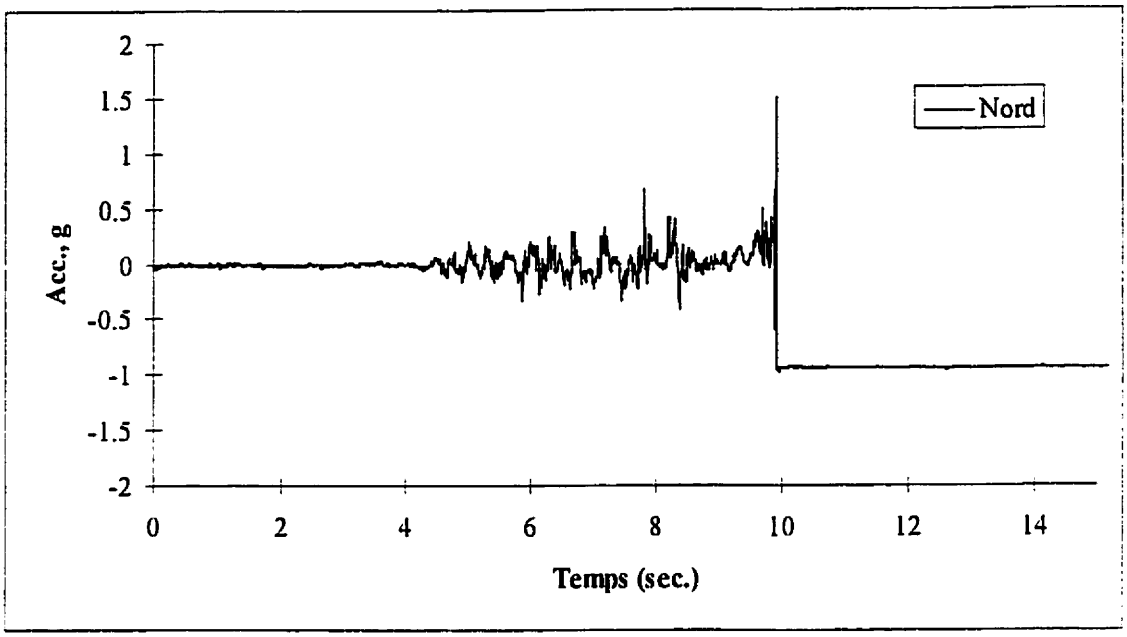


Figure 8.84 Historique des accélérations A18, Nord, Essai #3

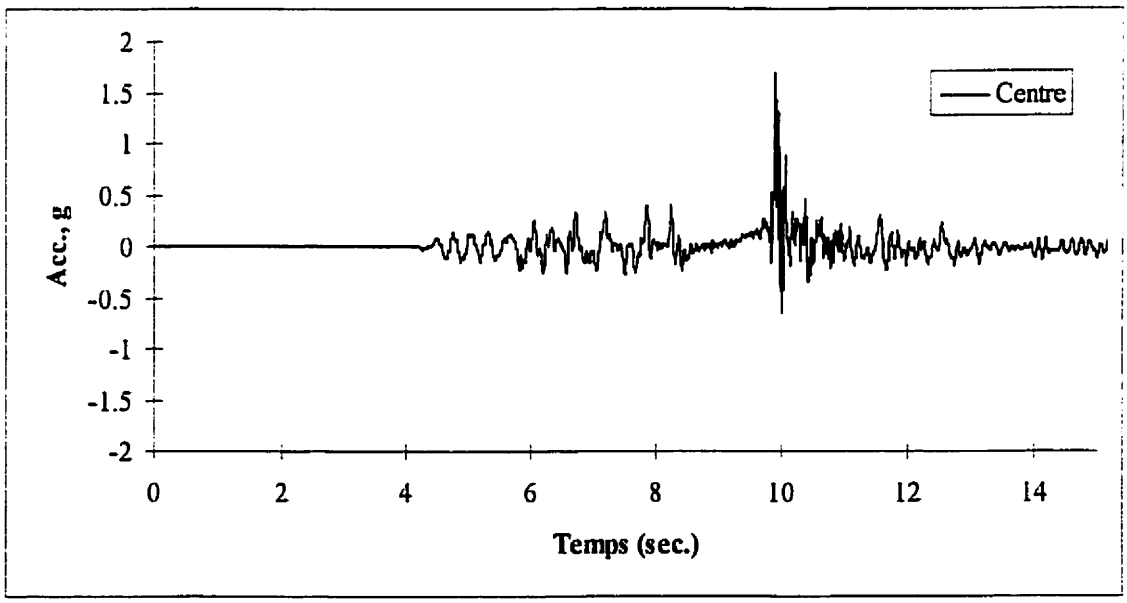


Figure 8.85 Historique des accélérations A20, Centre, Essai #3

CHAPITRE 9
ÉTUDE PARAMÈTRIQUE

Dans ce chapitre, on présente les effets des paramètres qu'on a varié dans le modèle d'essais. Dans un premier temps, on examine les effets de la flexibilité du diaphragme de toit sur la réponse dynamique de la structure; cela en comparant les résultats obtenus avec le diaphragme flexible et ceux obtenus avec le diaphragme rigide. Ensuite, on présente les effets des différents types d'excentricité et, finalement, on évalue les effets du site sur la réponse dynamique de la structure.

9.1 EFFET DE LA FLEXIBILITÉ DU DIAPHRAGME

Afin d'évaluer les effets de la flexibilité du toit sur la réponse dynamique de la structure, on a utilisé deux diaphragmes de toit avec des rigidités différentes. Le paramètre de la flexibilité du toit a été isolé en appliquant le même séisme avec les mêmes pourcentages des amplitudes normalisées sur les structures établies pour la ville de Victoria. Les paramètres de comparaison sont les propriétés dynamiques, les déplacements maximum au toit, les accélérations maximum au toit et les efforts au toit.

9.1.1 Propriétés dynamiques

Afin d'évaluer les effets de la flexibilité du diaphragme de toit sur la réponse dynamique de la structure, on a comparé les propriétés dynamiques des structures avec le diaphragme flexible et celles avec le diaphragme rigide. Dans un premier temps, on fait la

comparaison entre les périodes naturelles de vibration et, ensuite, on compare les fractions d'amortissement critique.

9.1.1.1 Périodes naturelles

En utilisant les résultats des essais de bruit blanc, on a pu obtenir les deux premières périodes de vibration du modèle d'essais. Dans le tableau 9.1, on présente les valeurs numériques de ces périodes. On remarque que les périodes de vibration sont plus longues pour le cas avec le diaphragme flexible. Toutefois, la différence reste relativement petite, et ceci étant dû à la petite différence entre la rigidité en cisaillement des deux types de diaphragme.

Dans la conception des bâtiments d'un seul étage en acier avec un diaphragme de toit flexible, on utilise l'équation (2-22) pour calculer la période naturelle de vibration, tel que proposée par le CNBC (1995). Pour les bâtiments prototypes, la période de vibration calculée selon cette équation est de 0.15 sec. En appliquant les facteurs de similitude de l'analyse dimensionnelle présentée dans le chapitre 4 sur la période naturelle, la période de conception des bâtiments modèles sans excentricités est de 0.055 sec.

Tableau 9.1 Comparaison entre les périodes naturelles

	Paramètres			Périodes naturelles (sec.)		
No. Essai	**ville**	**toit**	**exc.**	**1ere**	**2ième**	**Exp./CNBC**
24	Victoria	***Flexible***	Sans	0.28	0.16	5.19
26	Victoria	***Flexible***	Rigidité	0.35	0.18	6.36
28	Victoria	***Flexible***	Résistance	0.28	0.16	5.14
37	Victoria	**Rigide**	Sans	0.27	0.16	4.89
39	Victoria	**Rigide**	Rigidité	0.30	0.16	5.40
41	Victoria	**Rigide**	Résistance	0.25	0.14	4.52

Dans le tableau 9.1, on fait aussi la comparaison entre les périodes naturelles de vibration calculées avec l'équation (2-17) et celles évaluées expérimentalement. Le rapport entre le deux varie entre 6.36 et 4.52.

9.1.1.2 Amortissement

Dans le tableau 9.2 on compare les fractions de l'amortissement critique évaluées expérimentalement. La différence entre l'amortissement dans les cas de toit rigide et flexible est probablement due au fait qu'on a éliminé le glissement de la nervure libre sur les poutres longitudinales dans le cas rigide.

Tableau 9.2 Comparaison entre les facteurs d'amortissement

	Paramètres			
No Essai	**Ville**	**Toit**	**Exc.**	**ξ%**
25	Victoria	***Flexible***	Sans	4.29%
27	Victoria	***Flexible***	Rigidité	4.15%
38	Victoria	**Rigide**	Sans	3.48%
40	Victoria	**Rigide**	Rigidité	3.26%

9.1.2 Déplacements maximum au toit

En se basant sur les historiques des déplacements au toit, on a pu comparer les déplacements maximum à chaque point de mesure. Dans la figure 9.1, on montre le rapport entre les déplacements maximum pour le cas de diaphragme rigide et ceux pour le diaphragme flexible. Il faut préciser que la valeur x/L reflète la distance, x, du point de mesure normalisée par rapport à la longueur de la structure, L. On a maintenu la même

convention de signe que celle utilisée auparavant, c'est-à-dire la distance est positive vers le Nord et négative vers le Sud.

On remarque à la figure 9.1 que les déplacements dans le cas rigide sans excentricité sont plus importants que dans le cas flexible. Cette différence est due au fait que lors de l'essai #14 certains contreventements ont atteint un niveau de ductilité en déplacement égal à 13 alors que dans le cas flexible (essai #5), ce niveau n'a guère dépassé la valeur de 6. Le grand niveau de ductilité atteint dans l'essai #14 est dû en partie à l'effet des forces de prétension appliquées sur les contreventements avant l'essai. Dans ce cas, les forces étaient de l'ordre de 0.1 T_y pour les deux contreventements #10 et #11. Par contre, lorsqu'on additionne les déplacements latéraux maximum dans les deux directions, positive et négative, on note que les contreventements latéraux ont été plus sollicités dans le cas du toit rigide, ce qui peut être expliqué par le fait que lorsqu'on augmente la rigidité du toit, on augmente également le niveau de l'énergie dissipée par les déformations inélastiques dans les contreventements, vu que l'énergie des déformations élastiques du toit dans son propre plan sont moindres.

Dans les cas d'excentricité de rigidité, on a placé les contreventements les moins rigides à -0.5L du centre et les contreventements les plus rigides à 0.5L du centre, où L est la longueur totale de la structure. On obtient une relation presque linéaire où le rapport des déplacements varie entre 0.6 du côté rigide à 1.7 du côté flexible. Cette différence est due au fait que le diaphragme flexible est moins efficace à participer les contreventements longitudinaux, ce qui a augmenté les déformations.

Dans les cas d'excentricité de résistance, les contreventements les plus résistants étaient à -0.5L du centre; et les moins résistants à 0.5L du centre. On remarque que le rapport entre les déplacements fluctue autour de 1, ce qui indique que la rigidité du diaphragme de toit avait peu d'effet sur la réponse dynamique de la structure.

Dans les cas d'excentricité de masse, on a déplacé le centre de masse à approximativement -0.125 L du centre de la structure. On remarque que la réponse est similaire à celle obtenue avec les cas d'excentricité de résistance.

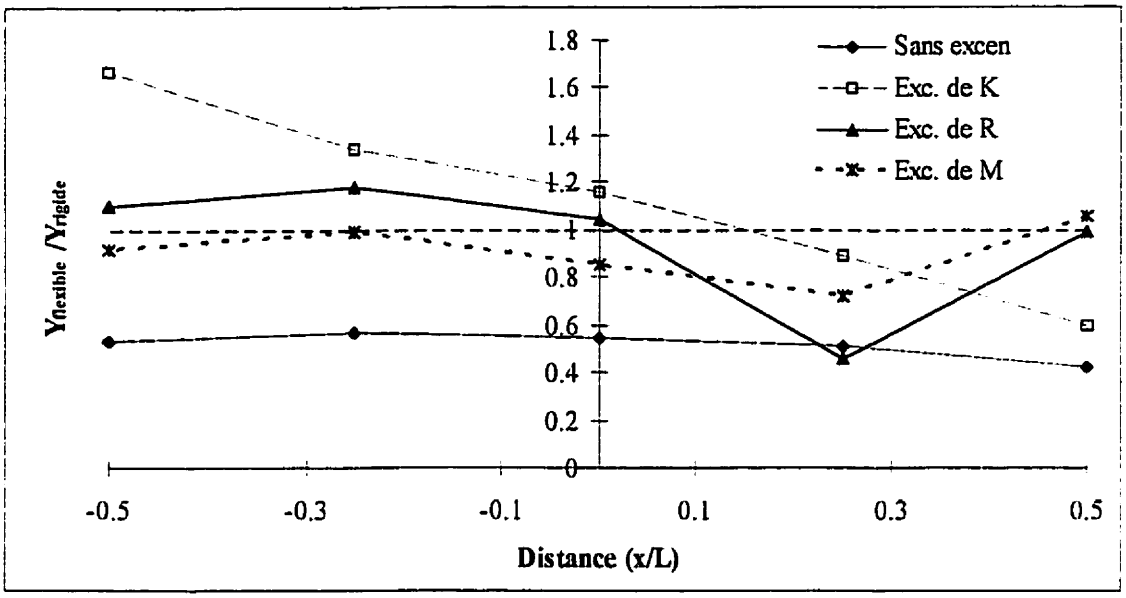


Figure 9.1 Rapports entre les déplacements maximum

En comparant le déplacement dans le plan du diaphragme de toit calculé selon l'équation (2-2) avec les déplacements maximum mesurés expérimentalement dans les essais sans excentricité, on trouve que les déplacements expérimentaux sont 1.63 à 1.93 fois plus importants. Le tableau 9.2 montre le rapport entre les déformations dynamique et statique dans le plan du diaphragme pour ces essais. Les déformations statiques sont égales à 1.71 mm et 1.36 mm pour les diaphragmes flexible et rigide, respectivement. On note en comparant l'essai #5 à l'essai #14 que lorsque on augmenté la rigidité en cisaillement, l'amplification des déformations au centre du toit diminue.

Tableau 9.3 Déformations dans le plan du diaphragme.

	Toit	Ville	% Ampl.	$\Delta_{dyn}/\Delta_{stat}$
Essai #4	Flexible	Victoria	100%	1.9
Essai #5	Flexible	Victoria	150%	1.93
Essai #8	Flexible	Québec	75%	1.85
Essai #14	Rigide	Victoria	150%	1.63

9.1.3 Accélérations maximum au toit

En comparant les accélérations maximum mesurées au toit entre les cas de diaphragme flexible et de diaphragme rigide, on obtient les résultats présentés à la figure 9.2.

On remarque que le rapport se situe autour de 1, sauf pour les cas d'excentricité de résistance. Dans ces cas, on observe que les accélérations maximum sont plus importantes sur toute la longueur du toit rigide. On peut remarquer que les rapports entre les accélérations maximum sont similaires aux rapports entre les déplacements maximum.

On remarque que les rapports des accélérations maximum étaient semblables aux rapports des déplacements maximum (voir figure 9.1) pour le cas d'excentricité de rigidité.

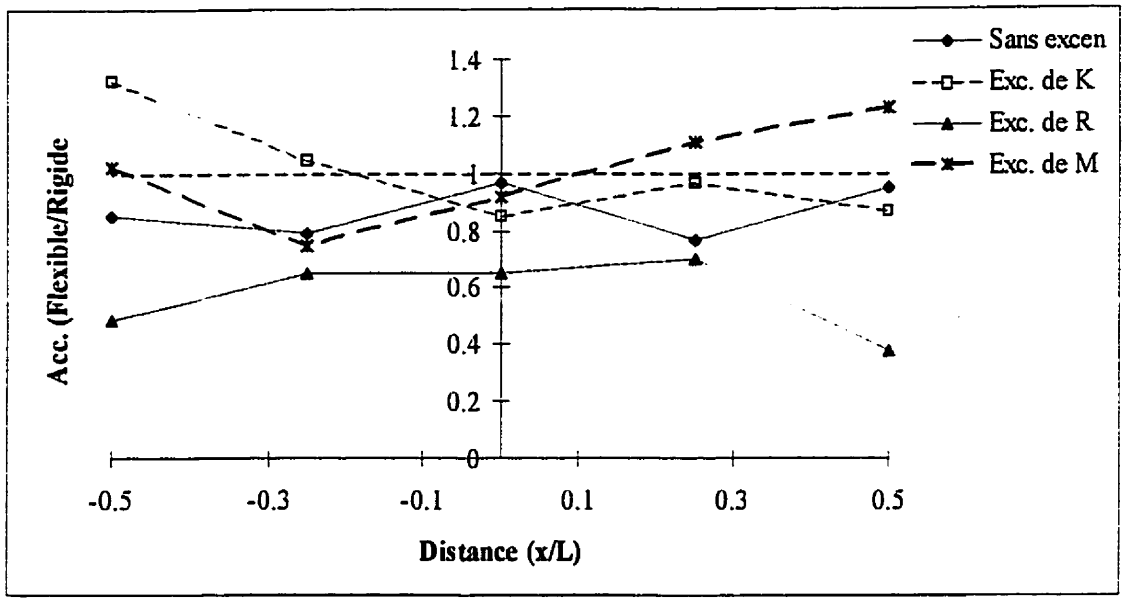


Figure 9.2 Rapport entre les accélérations maximum

9.1.4 Efforts au toit

En se basant sur les déplacements obtenus avec les capteurs de déplacements installés sur le toit, et en utilisant les équations 5.1 et 5.2, on a calculé les forces de cisaillement dans le diaphragme de toit. Dans un premier temps, on compare la distribution des forces de cisaillement sur le toit puis on examine la distribution des moments fléchissants.

Dans la figure 9.3, on présente la distribution des forces de cisaillement maximum sur le toit pour plusieurs essais. Pour les essais avec un diaphragme flexible (essais #5, #6, #8 et #9) on a utilisé G'=1.54 kN/mm, et pour les essais avec un diaphragme de toit rigide (essais #14 et #15), on a utilisé G'=1.94 kN/mm. La distribution des forces statiques est celle présentée à la figure 2.5 où V/2 est égale à la composante horizontale de la force axiale de plastification d'un contreventement. De plus, pour la force de cisaillement maximum vis-à-vis des contreventements on a considéré l'augmentation de la résistance des contreventements due au haut taux de déformation. On a aussi considéré que la force

de cisaillement au centre de la structure était nulle. On remarque que les efforts de cisaillement sont en général plus importants dans les cas où on a utilisé un diaphragme flexible.

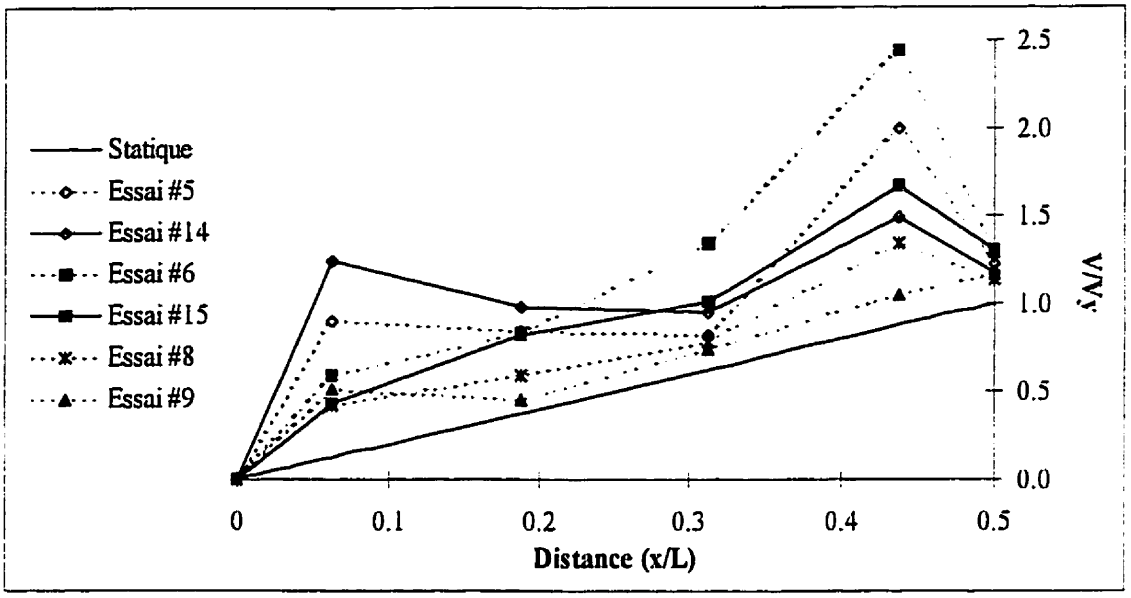


Figure 9.3 Distribution des efforts de cisaillement

On remarque que dans tous les cas les efforts sont plus importants que ceux anticipés par les méthodes de conception. Tremblay et Stiemer (1996) ont observé, dans des analyses numériques, une distribution semblable des forces de cisaillement sur le toit. Toutefois, l'amplitude des efforts de cisaillement mesurées est beaucoup plus importante que dans les études antérieures. Au début, on a mis en doute les instruments de mesure. En retournant aux historiques des déplacements des LVDT, on a trouvé que chaque paire de LVDT avait des historiques presque parfaitement antisymétriques, ce qui confirme la justesse des mesures expérimentales. Par exemple, à la figure 9.5, on présente les historiques des LVDT L00 et L01 (voir figure 5.21) de l'essai #6. Il faut mentionner que ces deux LVDT mesuraient les déformations en cisaillement les plus importantes.

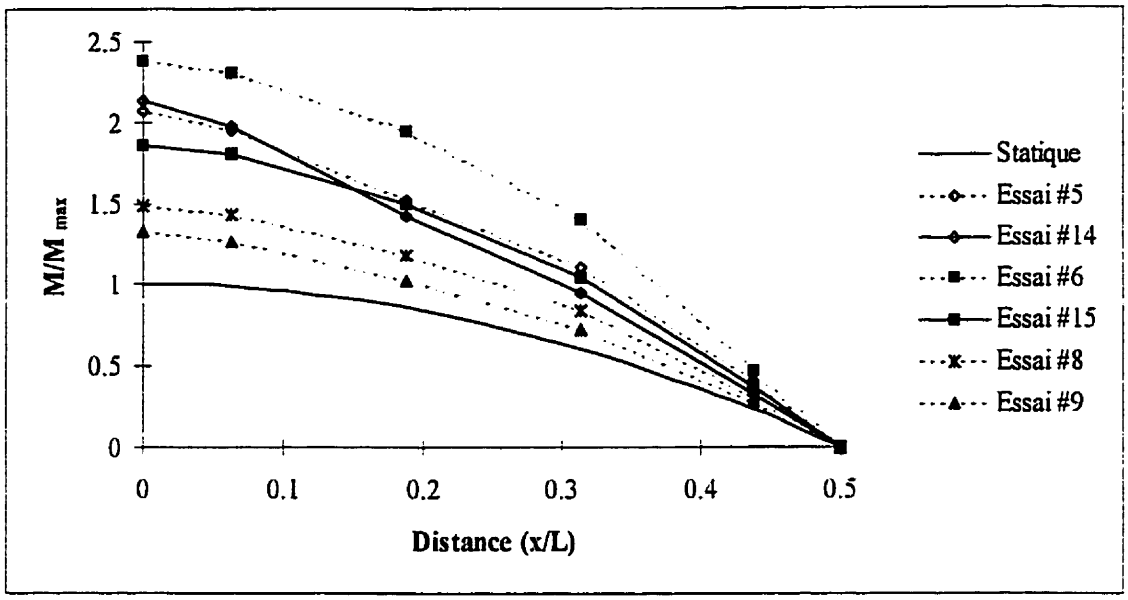


Figure 9.4 Distribution du moment fléchissant

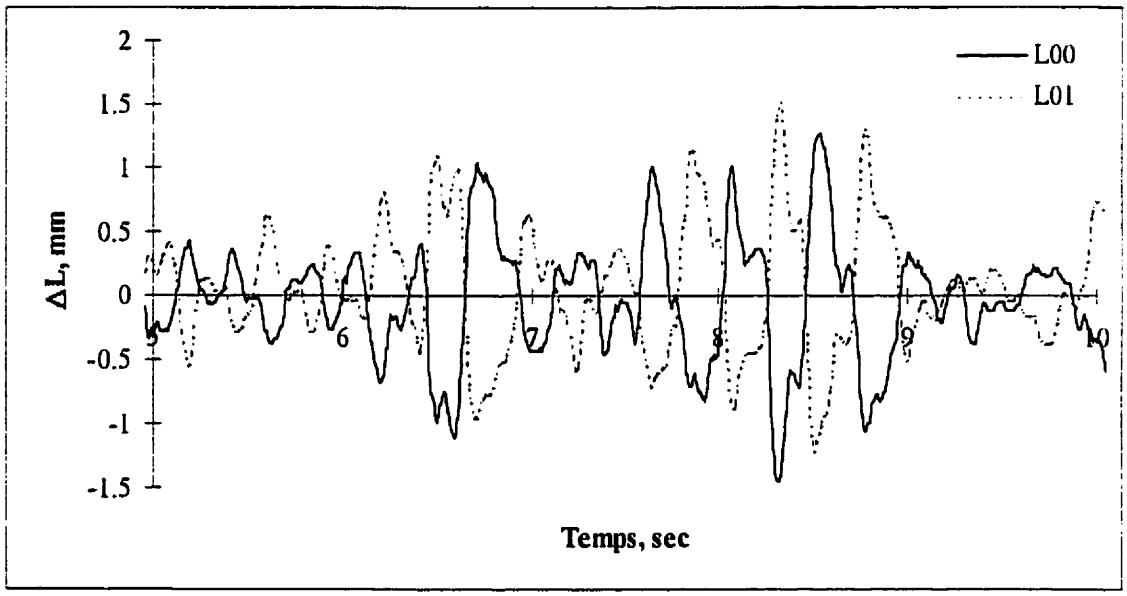


Figure 9.5 Historiques des déplacements pour X1, Essai #6

En calculant les aires sous les courbes présentées dans la figure 9.3, on a obtenu la distribution des moments sur le toit. On compare ces distributions, qui sont présentées dans la figure 9.4, avec la distribution du moment obtenu avec la méthode de conception présentée à la figure 2.5. Les moments ont été normalisés par rapport au moment statique maximum (M_{max}=VL/8). Le rapport entre le moment dynamique maximum et le moment statique maximum varie entre 1.67 et 2.38.

9.2 EFFET DU TYPE D'EXCENTRICITÉ

Dans ce cas, on examine en particulier la réponse torsionnelle. Par conséquent, les paramètres utilisés pour évaluer les effets du type d'excentricité sur la réponse dynamique de la structure sont: les périodes naturelles de vibration, les accélérations longitudinales relatives et les efforts dans les contreventements longitudinaux.

9.2.1 Périodes naturelles

Dans le tableau 7.4, on présente les fréquences naturelles de vibration évaluées expérimentalement. Dans les cas d'excentricité de rigidité, on remarque que les premières fréquences sont plus courtes que celles des cas symétriques. Par contre, dans les cas d'excentricité de résistance, elles sont plus proches des cas symétriques vu la similitude entre les rigidités des contreventements.

9.2.2 Accélérations longitudinales relatives

L'accélération longitudinale relative est la différence entre les lectures de l'accéléromètre A25 et celles de l'accéléromètre A26. Vu que les amplitudes des sollicitations étaient

différentes, on a introduit un facteur R_{max}, qui est le rapport entre la valeur de l'accélération longitudinale relative maximum et la valeur de l'accélération maximale mesurée latéralement sur le cadre, pour faire la comparaison entre les différents essais. On présente les résultats des valeurs de R_{max} en les divisant en trois parties: ceux pour les structures pour la ville de Victoria avec un diaphragme de toit flexible, ceux pour la Ville de Québec avec un diaphragme de toit flexible et ceux pour Victoria avec un diaphragme rigide.

Dans le tableau 9.4, on présente les valeurs de R_{max} calculées pour le cas de la ville de Victoria avec un diaphragme de toit flexible. La différence entre l'essai #11 et l'essai #12 est le pourcentage des amplitudes normalisées considéré. Dans le premier, on a utilisé 75% alors que pour le deuxième essai, on a considéré 125%.

Tableau 9.4 Ville de Victoria, diaphragme flexible

	No Essai	R max.
Sans exc.	#4	1.19
Exc. de K	#6	1.44
Exc. de R	#7	1.57
Exc. de M	#11	1.29
Exc. de M	#12	1.82

Dans le tableau 9.5, on illustre les valeurs du facteur R_{max} pour le cas de la ville de Québec. On observe une nette différence entre le cas symétrique d'un côté et les cas avec des excentricités d'un autre. Toutefois, cette différence n'est pas uniforme.

Tableau 9.5 Ville de Québec, diaphragme flexible

	No Essai	R max.
Sans exc.	#8	1.32
Exc. de K	#9	2.11
Exc. de R	#10	2.23

Dans le tableau 9.6, on présente le facteur R_{max} pour le cas de la ville de Victoria avec un diaphragme de toit rigide. Les valeurs de R_{max} sont très rapprochées. Pour l'essai #15 on obtient une valeur de 1.13 qui est une valeur moins importante que celle obtenue de l'essai #14 avec structure symétrique.

Dans les tableaux 9.4 et 9.5, on remarque une similarité entre les résultats avec une excentricité de résistance et ceux avec une excentricité de rigidité. Par contre, on remarque dans le tableau 9.6 que le cas sans excentricité a atteint une valeur de R_{max} plus importante que certains essais excentriques. Une des raisons est le comportement inélastique très important observé durant l'essai #14, où le contreventement #10 a atteint un niveau de ductilité de μ=13.

Tableau 9.6 Ville de Victoria, diaphragme rigide

	No Essai	R max.
Sans exc.	#14	1.3
Exc. de K	#15	1.13
Exc. de R	#16	2.49
Exc. de M	#17	1.38

9.2.3 Efforts dans les contreventements longitudinaux

Les efforts dans les contreventements longitudinaux ont été mesurés par les cellules de charge installées sur le cadre rigide. Toutefois, pour relier ces efforts à la réponse torsionnelle de la structure, on a calculé la portion du moment de torsion résistée par les contreventements longitudinaux, tout en négligeant la partie résistée par les contreventements latéraux.

À la figure 9.6, on présente un historique de ce moment, qui a été normalisé par rapport à un moment M_y. Le moment M_y est défini comme le moment horizontal qui produit une force de plastification dans les deux contreventements longitudinaux qui sont doublement opposés (ex. contr. #12 et contr. #15), en négligeant la contribution des contreventements latéraux. Dans ce cas, la convention de signes est positif dans la direction horaire.

Dans le tableau 9.7, on présente les valeurs maximum de M/M_y pour certains essais. On a normalisé les valeurs de M/M_y par rapport au pourcentage des amplitudes du séisme normalisé pour chaque essai. On obtient ainsi des valeurs qui prennent en compte l'intensité des amplitudes et, donc, reflètent mieux le comportement torsionnel. On remarque en général, que les essais sans excentricité ont donné lieu à des valeurs moins importantes que dans les essais avec des excentricités. Dans le cas de l'Essai #14 on a eu des effets de rotation pour deux raisons. La première est le fait qu'on a sollicité la structure à des amplitudes relativement importantes (150%), ce qui a induit des déformations inélastiques importantes dans les contreventements latéraux #10 (μ=13) et #11 (μ=12). La deuxième raison est la différence entre les forces de prétension dans les contreventements latéraux. Cette différence était de 5% T_y entre les contreventements #8 et #9 et de 3% T_y entre les contreventements #10 et #11.

En général, on a obtenu des valeurs de M/M_y rapprochées entre les essais avec excentricité de rigidité et ceux avec excentricité de résistance. Il faut préciser qu'on a appliqué des sollicitations plus importantes pour les cas d'excentricité de rigidité.

Si on examine l'effet de la flexibilité du toit sur la réponse torsionnelle de la structure, on trouve que les valeurs de M/M_y sont plus importantes dans les cas de diaphragme rigide, ce qui indique que les contreventements longitudinaux ont été plus sollicités.

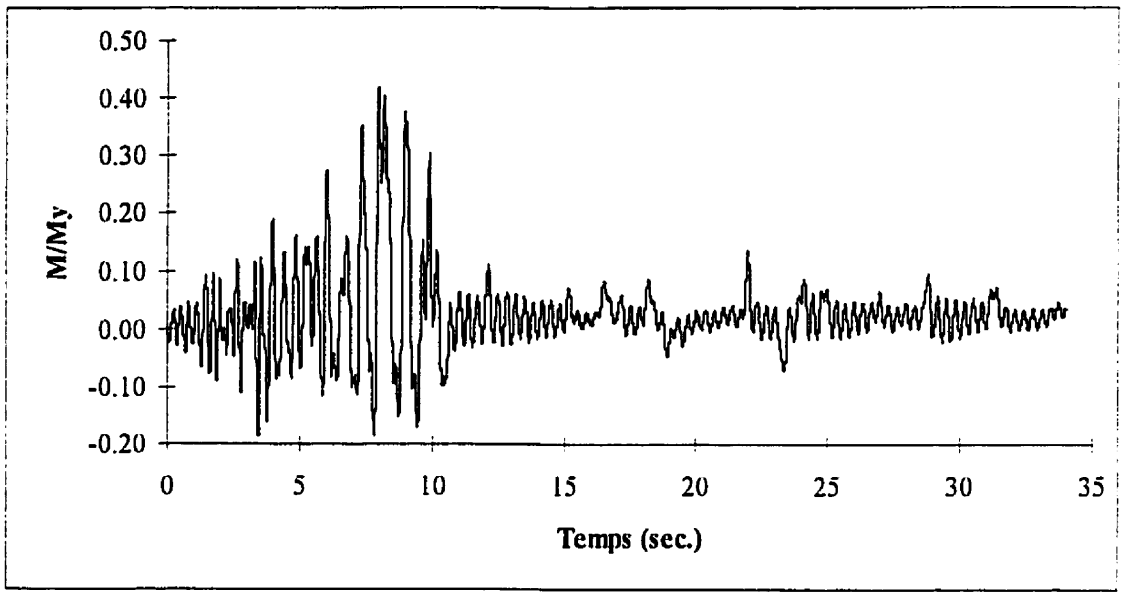


Figure 9.6 Historique de M/M_y, Essai #15

Dû à des problèmes avec la cellule de charge #12, on n'a pas pu évaluer l'historique de M/M_y dans les essais #11 et #12, qui sont des essais d'excentricité de masse avec le toit flexible. Toutefois, si compare les effets de l'excentricité du centre de masse dans le cas Victoria avec un toit rigide avec les autres essais, on trouve que la structure a peu tourné. Les raisons de la faible réponse torsionnelle dans le cas d'excentricité de masse sont le faible niveau des amplitudes normalisées (75%) et la faible excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité.

On a divisé le moment M par la force de cisaillement maximum au toit dans la direction des sollicitations. Cette force a été calculée en additionnant les forces dans les contreventements latéraux au moment où M est maximum. Ceci a donné des valeurs d'excentricité réelles, qui sont présentées dans le tableau 9.8. On ne présente que pour les cas de Victoria avec un diaphragme rigide. Si on compare ces valeurs avec les valeurs d'excentricité présentées dans le tableau 6.1, on remarque que la différence est grande. Si on exclue l'essai symétrique, #14, on remarque que l'essai avec l'excentricité de rigidité est le plus critique.

Tableau 9.7 Valeurs de M/M_y

	Paramètres				
No Essai	Ville	Toit	Exc.	M/M_y	$(M/M_y)/Amp$
#4	Victoria	Flexible	Sans Exc.	0.17	0.17
#5	Victoria	Flexible	Sans Exc.	0.11	0.07
#6	Victoria	Flexible	Exc. de K	0.33	0.33
#7	Victoria	Flexible	Exc. de R	0.32	0.46
#8	Québec	Flexible	Sans Exc.	0.24	0.24
#9	Québec	Flexible	Exc. de K	0.3	0.4
#10	Québec	Flexible	Exc. de R	0.34	0.68
#14	Victoria	Rigide	Sans Exc.	0.57	0.38
#15	Victoria	Rigide	Exc.de K	0.42	0.42
#16	Victoria	Rigide	Exc. de R	0.35	0.5
#17	Victoria	Rigide	Exc. de M	0.15	0.2

Tableau 9.8 Excentricités réelles

	Exc. réelle
#14	1288 mm
#15	746 mm
#16	956 mm
#17	428 mm

9.3 EFFETS DU SITE

Dans la présente étude on a considéré deux sites, la ville de Victoria et la ville de Québec. Les différences entre ces deux sites sont les caractéristiques sismologiques et la surcharge due à la neige. Malgré ces différences, on a obtenu la même charge statique équivalente selon la méthode du CNBC (1995) pour les deux villes, et on a donc conçu le même système de résistance aux charges latérales. Les paramètres de comparaison entre les réponses des deux types structures sont les périodes naturelles de vibration, les historiques des déplacement et les efforts au toit.

9.3.1 Périodes naturelles

Puisque les périodes naturelles de vibration sont fonction de la matrice de masse, on s'attend à ce que les périodes soient plus longues en ajoutant des masses sur la structure. En se référant au tableau 7.4, on peut remarquer que les deux premières périodes naturelles de vibration sont plus longues pour le cas de Québec. Cette observation concorde avec le fait qu'on a préservé la même rigidité latérale et augmenté le poids sur le toit de la structure.

9.3.2 Historiques des déplacements

Si on compare les essais #4 et #8, où on a utilisé 100% des amplitudes normalisées pour les deux séismes, on remarque que la structure correspondant à la ville de Québec a subi des déplacements plus importants que celle de Victoria.

Dans la figure 9.7, on présente les historiques des déplacements normalisés sur la corde Nord (D3) pour l'essai #8. En comparant cet historique avec l'historique des déplacements présenté dans la figure 9.1, on remarque qu'on a atteint des déplacements deux fois plus importants dans le cas de Québec, ce qui indique que la combinaison d'une surcharge de neige plus importante et une sollicitation sismique à des hautes fréquences peut être plus sévère que le cas de la ville de Victoria, et cela malgré un aléa sismique plus prononcé à Victoria.

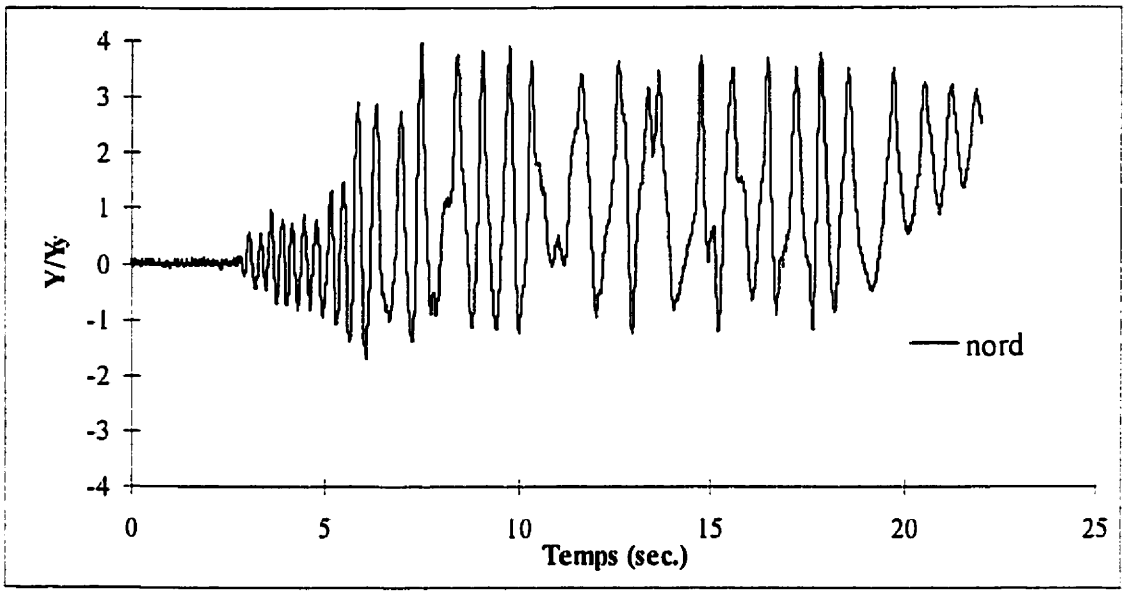


Figure 9.7 Historique des déplacements au Nord, Essai #8

On a calculé la déformation dans le plan en faisant la soustraction entre l'historique au centre de la structure et la moyenne entre les déplacements au Nord et au Sud de la structure. Dans le cas de l'essai #8, le rapport entre le déplacement dynamique et le déplacement calculé selon l'équation (2-17) est de 1.85 (voir tableau 9.3). Pour l'essai #4, ce rapport était de 1.90, ce qui est proche de la valeur mesurée dans l'essai #8.

9.3.3 Efforts au toit

Dans les figures 9.3 et 9.4 on montre la distribution des efforts sur le toit pour les essais #8 et #5. Le moment maximum au centre pour l'essai #5 est plus important que pour l'Essai #8. Si on compare les essais avec une excentricité de rigidité (#6 et #9) on observe une tendance similaire.

CHAPITRE 10
SIMULATIONS NUMÉRIQUES

Dans le présent chapitre, on présente une comparaison entre les résultats de simulations numériques effectuées sur deux modèles analytiques et les résultats expérimentaux obtenus du modèle d'essais. Le premier modèle est un modèle à plusieurs degrés de liberté, alors que le deuxième modèle n'a qu'un seul degré de liberté. On a utilisé le logiciel DRAIN-2DX, développé par Parakash et *al.* (1993), pour effectuer les deux séries d'analyses. Toutefois, la comparaison entre les résultats du modèle d'essais et les résultats des modèles analytiques a été limitée à un seul essai. L'essai considéré est l'essai #4 où le bâtiment était symétrique, avec une masse totale sur le toit correspondante à la ville de Victoria et avec un diaphragme flexible. La sollicitation dynamique appliquée sur le modèle d'essais était le séisme Puget Sound (1949) normalisé et à 100% des amplitudes.

En premier lieu, on présente la comparaison entre les résultats mesurés et les résultats du modèle à plusieurs DDL. Ensuite, on effectue la même comparaison avec le modèle à un DDL.

10.1 MODÈLE À PLUSIEURS DDL

Ce modèle analytique est identique au modèle utilisé dans le chapitre 4 pour valider le modèle d'analyse dimensionnelle. À la figure 10.1, on présente graphiquement ce modèle 2D. Le toit a été modélisé avec 128 éléments de panneau. Chacun de ces éléments possède 2 DDL translationnels par nœud, ainsi que cinq modes de déformation (voir figure 10.2). Il est important de mentionner que cet élément de panneau a comportement

entièrement linéaire. Ces éléments de panneau ont permis de bien modéliser la rigidité en cisaillement du toit. Les valeurs rigidités associées à chaque mode de déformation sont indiqué à la figure 10.2. Ces valeurs on été en ne prenant en compte que le tablier. Comme indiqué à la figure 10.1, le diaphragme de toit est attaché aux contreventements à l'aide de certains nœuds esclaves. Á titre d'exemple, le nœud 157 et le nœud 69 ont le même degré de liberté translationnel dans la direction de l'axe Y, et les nœuds 9 et 165 dans la direction de l'axe X.

Les contreventements ont été représentés par des éléments de treillis qui agissent en tension et compression. Puisque la longueur nette d'un contreventement dans ce modèle analytique est différente de celle des contreventements dans le modèle d'essai, on a spécifié une aire de section afin d'obtenir une rigidité identique. Au même titre, la limite élastique a été modifiée pour obtenir un résistance des contreventements, T_y, identique à celle du modèle d'essai. On a reflété le comportement en tension seulement des contreventements en indiquant une résistance de flambement élastique nulle.

Puisque les poteaux étaient parfaitement rotulés dans le modèle expérimental, on n'a modélisé que les poteaux vis-à-vis des contreventements. De plus, on a complètement négligé les effets de deuxième ordre.

Avant de présenter les résultats des analyses numériques, on examine toutes les hypothèses posées lors de la modélisation du modèle d'essais. On illustre les valeurs numériques des paramètres importants, qui peuvent influencer grandement la réponse dynamique du bâtiment. Ensuite, on compare les résultats analytiques et expérimentaux, en se basant sur les propriétés dynamiques, les déformations dans le plan du diaphragme, la distribution des forces de cisaillement et la distribution des moments au toit.

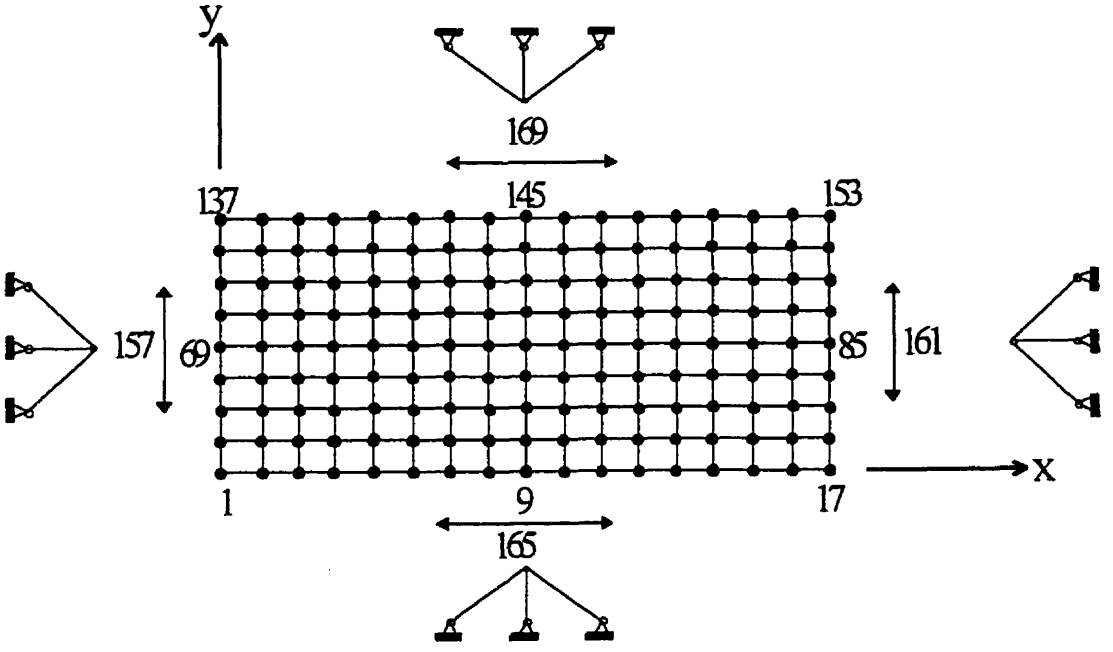


Figure 10.1 Modèle à plusieurs DDL

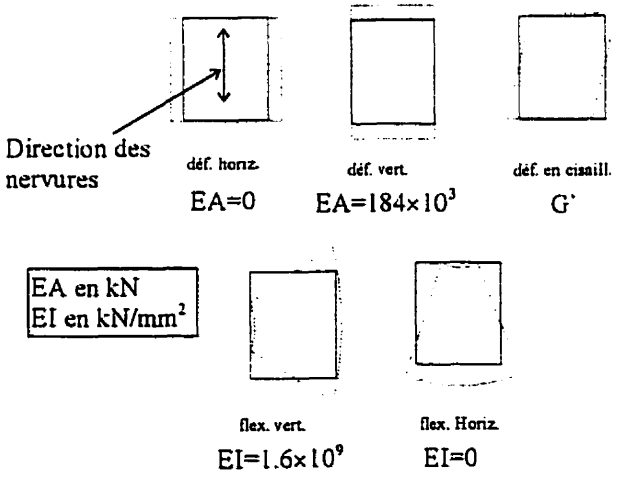


Figure 10.2 Rigidités associées à chaque mode de déformation des éléments panneau

Tableau 10.1 Hypothèses de base pour le modèle à plusieurs DDL

Paramètres	Valeurs numériques
Rigidité en cisaillement du toit G'	1.54 kN/mm
Aire de la section de contr.	19.36 mm^2
Longueur de la section de contr. $L_{contr.}$	1332.1 mm
Limite élastique en traction du contr. T_y	346.1 MPa
Masse totale sur le toit	4505.5 kg
Amortissement (ξ)	4%
Module de Young	200 000 MPa

10.1.1 Hypothèses de base

Dans le tableau 10.1, on présente les valeurs numériques de quelques paramètres importants dans le modèle numérique. La rigidité en cisaillement du toit a été basée sur les résultats de l'essai #1, qui est un essai quasi-statique. En considérant une rigidité en cisaillement linéaire, on a négligé le comportement visco-élastique du toit, qui a été observé durant l'essai #1 (voir figure 7.3).

10.1.2 Périodes naturelles de vibration

Dans ces analyses, on a divisé la rigidité des contreventements par deux pour refléter leur comportement en tension seulement. Une comparaison entre les deux premières périodes naturelles de vibration dans la direction y (voir figure 10.1), telles qu'évaluées par les analyses numériques et celles évaluées expérimentalement, est présentée dans le tableau 10.2.

Tableau 10.2 Comparaison entre les périodes

Modes	1er mode	2ièm mode
Numérique	0.276 sec.	0.15 sec
Exp.(Essai#24)	0.284 sec.	0.16 sec

La concordance entre les deux modèles est un indicateur de la validité du modèle d'essais. Pour s'assurer que le comportement en vibrations libres était semblable entre le modèle d'essais et le modèle analytique, on a vérifié les résultats de l'essai #37 (voir tableau 9.1). La première période calculée numériquement est de 0.268 sec, alors qu'on a obtenu dans à l'essai #37 une période de 0.269 sec.

10.1.3 Efforts au toit

Dans cette section, on fait la comparaison entre la distribution des efforts sur le toit mesurées expérimentalement et celle évaluée numériquement avec le modèle à plusieurs degrés de liberté. Dans un premier temps, on fait la comparaison entre la distribution des forces de cisaillement puis on examine la distribution du moment fléchissant sur le toit.

La distribution des efforts maximum sur le toit dans le modèle numérique a été calculée en considérant l'effort de cisaillement maximum dans un élément de panneau pour chaque rangée d'éléments dans la direction y (Voir figure 10.1). À la figure 10.3, on présente la distribution des forces de cisaillement sur le toit. On peut remarquer une certaine différence entre la réponse expérimentale et la réponse analytique. La distribution analytique surestime la distribution expérimentale, sauf pour le point de mesure près des contreventement où on a obtenu 1.6 V_y. L'augmentation de la résistance due au haut taux de déformation, ainsi qu'un glissement dans les connections feuille-

feuille sont les principales raisons possibles de cette différence entre la distribution expérimentale et la distribution analytique.

En observant la figure 10.4, on remarque qu'on a obtenu une distribution expérimentale du moment fléchissant similaire à celle évaluée numériquement avec le modèle analytique. Toutefois, le moment expérimental maximum est moins important que le moment maximum calculé avec Drain2dx.

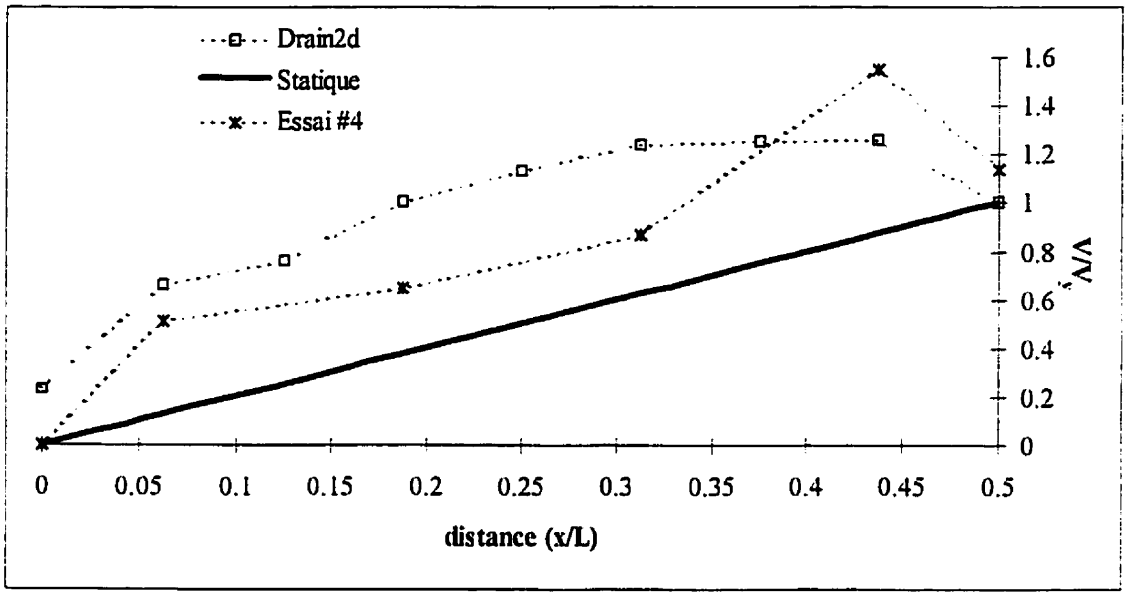


Figure 10.3 Distribution des forces de cisaillement

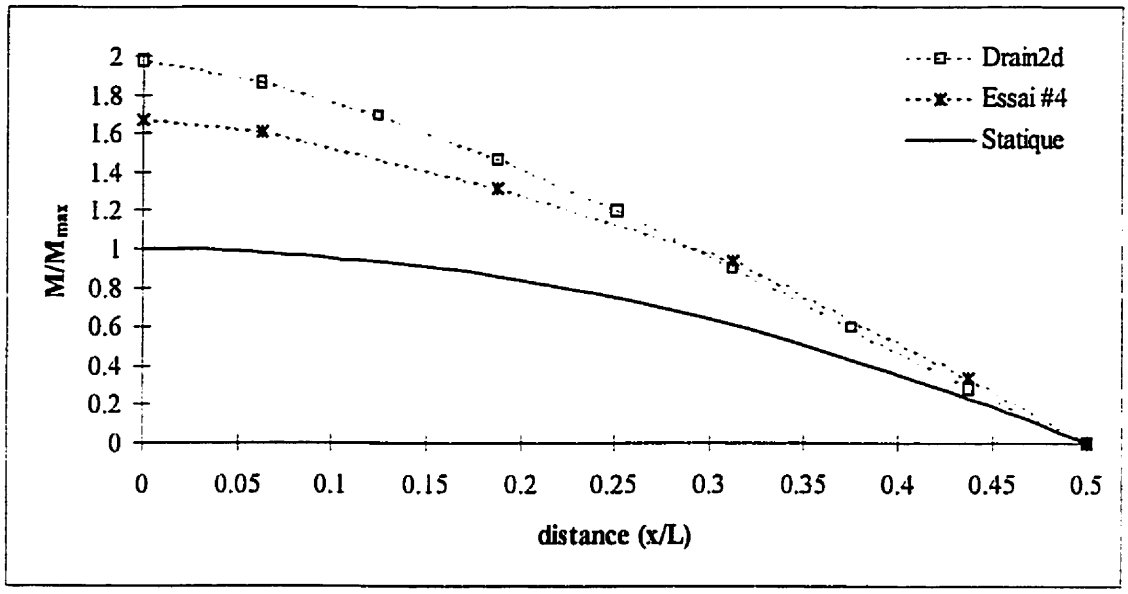


Figure 10.4 Distribution des moments fléchissants

10.1.4 Historique des déplacements

Aux figures 10.5, 10.6 et 10.7, on présente une comparaison entre les historiques des déplacements au toit mesurés expérimentalement et ceux analysés numériquement pour les dix première secondes de la sollicitation dynamique. On remarque que le comportement est très semblable. À la figure 10.5 on présente les historiques au Nord de la structure. Dans ce cas, les déplacements expérimentaux sont moins importants que les déplacements calculés numériquement. Par contre, au Centre et au Sud de la structure (figures 10.6 et 10.7) la similitude entre les résultats expérimentaux et numériques est évidente. Ce fait donne une validité aux modèle d'essai et modèle analytique.

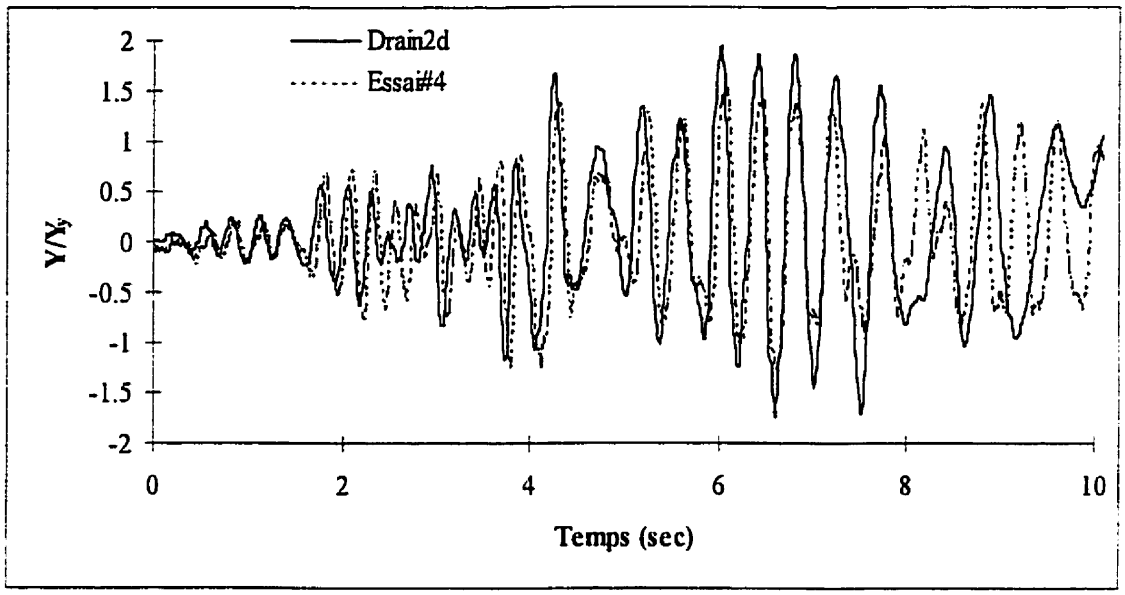


Figure 10.5 Historiques des déplacements, au Nord

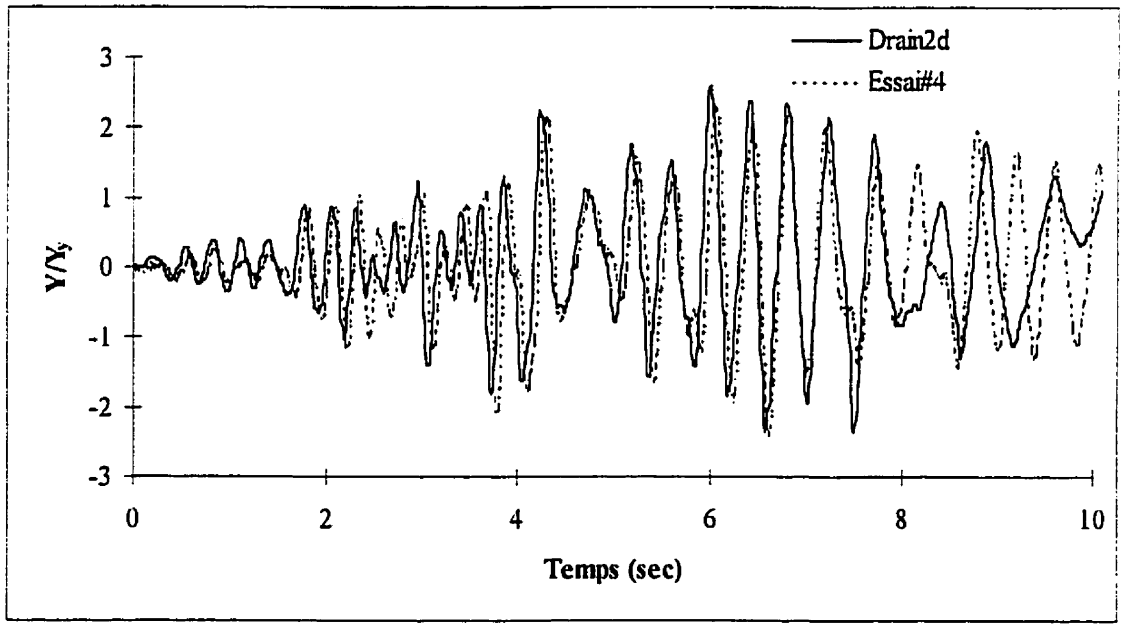


Figure 10.6 Historiques des déplacements, au Centre

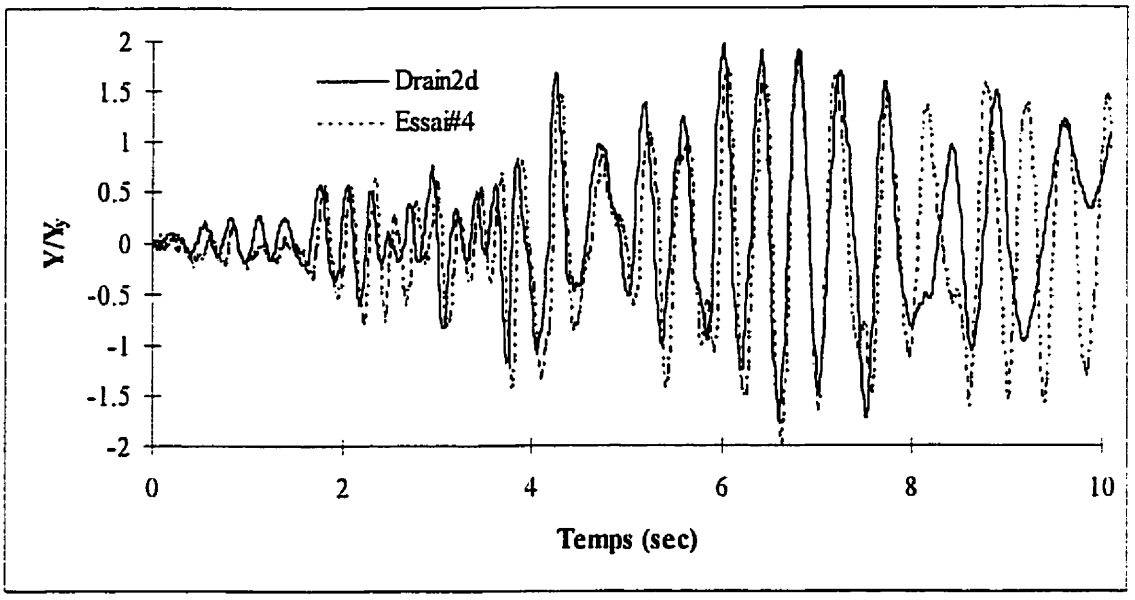


Figure 10.7 Historiques des déplacements, au Sud

10.2 MODÈLE AVEC UN DDL

À titre de comparaison, on a utilisé un modèle avec une seul degré de liberté où on n'a considéré que les contreventements et la masse totale sur le toit. On a soumis ce modèle aux accélérations mesurées sur le cadre rigide. Les paramètres de comparaison avec les résultats expérimentaux sont la période naturelle de vibration et les historiques des déplacements.

10.2.1 Hypothèses de base

Dans le modèle à un DDL, on a utilisé le même logiciel d'analyse dynamique non linéaire DRAIN2DX. Par contre, on a utilisé deux ressorts élasto-plastique où on a reproduit la rigidité horizontale d'un contreventement, ainsi que la composante horizontale de la force de résistance d'un contreventement. Afin de respecter le fait qu'on avait deux

contreventements en tension seulement sur chaque côté de la structure, on a considéré que les deux ressorts avaient une résistance en compression nulle. Il faut préciser qu'on n'a considéré que la moitié du bâtiment, et par conséquent la masse fixée au bout du ressort était égale à la moitié de la masse sur le structure. Les paramètres de ce modèle sont présentés à la figure 10.8.

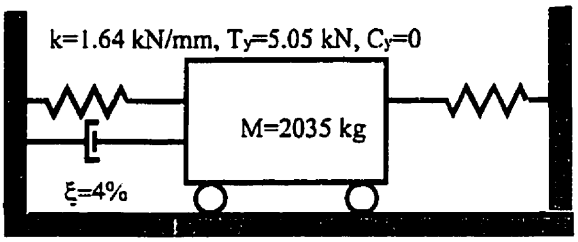


Figure 10.8 Modèle à un DDL

10.2.2 Période naturelle de vibration

La période naturelle de vibration évaluée numériquement avec le modèle à un DDL est de 0.233 sec. Cette période est proche de la période calculée avec le modèle à plusieurs degrés de liberté lorsqu'on considère que le diaphragme est infiniment rigide (0.235 sec). Toutefois, elle est moins élevée que celle du modèle d'essai (tableau 10.2)

10.2.3 Historique des déplacements

Après avoir soumis le modèle à un DDL aux accélérations mesurées latéralement sur le cadre rigide, on a évalué l'historique des déplacements. Dans la figure 10.9 on fait la comparaison entre les résultats numériques et les historiques des déplacements à plusieurs points au toit. On remarque une certaine différence entre les résultats

expérimentaux et numériques. Par ce fait, on démontre que l'hypothèse d'un diaphragme de toit infiniment rigide ne représente pas la réalité.

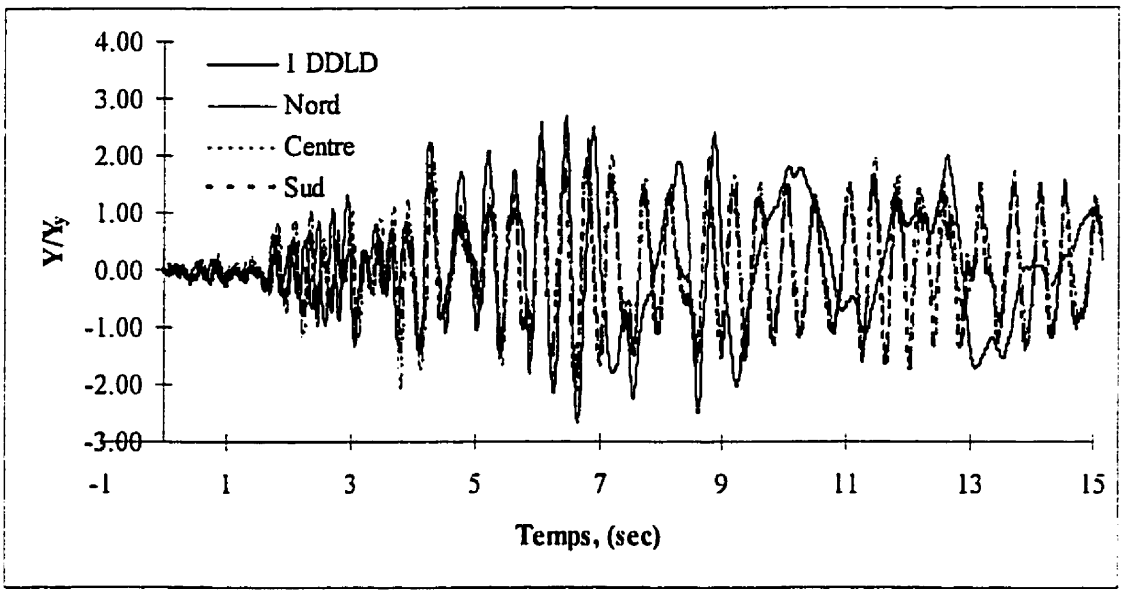


Figure 10.9 Comparaison entre les historiques des déplacements, au Nord, au Centre et au Sud Essai #4 et le modèle à 1 DDLD

NOTE TO USERS

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

This reproduction is the best copy available.

UMI

CHAPITRE 11
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Dans ce mémoire on a étudié expérimentalement les effets de la flexibilité du diaphragme de toit sur la réponse sismique de bâtiments d'un seul étage en acier avec un diaphragme de toit flexible. On présente en premier les conclusions relatives à chacun des objectifs établis au début de l'étude. Ces objectifs étaient la validation expérimentale des études antérieures, l'évaluation de la réponse torsionnelle de ces bâtiments, l'acquisition d'une expertise dans la modélisation de bâtiments à échelle réduite et, finalement, le degré de concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. À la fin, on présente quelques recommandations pour les études futures.

11.1 VALIDATION DES ÉTUDES ANTÉRIEURES

La validation des études antérieures est présentée dans cette section. Ces études ont porté sur les effets de la flexibilité du diaphragme de toit sur la réponse sismique des bâtiments en acier d'un seul étage avec diaphragme de toit flexible. On examine en premier les propriétés dynamiques et, ensuite, on présente la distribution des efforts au toit, les niveaux de ductilité atteints et la déformation dans le plan du diaphragme.

11.1.1 Propriétés dynamiques

Les propriétés dynamiques, soient la période naturelle de vibration, les modes de vibration et l'amortissement, ont été évaluées pour la majorité des structures testées.

Dans le cas étudié, on a observé que la flexibilité du toit avait peu d'influence sur le comportement de la structure en vibration libre. Les périodes de vibration se rapprochent des cas où on ne considère que les contreventements et la masse sur le toit. Ce fait est dû au rapport entre la rigidité du diaphragme et des contreventements (K_B/G'). Ce rapport se rapprochant de 1, la rigidité totale de la structure était relativement proche de celle avec les contreventements seulement. Dans l'étude de Tremblay et Stiemer (1996) ce rapport variait entre 20 et 5.78 pour la première période de vibration dans la direction parallèle à la largeur. Par conséquent, lorsqu'on a augmenté la rigidité du toit de 26%, l'effet sur les périodes était presque négligeable. Le rapport entre la première période de la structure mesurée pour le modèle pour la structure pour Victoria, avec un diaphragme de toit flexible et avec des contreventements symétriques, et la période calculée avec un modèle analytique à un degré de liberté où on n'a considéré que la rigidité des contreventements est de 1.22. Ce rapport variait entre 2 et 3 pour les analyses effectuées par Tremblay et Stiemer.

Le rapport (K_B/G') comme indicateur de la flexibilité est valide seulement pour une structure ayant une longueur égale à deux fois sa largeur, des contreventements sur les côtés et sollicitée parallèle à la larguer. Dans les structures réelles, une méthode simple pour évaluer les effets de la flexibilité du toit sur les périodes est de calculer le rapport entre la déformation en cisaillement au centre du diaphragme et la déformation au contreventements, Δ_s/Δ_B, sous une force latérale concentrée au centre du diaphragme. L'effet de la flexibilité devient important lorsque la valeur du rapport des déformations est plus grande que 2. Les manuels de conception (ex. SDI et CSSBI) considèrent un diaphragme flexible en se basant sur la rigidité du diaphragme seulement. Toutefois, on remarque que les autres éléments de résistance aux charges latérales jouent un rôle important dans l'effet de la flexibilité du diaphragme sur les propriétés dynamiques de la structure.

D'un autre côté, les modes de vibration de la structure concordaient avec les modes observés dans les études antérieures. On a prouvé que les déformations dans le plan du diaphragme de toit ont gouverné la forme des deux premiers modes de vibration dans la direction parallèle à la largeur de la structure (voir figure 7.26).

L'amortissement dans le modèle d'essais était moins élevé que dans les études antérieures où on considérait un amortissement de 5%. Dans le tableau 7.8, on montre que l'amortissement du modèle d'essai varie entre 3.10% et 4.29%. Dans ce cas, on a remarqué que l'amortissement diminue lorsque la rigidité du toit est augmenté. Cette diminution est due au fait que dans le cas de diaphragme rigide, on a empêché le glissement du tablier sur les poutres longitudinale en mettant une fixation feuille/poutrelle à chaque nervure.

11.1.2 Distribution des efforts au toit

Dans cette section, on examine les distributions des forces de cisaillement et des moments au toit. On présente en premier les forces de cisaillement puis on examine les moments fléchissants.

a) Forces de cisaillement au toit

On a mesuré les forces de cisaillement au toit à l'aide de capteurs de déplacement sous le diaphragme. On a remarqué que la distribution de ces efforts n'était pas linéaire, ce qui correspond aux résultats de Tremblay et Stiemer. Dans quelques essais, on a mesuré des efforts de cisaillement 2 fois plus élevés que le cisaillement dû à la force de plastification d'un contreventement. Par contre, on n'a mesuré ce "saut" qu'à un seul point de mesure. Si on n'observe que les autres points, on remarque que ces efforts reflètent les résultats rapportés par les études précédentes.

b) Moment fléchissant

On a calculé ces moments en considérant l'aire sous les courbes des forces de cisaillement. L'amplitude de ces moments est moins importante que celle rapportée par les études antérieures. Le modèle d'essais a donné un rapport entre le moment dynamique maximum et le moment statique maximum variant entre 2.38 et 1.37. Tremblay et Stiemer ont rapporté des rapports entre 2.35 et 1.5. Toutefois, ces rapports restent semblables. La forme de la distribution des moments dans les études antérieures est également similaire à la forme expérimentale. De plus, on a montré que les méthodes actuelles de conception des diaphragme de toit (SDI et CSSBI) sous-estiment ces efforts.

11.1.3 Déformation dans le plan du diaphragme

Les déformations dans le plan ont été mesurées par des cordes de déplacement placées sur le toit. On a trouvé que le rapport entre la déformation dynamique et la déformation statique se situe entre 1.63 et 1.93. On a rapporté dans les études précédentes des rapports entre 1.35 et 2.4. Par conséquent, les déformations mesurées dans le plan du diaphragme correspondaient aux valeurs numériques observées auparavant.

11.1.4 Niveaux de ductilité

Dans l'ensemble des essais, on a obtenu des niveaux de ductilité dans les contreventements entre 0.5 et 13. Ces niveaux sont largement plus bas que ceux rapportés dans l'étude de Tremblay et Stiemer. Vue que les propriétés dynamiques des structures traitées dans l'étude de Tremblay et Stiemer et les séismes appliqués sont différents de ceux du modèle d'essais, cette différence des niveaux de ductilité dans les

contreventements était prévisible. Toutefois, il faut noter qu'on a atteint dans les essais des niveaux de ductilité qui reflètent un comportement inélastique appréciable.

11.2 REPONSE TORSIONNELLE

Dans cette partie, on examine les effets de l'introduction de trois types d'excentricité. On examine la différence entre les trois types d'excentricité en évaluant les périodes de vibration, la participation des contreventements longitudinaux et les accélérations longitudinales. Finalement, on examine les effets de la flexibilité du diaphragme de toit sur la réponse torsionnelle.

Les périodes de vibration pour les cas d'excentricité de rigidité étaient plus longues que les cas symétriques. L'introduction d'excentricité de rigidité dans le cas de diaphragme flexible, a fait augmenter la période de vibration de 23% et 27% pour Victoria et Québec, respectivement. Cette différence est simplement due à l'introduction de flexibilité additionnelle dans la structure, malgré que les rigidités globales sont demeurés similaires aux cas symétriques. Dans le cas de diaphragme rigide, cette différence est moins prononcée, n'étant que de 10%.

Vue que dans les cas d'excentricité de résistance on avait une rigidité pour les contreventements semblable au cas symétrique, les périodes de vibration étaient rapprochées. Dans le cas de diaphragme flexible à Victoria, la période du cas symétrique (0.284 sec) était presque identique à celle du cas d'excentricité de résistance (0.282 sec).

La participation des contreventements longitudinaux est une indication de la réponse torsionnelle. Afin d'apprécier les effets de différents types d'excentricité, on a normalisé ces efforts par rapport aux amplitudes du séisme appliqué sur chaque structure. On a

remarqué que dans les cas d'excentricité de résistance, les contreventements longitudinaux étaient plus sollicités. De plus, en se basant sur ces efforts, on a calculé les excentricités réelles pour le cas de Victoria avec le diaphragme rigide. On a remarqué que la plus grande différence entre l'excentricité calculée théoriquement et celle évaluée expérimentalement était observé dans le cas symétrique.

L'accélération longitudinale relative normalisée par rapport à l'accélération latérale maximum mesurée sur le cadre rigide est aussi une indication de la réponse torsionnelle de la structure. En se basant sur cette accélération, on déduit que la structure a eu une réponse torsionnelle importante dans les cas d'excentricité de résistance (R_{max}=1.57, 2.23 et 2.49). Dans les cas d'excentricité de rigidité cette valeur de R_{max} est moins importante et varie entre 1.13 et 2.11. Toutefois, elle reste au dessus des valeurs pour les cas symétriques qui se situent entre 1.19 et 1.32. Pour les cas d'excentricité de masse on a obtenu des valeurs entre 1.29 et 1.82. Toutefois, on avait une excentricité moins importante dans le cas d'excentricité de masse.

En examinant l'effet de la flexibilité du diaphragme de toit sur le niveau des efforts dans les contreventements longitudinaux, on a trouvé que l'augmentation de la rigidité du toit a fait croître le niveau des effort dans ces contreventements. Toutefois, cette augmentation est restée relativement faible, se situant entre 8% et 27%.

11.3 ACQUISITION D'UNE EXPERTISE DE CONCEPTION DE MODÈLE À ÉCHELLE RÉDUITE

Dans le présent projet, on s'est basé sur un modèle d'analyse dimensionnelle qui a permis de passer du domaine des bâtiments prototypes au domaine du modèle d'essai. La conception du modèle a été basée sur des hypothèses présentées au chapitre 4. En

construisant ce modèle, on a pu acquérir plusieurs connaissances pratiques de la construction, la mise en essai, les problèmes potentiels et l'interprétation des résultats des spécimens à échelle réduite.

Une des conclusions les plus importantes est le fait que des modèles réduits sont réalisables et peuvent reproduire avec exactitude le comportement de la structure prototype, même inélastique, aussi longtemps que le modèle d'analyse dimensionnelle prend en compte tous les variables physiques qui rentrent en jeu dans le phénomène étudié.

11.4 CONCORDANCE DES RÉSULTATS

Après la partie expérimentale, on a modélisé analytiquement la structure testée en utilisant le logiciel DRAIN2DX (1993) et en considérant les propriétés des contreventements, poutres et tablier évaluées expérimentalement ou numériquement

En comparant les résultats numériques avec les résultats de l'essai, on a observé une excellente concordance. Cette concordance se traduit par des périodes très rapprochées de celles mesurées. Les différences entre les périodes expérimentales et théoriques étaient de 2.5% pour la première et de 7% pour la deuxième. De plus, on a obtenu des historiques des déplacements au toit qui sont très semblables.

11.5 RECOMMENDATIONS

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'une recherche sur le comportement sismique des structures en acier d'un seul étage avec diaphragme de toit flexible. Il fait partie intégrante des efforts déployés afin de mieux comprendre, prédire et renforcer ces

structures contre les effets des tremblements de terre. On présente les recommandations en quatre parties, soient des recommandations pour des essais futurs, des recommandations pour des analyses numériques à venir, des recommandations pour l'analyse des résultats obtenus par le modèle d'essai et, finalement, des recommandations pour l'amélioration des codes de conception.

11.5.1 Essais futurs

On a noté une différence importante entre les efforts mesurés au toit, surtout près des contreventements, et les valeurs anticipées par les méthodes de conception. Vue les conséquences économiques de ce résultat, des essais supplémentaires doivent être effectués pour valider les résultats de distributions de ces efforts au toit. Ces essais peuvent être dynamiques ou statiques.

Si des essais similaires sont effectués, il est important de s'assurer qu'on utilise un système fiable pour mesurer les déformations en cisaillement au toit. De plus, il est préférable d'utiliser un seul système d'acquisition, ainsi les problèmes de synchronisation seront évités. L'utilisation d'un diaphragme de toit plus flexible que celui utilisé dans le modèle d'essai aura comme effet d'accentuer la participation de cette flexibilité dans les propriétés dynamiques de la structure et, donc, permettra de mieux évaluer son influence.

Finalement, il est primordial d'effectuer des essais in-situ pour évaluer les propriétés dynamiques des structures réelles et examiner les effets des éléments non-structuraux sur ces propriétés.

11.5.2 Analyses des résultats

Dans cette étude, on a obtenu une quantité appréciable de données. Dû à la contrainte de temps, seulement une partie de ces données a été présentée dans ce mémoire. Par conséquent, il est important de se pencher sur ces données additionnelles afin de mieux comprendre le comportement sismique et statique de ces bâtiments. Il est aussi important d'évaluer les effets P-Δ qui ont joué un rôle important dans le niveau de ductilité dans les contreventements.

11.5.3 Analyses numériques

On a pu, avec le modèle analytique proposé dans ce mémoire, reproduire les résultats obtenus de quelques essais. Il serait intéressant de reproduire tous les essais qui ont été réalisés pour s'assurer de la validité du modèle pour les différentes combinaisons de paramètres étudiés. Cependant, il est important de simuler au moins un essai par type d'excentricité afin de valider numériquement les résultats obtenus. De plus, il faudrait incorporer numériquement les effets P-Δ. On soupçonne que ces effets ont joué un rôle important dans le niveau de ductilité observée dans les contreventements. L'essai où on a eu la ruine de la structure est un essai très important du point de vue comportement à l'ultime de ces structures. Par conséquent, la pertinence de le reproduire numériquement est très grande.

11.5.4 Considérations pratiques

Il est primordial de développer des méthodes de conception de ces structures qui reflètent leur comportement réel. Par conséquent, il faut prendre en compte les effets de

la flexibilité du diaphragme de toit dans le calcul des propriétés dynamiques. Toutefois, il faudrait avoir une vue de l'ensemble de la structure. La rigidité du diaphragme en elle-même n'est pas un bon indicateur de l'effet de la flexibilité sur les propriétés dynamiques. Il faudrait prendre en compte les rigidités des autres éléments de résistance aux charges latérales

De plus, les méthodes actuelles de conception des diaphragmes de toit en acier doivent être modifiées afin de prendre en compte la distribution réelle des efforts lors d'un séisme. Une distribution parabolique de l'effort tranchant en cisaillement au toit peut être une avenue prometteuse.

Le plus important est de prendre en compte la déformation réelle en plan durant un tremblement de terre. Vue qu'on a observé, analytiquement et expérimentalement, le double de la déformation anticipée dans la conception, il serait très important de prendre en compte cette différence. Une méthode simple pour évaluer l'ordre de grandeur de la déformation maximum dans le plan du diaphragme de toit est d'appliquer un charge concentrique au centre de la structure au lieu de considérer la charge distribuée sur le toit.

Dans la prise en compte de la torsion dans les structures, il est important de considérer l'excentricité de résistance entre les éléments de résistance aux charges latérales. Ce paramètre est complètement négligé dans le CNBC (1995), malgré qu'on a remarqué dans l'étude présentée dans ce mémoire que l'excentricité de résistance était aussi critique sinon plus que l'excentricité de rigidité. De plus, il est important d'adopter une méthode pour évaluer la participation des éléments de résistance aux charges latérales perpendiculaires au séisme dans la rigidité à la torsion. Cette évaluation doit prendre compte du comportement inélastique des éléments du SRCL parallèles au séisme.

RÉFÉRENCES

ARIBERT, J.M ET ZIDAN, M. 1978. "Étude du Coefficient de Flexibilité d'un Panneau Nervuré Sollicité en Cisaillement" Construction Métallique, n° 18, P 29-55

ATC-7, 1981. Applied Technology Council, " Guidelines for The Design of Horizontal Wood Diaphragms". Berkeley, California.

ATC-7-1, 1979. Applied Technology Council, " Proceeding of A Workshop on Design of Horizontal Wood Diaphragm". Berkeley, California. November 1979.

ATC-8, 1981. Applied Technology Council, " Proceeding of A Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake loads ". Berkeley, California.

ATC-24, 1992. Applied Technology Council. "Guides for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures.", Redwood City, California.

AKINSON, G. AND BEREJNEV, I. A. 1998. *Compatible Ground-Motion Time Histories for New National Seismic Hazards Maps.* Revue Canadienne de Génie Civil, No 2, p. 354-366

BLUME, J., NEWMARK, N. M. AND CORNING, L.H. 1961. *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings For Earthquake Motions.* Chicago, IL, Portland Cement Association.

BRUNEAU, M. AND STEPHEN, A.M. 1987. "Inelastic seismic response of structures with mass or stiffness eccentricities in plan" Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley, Report No. UCB/EER-87/12

BSSC. 1994. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) - recommended provisions for seismic regulations for new buildings. Building Seismic Safety Council, Washington, D. C.

BUCKINGHAM, E. 1914,"On Physically Similar Systems" Phys. Review 4, 1914.

CECM, 1977. "Convention Européenne de la Construction Métallique". The stressed skin design of steel structures. Recommendations For Steel Construction, CECM-TC7.

CECM, 1991. "Convention Européenne de la Construction Métallique". European Recommendation for Steel Structures in Seismic Zones. CECM-TWG 1.3 "Seismic design"

CELEBI, M., BONGIOVANNI, G., SAFAK, E. AND BRADY, G. 1989. "Seismic Response of a Large-Span Roof Diaphragm", Earthquake Spectra. Vol. 5, No. 2, P. 337-350

CNBC, 1995. "Code National du Bâtiment du Canada ",18e éd., Comité associé du Code National du Bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.

CSA, 1994. "CAN/CSA-S16.1- 94, Limit State Design of Steel Structures", National Standard of Canada, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.

CSSBI, 1991. "CSSBI B13-91, Design of Steel Deck Diaphragm", Canadian Sheet Steel Institute, Willowdale, Ont.

DUBINA, D., ZAHARIA, R. , GEORGESCU, M. AND FINDU, F. 1997. Stress skin design of single-story buildings in seismic areas. Proceedings of Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 97. 3-8 August 1997, Kyoto, Japan.

EDI. 1993 U2&V2 Manual. Experimental Dynamic Investigations, Ltd., Vancouver, B.C.

FILIATRAULT, A., 1996. "Élément de Génie Parasismique et de Calcul Dynamique des Structures", Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec.

FILIATRAULT, A. AND CHERRY, S. 1985. "Performance Evaluation of Friction Damped Braced Steel Frames Under Simulated Earthquakes Loads". Report No. EERL 85-01, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, British Columbia.

GOEL, R.K. AND CHOPRA, A.K. 1993. "Seismic Code Analysis of Buildings Without Locating Centers of Rigidity". ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 119, n° 10, P. 3039-3055.

HUMAR, J.L. AND AWAD, A.M. 1984. "Dynamic Response of Building to Ground Rotational Motion". Revue canadienne de génie civil. Vol. 11, no 1, P. 48-56.

JAIN, S. K. AND JENNINGS, P.C. 1985. "Analytical Models for Low-Rise Buildings With Flexible Floor Diaphragms". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 13: P. 225-241

KUNNATH, S.K., PANAHASHI, N. AND REINHORN, A.M. 1991. "Seismic Response of RC Buildings With Inelastic Diaphragms". ASCE, Journal of Structural Engineering, 117: P. 1218-1237.

MAZZOLANI, F.M., DE MATEIS, G. AND LANDOLFO, R. 1997. Dynamic behaviour of sandwich diaphragms in simple pin-jointed steel frames. Proceedings of Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 97. Kyoto, Japan.

MEDHEKAR, M.S. 1997. "Seismic Evaluation of Steel Buildings with Concentrically Braced Frames". Ph.D. in Structural Engineering thesis, Department of Civil And Environmental Engineering, University of Alberta. Edmonton, Alberta, Fall, 1997.

MONCARZ, P.D. AND KRAWINKLER, H., 1980. "Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering". The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil Engineering, Stanford University. Report No 50.

NAGARAJA, R.J., LOHRMANN, M. AND TALL, L., 1966."Effect of Strain Rate on the Yield Stress of Structural Steel", Journal of Materials, Vol. 1, n°1.

PANAHASHI, N., REINHORN, A.M. AND KUNNATH, S.K. 1994. " Earthquake Simulation Study of A One-Sixth Scale-Model RC Building With Flexible Floor Diaphragms". Proceedings of The Fifth US National Conference on Earthquake Engineering, Vol II. Chicago, Illinois. P. 641-650.

PAULAY, T. 1996. "Seismic Design for Torsional Response of Ductile Buildings". Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 29, No. 3, P 178-198.

PORTER, M. L. 1994. "Diaphragms in Buildings". Proceedings of The Fifth US National Conference on Earthquake Engineering, Vol II. Chicago, Illinois. P. 807-815.

POPOV, E.P. AND BERTERO, V.V. 1980. "Seismic Analysis of Some Steel Building Frames" ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division. Vol. 106, n° EM1, P.75–92.

REDWOOD, R.G. AND CHANNAGIRI, V.S. 1991. " Earthquake Resistant Design of Concentrically Braced Steel Frames". Revue Canadienne de Génie Civil, 18: P. 839-850.

REDWOOD, R.G., LU, F., BOUCHARD, G. AND PAULTRE, P. 1991. "Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames". Revue Canadienne de Génie Civil, 18: 1062-1077.

SABNIS, G.M., HARRIS, H.G., WHITE, R.N. AND MIRZA, M.S., 1983. "Structural Modeling and Experimental Techniques", Prentice-Hall Civil Engineering and Engineering Mechanics Series.

SAP90, 1992. "Structural Analysis", Users Manual. By Edward L. Wilson and Ashraf Habibullah, Computer and Structures Inc. Berekely, California.

SDI, 1991. "Diaphragm Design Manuel", 2nd ed. Steel Deck Institute, Inc., Canton, Ohio.

SHEPHERD, R. AND DONALD, R. A. H. 1967. "The Influence of In-Plane Floor Flexibility on The Normal Properties of Buildings .", Journal of Sound Vibration, Vol. 5 (I), P. 29-36.

STAFFORD-SMITH, B. AND VÉZINA, S. 1985. "Evaluation of Centres of Resistance in Multi-storey Buildings Structures". Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Vol. 79, pt. 2 , P. 623-635.

SUPPLÉMENT DU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA, 1995. "Supplément du Code National du Bâtiment du Canada", Comité associé du Code National du Bâtiment, Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Ontario.

TREMBLAY, R. AND FILIATRAULT, A., 1996. "Seismic Impact Loading in Inelastic Tension-Only Concentrically Braced Steel Frames: Myth or Reality?", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, P. 1373-1389.

TREMBLAY, R. AND STIEMER, S.F., 1996. "Seismic Behavior of Single-Story Steel Structures With a Flexible Roof Diaphragm". Revue Canadienne de Génie Civil , 23 P.49-62

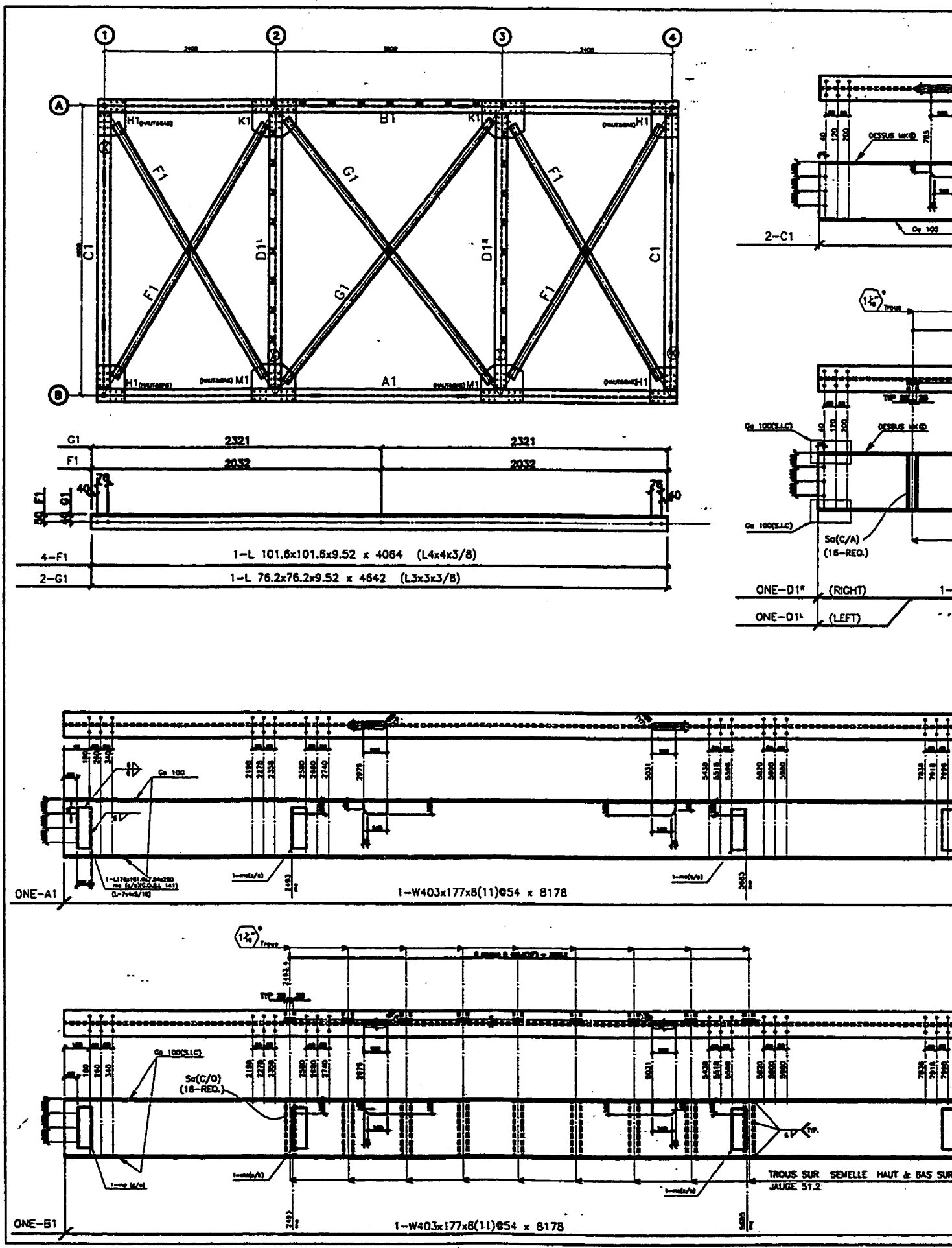
TSO, W.K. 1990. " Static Eccentricity Concept for Torsional Moment Equations". ASCE, Journal of Structural Engineering. Vol. 116, n° 5, p.1199-1212.

UBC, 1994. "Structural Engineering Design Provision." International Conference of Building Officials, Whittier, Ca.

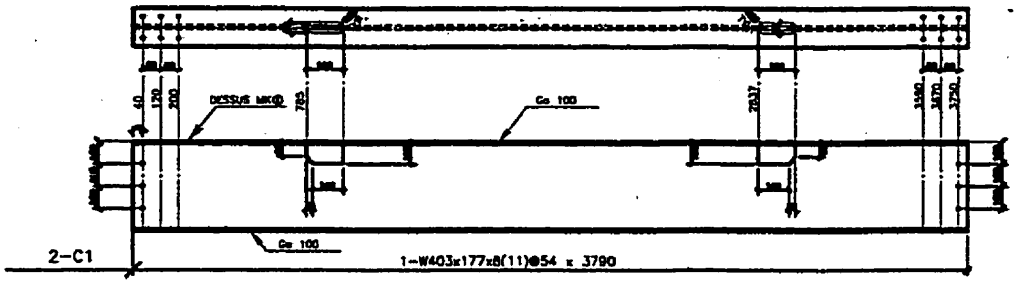
WAKABAYASHI, M., NAKAMURA, T., IWAI, S. et HAYASHI, Y. 1984."Effect of Strain Rate on the Behavior of the Structural Members." Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, VI, P. 491-498.

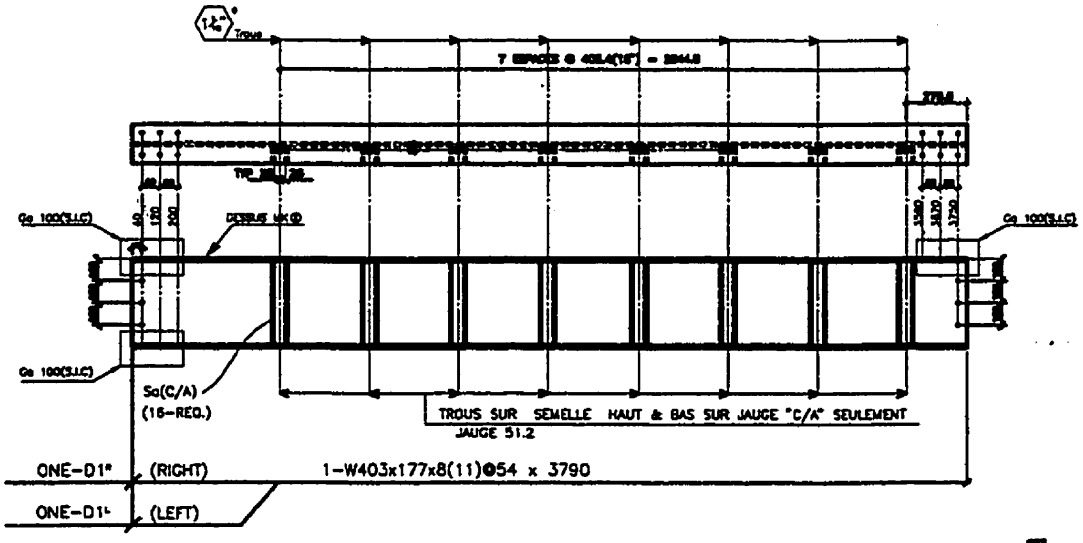
ANNEXE A

PLAN DU CADRE RIGIDE



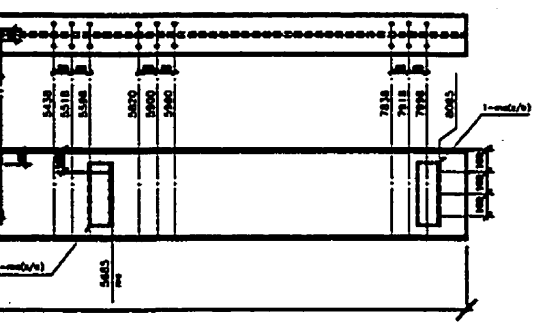
1
2
3
4
A
B
H1
K1
B1
F1
G1
C1
D1L
D1R
M1
A1
G1
2321
2321
F1
2032
2032
4-F1
1-L 101.6x101.6x9.52 x 4064 (L4x4x3/8)
2-G1
1-L 76.2x76.2x9.52 x 4642 (L3x3x3/8)
2-C1
DESSUS MK
Ga 100
Ga 100(S.I.C)
Sa(C/A)
(16-REQ.)
ONE-D1R
(RIGHT)
ONE-D1L
(LEFT)
Ga 100
ONE-A1
1-W403x177x8(11)@54 x 8178
Ga 100(S.I.C)
Sa(C/O)
(18-REQ.)
TROUS SUR SEMELLE HAUT & BAS SUR
JAUGE 51.2
ONE-B1
1-W403x177x8(11)@54 x 8178

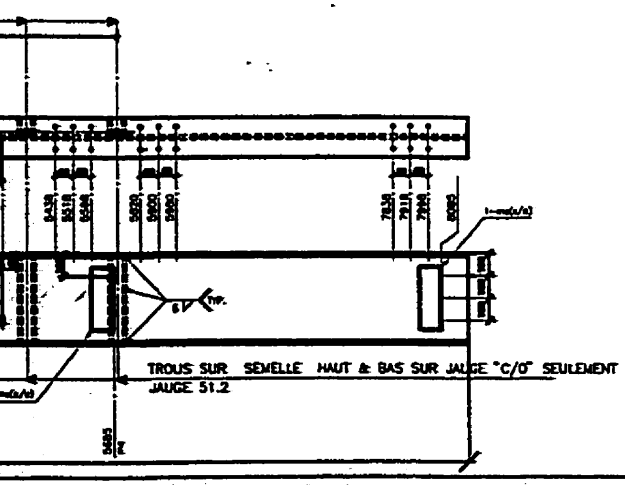


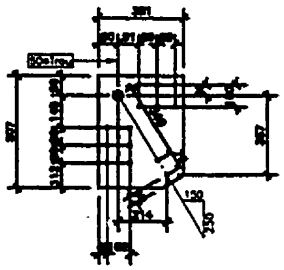


BILL OF MATERIAL

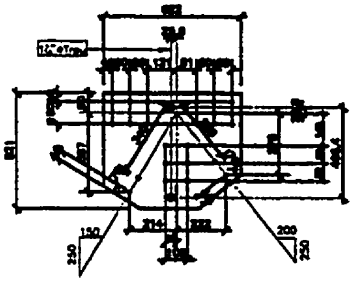
MARK	QTY	DESCRIPTION	LENGTH		COATING	WEIGHT	
			m	mm		kg	
A1	[illegible]	W410x54	6	178		[illegible]	
[illegible]	4	[illegible]	0	280	[illegible]	[illegible]	
B1	[illegible]	W410x54	6	178		[illegible]	
Sa	16	[illegible]	0	361	[illegible]	[illegible]	
[illegible]	4	[illegible]	0	280	[illegible]	[illegible]	
C1	2	W410x54	3	790		[illegible]	
D1'	[illegible]	W410x54	3	790	[illegible]	[illegible]	
D1"	[illegible]	W410x54	3	790	[illegible]	[illegible]	
Sa	32	[illegible]	0	361	[illegible]	[illegible]	
E1	4	[illegible]	4	0[illegible]		[illegible]	
G1	2	[illegible]	4	1642		[illegible]	
H1	8	[illegible]	0	507		194	
K1	2	[illegible]	0	822		[illegible]	
M1	4	[illegible]	0	1622		[illegible]	
P1	450	[illegible]	0	101.6	[illegible]	[illegible]	
					TOTAL	[illegible]	



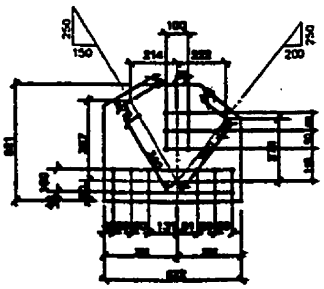




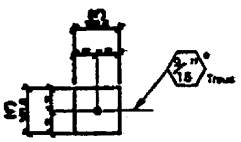
8-REQ. Mk "H1"



2-REQ. Mk "K1"



4-REQ. Mk "M1"



450-REQ. Mk "P1"

BOULONS DE CHANTIER

27-$\frac{3}{4}$"ΦA325 x 2" LONG
228-$\frac{3}{4}$"ΦA325 x 2$\frac{1}{2}$" LONG

REV.	DATE	DESCRIPTION	BY

PART [illegible]	SIZE [illegible]	HOLES [illegible]	MATL [illegible]
DWN BY [illegible]	DATE [illegible]	CHK	CHK DATE
REV [illegible]			

cansam manac

POLY-CIVIL STRUCTURE

CONTRACT No. [illegible]
EXTRA No.
DRAWING
DWG No. 1

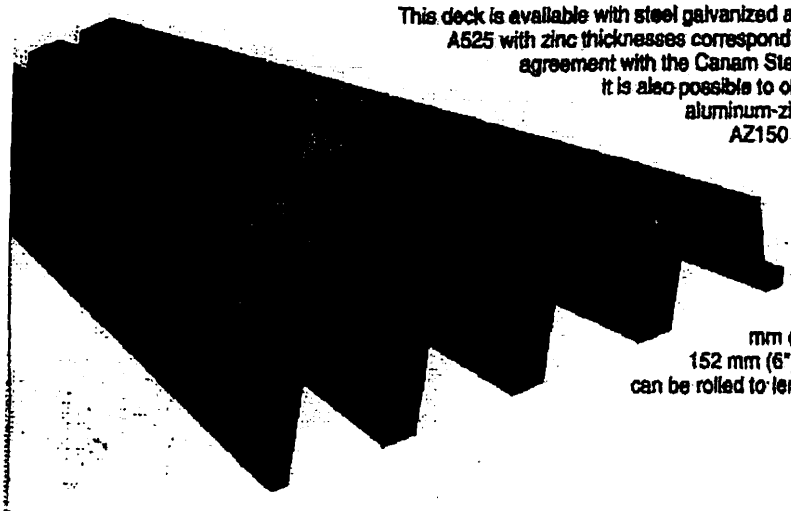
ANNEXE B

FICHE TECHNIQUE POUR LE TABLIER DU MODÈLE D'ESSAIS

Steel deck P-2436

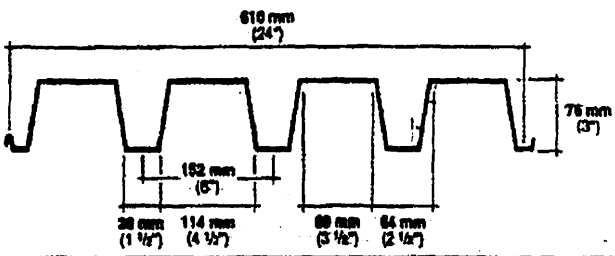
Canam's P-2436 is a steel deck roll formed to cover 610 mm (24").

This deck is available with steel galvanized according to ASTM standard A525 with zinc thicknesses corresponding to Z275 or ZF001. Upon agreement with the Canam Steel Works sales department, it is also possible to obtain steel deck coated with aluminum-zinc according to designation AZ150 of ASTM standard A792, or stainless steel according to AISI standard T-316L.



Nominal thicknesses range from 0,76 mm (0.030" or 22 gauge) to 1,52 mm (0.060" or 16 gauge). The flutes are 76,2 mm (3") deep and are spaced at 152 mm (6") center to center. The deck can be rolled to lengths from 2 000 mm (6'-6") to 12 200 mm (40' 0").

DIMENSIONS



PHYSICAL PROPERTIES

Nominal thickness	Design thickness	Overall depth	Weight	Factored reaction bearing end	Factored reaction bearing interior	Section modulus mid-span	Section modulus bearing	Inertia for deflection
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

This table is calculated according to CSA - S136-M89.
Properties are for a width of 1000 mm - (12").
Material: ASTM A 446 - Grade A steel, yield strength: 230 MPa - (33,000 psi)

FACTORED AND SERVICE LOAD TABLES

- Loads are uniformly distributed in kilopascals (pounds per square foot).
- Loads at rows marked "E" are factored and are limited by the bending capacity of the sheet except when the loads are between brackets. In these cases, the limit is due to either web crippling or combined shear and bending.

Ex: Dead load = 0.8kPa; Live load = 2.4 kPa
Factored load = (0.8 x 1.25) + (2.4 X 1.50) = 4.6 kPa

- Loads at rows marked "D" are the service loads producing a deflection equal to the span divided by 240. The live loads producing deflection equal to the span/180 or span/360 are calculated by multiplying the loads in the "D" rows by 1.33 or 0.66, respectively.
- The span is the shorter of the following dimensions: dimension o/c of the supports, or the clear dimension between the supports plus the depth of the deck.

Thickness (mm)

Thickness (gauge)

ANNEXE C
ESSAIS DE TRACTION

Dans cette annexe on présente les résultats des essais de traction effectués sur des éprouvettes. Les dimensions de ces éprouvettes sont présentées à la figure C.3. De plus, on présente les paramètres de chaque éprouvette testée, pour le cas de l'acier commercial. Dans le tableau C.2 on présente les même résultats pour l'acier ASTM-A623 SQ 255.

Tableau C.1 Résultats des éprouvettes de l'acier commercial

Paramètre	Test1	Test2	Test3	Moyenne
F_y, MPa	318	310	314	314
F_u, MPa	418	401	405	408
ε_y %	0.1	0.11	0.094	0.1
ε_u %	11.46	11.70	11.23	11.46

Tableau C.2 Résultats des éprouvettes de l'acier ASTM A623 SQ 255

Paramètre	Test1	Test2	Moyenne
F_y, MPa	297	305	301
F_u, MPa	364	375	371
ε_y %	0.4	0.5	0.45
ε_u %	10	14	12

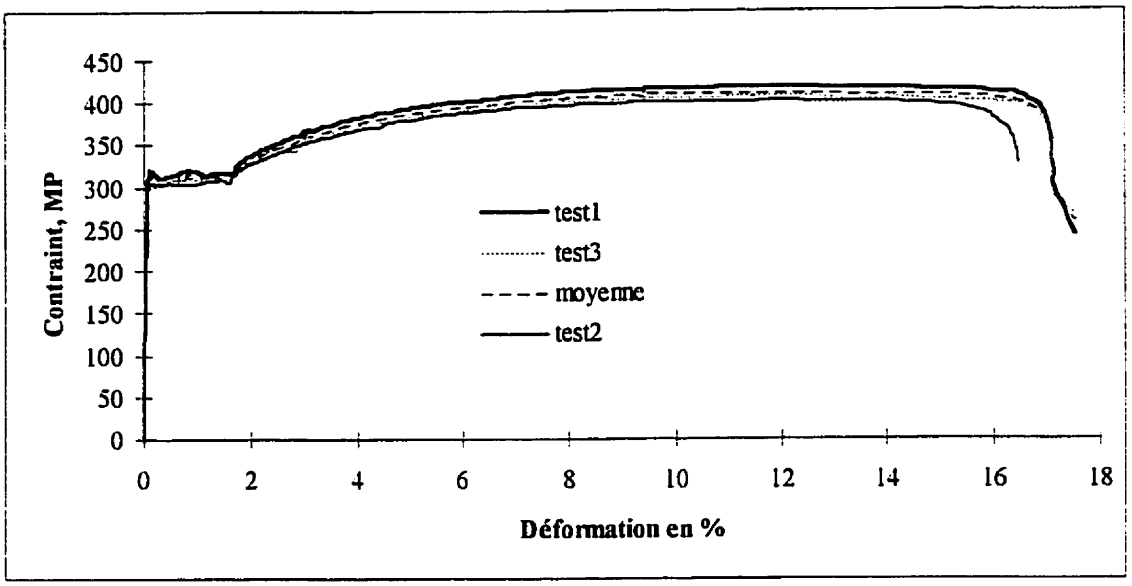


Figure C.1 Courbes Contraintes-Déformations sur les éprouvettes de l'acier commercial

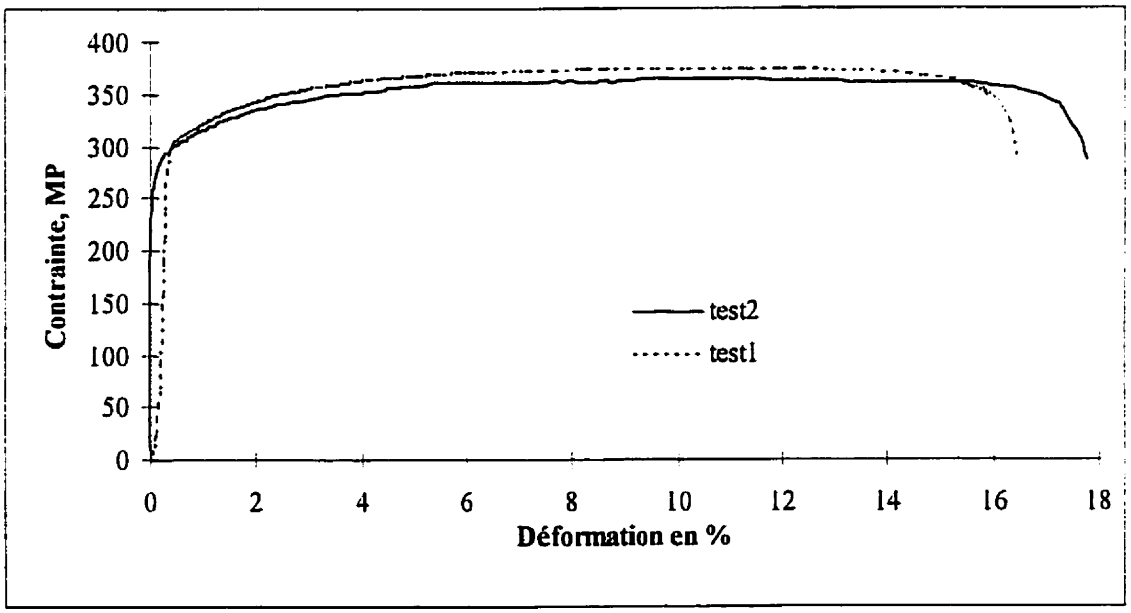


Figure C.2 Courbes Contraintes-Déformations sur les éprouvettes de l'acier ASTM A623 SQ 255

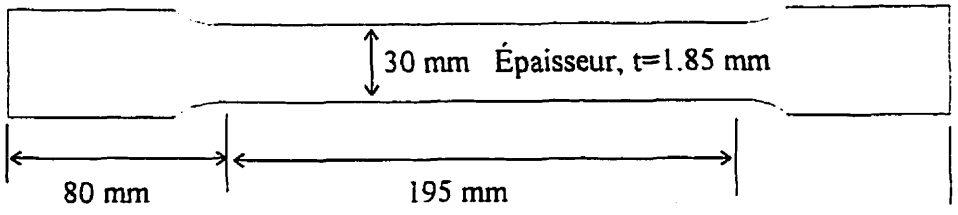


Figure C.3 Éprouvette pour les essais de traction

ANNEXE D

CALCUL DU CENTRE DE MASSE AU TOIT

Dans cette annexe on présente un fichier de calcul la distance, X, entre le centre de masse le cas de Québec avec le diaphragme de toit flexible et l'axe A (voir figure 5.4).

Sur le tablier

No de lign	blocs	Moment
ligne 1	12	1446
ligne 2	12	5107.2
ligne 3	12	8764.8
ligne 4	12	12422.4
ligne 5	12	16080
ligne 6	12	19737.6
ligne 7	12	23395.2
ligne 8	12	27052.8
ligne 9	12	30710.4
ligne 10	12	34368
ligne 11	12	38025.6
ligne 12	12	41683.2
ligne 13	7	26448.8
ligne 14	7	29649.2
ligne 15	12	54484.8
ligne 16	12	58142.4
ligne 17	12	61800
ligne 18	12	65457.6
ligne 19	12	69115.2
ligne 20	12	72772.8
ligne 21	12	76430.4
ligne 22	12	80088
ligne 23	12	83745.6
ligne 24	12	87403.2
ligne 25	12	91060.8
ligne 26	12	94718.4
Sum	3624	17565325

Sous le tablier

o de lign	blocs	Moment
ligne 1	10	5018
ligne 2	9	7259.4
ligne 3	8	8891.2
ligne 4	10	14162
ligne 5	7	12047
ligne 6	4	10541.6
ligne 7	4	11760.8
ligne 8	10	32450
ligne 9	9	31948.2
ligne 10	9	40177.8
ligne 11	9	42921
ligne 12	7	35516.6
ligne 13	1	5378.6
ligne 14	9	51150.6
ligne 15	9	56637
ligne 16	3	19793.4
ligne 17	9	62123.4
ligne 18	7	50451.8
ligne 19	8	60097.6
ligne 20	8	62536
sum	1800	6699912

X= 3923.24

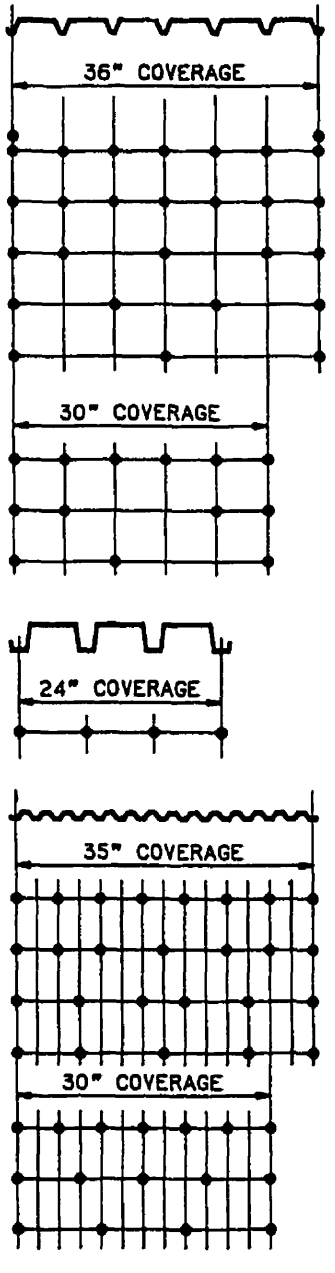
ANNEXE E

CALCUL DE LA RIGIDITÉ G' DU DIAPHRAGME DU MODÈLE D'ESSAI

Dans cette annexe on examine en premier lieu les détails de calcul du paramètre D_n de l'équation (2-8). Ensuite, on présente le ficher Excel utilisé pour calculer la rigidité en cisaillement, G', pour le diaphragme de toit du modèle d'essai.

E.1 CALCUL DE D_n

TYPICAL FASTENER LAYOUTS



1.5 (WR, IR, NR)	$\alpha = \Sigma \frac{X}{W}$	$\Sigma(\frac{X}{W})^2$
36/9 PATTERN	3.000	1.2778
36/7 PATTERN	2.000	0.7778
36/5 PATTERN	1.667	0.7222
* 36/4 PATTERN	1.333	0.5556
36/3 PATTERN	1.000	0.5000
30/6 PATTERN	1.800	0.7000
30/4 PATTERN	1.800	0.6800
30/3 PATTERN	1.100	0.5100
3.0 DR		
24/4 PATTERN	1.333	0.5556
9/16 FORM		
35/8 PATTERN	2.286	0.8571
35/7 PATTERN	2.143	0.8469
35/6 PATTERN	1.714	0.6735
35/5 PATTERN	1.571	0.6632
30/7 PATTERN	2.000	0.7778
30/5 PATTERN	1.500	0.6250
30/4 PATTERN	1.333	0.5556

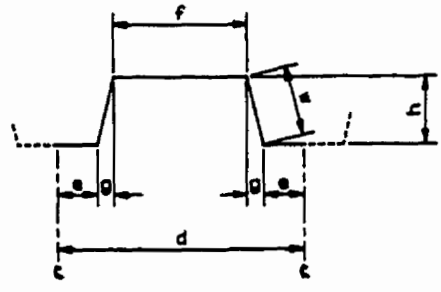
* This pattern is also used for 2" & 3" Composite.

Warping Factor Development

D-values for warping are given in Table 3.31 for the more common 1.5 inch deep standard SDI profiles. They were developed following the rather detailed material from Reference 18 which is summarized below and suited to programmed use. The profile of one corrugation is as shown where dimensions are in inches and are presumed to represent flat elements between their intersection points. The symbols used herein are intended only for this appendix.

Not all of the values in the listing below are needed for any one end fastener layout. Beginning with WT, values are established for subsequent use leading to DW1 through DW4 representing D-values for bottom end fasteners in each, alternate, every third, and fourth valleys respectively.

Listing



$WT = 4f^2\ (f + w)$

$WB = 16e^2\ (2e + w)$

$PW = 1/(t)^{1.5}$

$A = 2e/f$

$D1 = \frac{1}{3}\ h^2\ (2w + 3f)$

$D2 = D1/2$

$V = 2(e + w) + f$

$D3 = \frac{1}{12}\ \frac{h^2}{d^2}\ [(V)\ (4e^2 - 2ef + f^2) + d^2\ (3f + 2w)]$

$C1 = 1/(D3 - D2/2)$
$C2 = 1/[e(D2/f) + D3]$
$C3 = 1/[(0.5 + A)D2 + D3]$
$C4 = A/[e(D1/f) + D2]$
$C5 = A/[(0.5 + A)D1 + D2]$
$C6 = 1/[(0.5 + A)D1 + D3 + D2/2]$

$D4(1) = (24f/C1)\ (\frac{C1}{WT})^{0.25}$

$D4(2) = (24f/C2)\ (\frac{C2}{WT})^{0.25}$

$D4(3) = (24f/C3)\ (\frac{C3}{WT})^{0.25}$

$D4(4) = (48e/C4)\ (\frac{C4}{WB})^{0.25}$

$D4(5) = (48e/C5)\ (\frac{C5}{WB})^{0.25}$

$D4(6) = (24f/C6)\ (\frac{C6}{WT})^{0.25}$
$G4(1) = D4(1)$

$$G4(2) = 2[D4(2)] + A[D4(4)]$$
$$G4(3) = 2[D4(3)] + D4(6) + 2A\ [D4(5)]$$

$$C41 = A/[(1.5A + 1)D1 + D2]$$
$$C42 = 1/[D3 + (1.5A + 1)D2]$$
$$C43 = A/[(2A + 1)D1 + 2(D2)]$$
$$C44 = 1/[(1.5A + 1)D1 + (0.5A + 1)D2 + D3]$$

$$D42 = (24f/C42)\left(\frac{C42}{WT}\right)^{0.25}$$

$$D44 = (24f/C44)\left(\frac{C44}{WT}\right)^{0.25}$$

$$D41 = (48e/C41)\left(\frac{C41}{WB}\right)^{0.25}$$

$$D43 = (48e/C43)\left(\frac{C43}{WB}\right)^{0.25}$$

$$G44 = 2(D42 + D44) + A[2(D41) + D43]$$

$$DW1 = G4(1)(f/d)PW$$
$$DW2 = G4(2)(f/2d)PW$$
$$DW3 = G4(3)(f/3d)PW$$
$$DW4 = G44(f/4d)PW$$

Any computer program developed following the above list should be checked against the values of Table 3.31 for a preliminary check of its accuracy. For that table, the following inch dimensions were used:

Type	h	w	d	e	f	g	s
WR	1.50	1.5052	6.00	1.000	3.750	0.125	8.760
IR	1.50	1.5052	6.00	0.625	4.500	0.125	8.760
NR	1.50	1.5117	6.00	0.250	5.125	0.1875	8.648

E.2 FICHIER EXCEL POUR CACULER G'

Calcul de G' selon SDI Diaphragm Design Manual 2ed.
Entrer les valeurs en rouge et utiliser des unités consistentes
Note: le calcul est effectué pour une feuille typique de dimensions LL x w_f

Matériaux	Young	[illegible]	Module d'Young
	tt	0.01[illegible]	Epaisseur d'acier
Profil du tablier	hh	[illegible]	Profondeur
	ww	1.58	Largeur de l'âme'
	dd	6	Pas
	ee	0.75	Demi-largeur de la semelle inférieure
	tf	[illegible]	Largeur de la semelle supérieure
	jg	[illegible]	Projection horizontale de l'âme
	ss	8.16	Développée de l'acier sur le pas
Géométrie	LL	157.48	Longueur d'une feuille
	w_f	[illegible]	Largeur d'une feuille
	np	[illegible]	Nombre de poutrelles intermédiaires (celles de bout extra) sur LL
	Lv	39.37	Espacement des poutrelles
Connecteurs	n_pas	[illegible]	Nombre de pas entre les connecteurs aux poutrelles aux bouts de la feuille
	alpha1	1.33	Σ(x/w) aux poutrelles des bouts (voir page AIV-2 du manuel SDI)
	alpha2	1.33	Σ(x/w) aux poutrelles intermédiaires (voir page AIV-2 du manuel SDI)
	ncs	[illegible]	Nombre de connecteurs de côté (sidelap) sur LL
	Fcf	[illegible]	Flexibilité des connecteurs à la structure (sidelap)
	Fcs	[illegible]	Flexibilité des connecteurs de côté (sidelap)

Contribution du cisaillement de l'acier	Fs	0.00669634	3%
Contribution du gauchissement (paramètre Dn)	Fn	0.20770479	94%
Contribution des connecteurs (paramètre C)	Fslip	0.00588071	3%
G' (=1 / (Fs + Fn + Fslip)	G'	4.53963901	

Calcul du paramètre Dn

WT	248.92
WB	27.72
PW	417.561504
AAA	0.42857143
D_1	10.245
D_2	5.1225
D_3	2.954375
C_1	2.54372019
C_2	0.24678845
C_3	0.12968517
C_4	0.05856515
C_5	0.02928258
C_6	0.06653874
D_41	10.4993481
D_42	60.3977447
D_43	97.8580621
D_44	131.787654
D_45	221.639532
D_46	161.4204
G_41	10.4993481
G_42	177.275913
G_43	547.113266
C_41	0.01952172
C_42	0.08795144
C_43	0.01464129
C_44	0.03845322
D_441	300.410888
D-442	130.942952
D_443	372.751777
D_444	243.53692
G_444	1166.20559
DW_1	2557.40543
DW_2	21590.2157
DW_3	44421.5019
DW_4	71015.3712
PHI	0.8
Dn	137.098144
CCC	3.10530647

Il faut mentionner que dans ce fichier on a utilisé le système d'unité impérial. Par conséquent, G' est exprimé en K/Po.

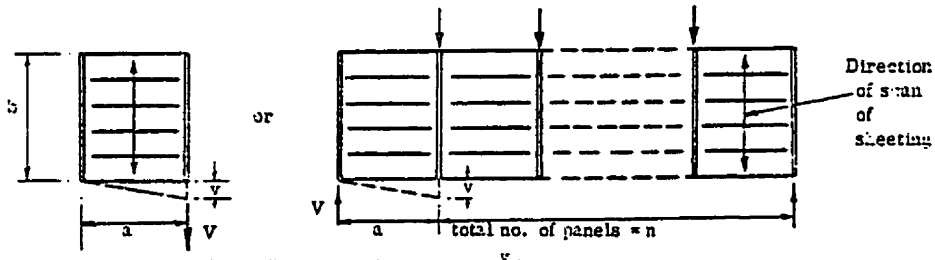
ANNEXE F

CALCUL DE LA FLEXIBILITÉ, C_{TOTAL}, DU DIAPHRAGME DE TOIT

Dans cette annexe on présente la méthode de CECM (1978) pour calculer la flexibilité du diaphragme de toit. Dans un premier temps on présente les paramètres de la méthode CECM, et ensuite on illustre le fichier Excel utilisé pour le calcul de C_{total}.

F.1 MÉTHODE DU CECM (1978)

Appendix A8.2 Expressions for the Calculation of the Shear Flexibility of a Diaphragm



Shear flexibility of panel, $c = v/V$

Shear flexibility due to		Sheeting fixed to purlins and shear connectors except as noted. See also footnotes (1) - (6)	
		Expression	Flexibility mm/kN
Sheet Deformation	Sheet Distortion	$c_{1.1} = \frac{ad^{2.5}\alpha_1\bar{K}}{Et^{2.5}b^2}$ See (1),(2) and (3)	$c_{1.1}$ =
	Shear Strain	$c_{1.2} = \frac{2a\alpha_2(1+\nu)(1+{}^{2h}/_{d})}{Etb}$ See (2)	$c_{1.2}$ =
Fastener Deformation	Sheet/purlin Fasteners	$c_{2.1} = \frac{2as_p p\alpha_3}{b^2}$ See (2)	$c_{2.1}$ =
	Seam Fasteners	$c_{2.2} = \frac{2s_s s_p(n_{sh}-1)}{2n_s s_p+\beta_1 n_p s_s}$ See (4)	$c_{2.2}$ =
	Connection to rafters	$c_{2.3} = \frac{2s_{sc}}{n_{sc}}$ [For sheeting fixed to purlins and end rafters only $c_{2.3} = \left(s_{pr} - \frac{s_p}{\beta_2}\right)\frac{2}{nn_p}$ See (5)]	$c_{2.3}$ =
Flange Forces	Axial strain in purlins	$c_3 = \frac{n^2a^3\alpha_3}{6EAb^2}$ See (2) and (6)	c_3 =
		Total shear flexibility	c =

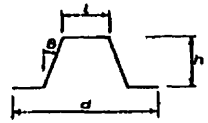
Table A8.1 Shear flexibility of diaphragm with sheeting spanning between purlins

Total no of purlins per panel (or per sheet length for α_1) n_p	Correction factors		
	α_1	α_2	α_3
2	1	1	1
3	1	1	1
4	0.85	0.75	0.90
5	0.70	0.67	0.80
6	0.60	0.55	0.71
7	0.60	0.50	0.64
8	0.60	0.44	0.58
9	0.60	0.40	0.53
10	0.60	0.36	0.49
11		0.33	0.45
12		0.30	0.42
13		0.29	0.39
14		0.27	0.37
15		0.25	0.35
16		0.23	0.33
17		0.22	0.31
18		0.21	0.30
19		0.20	0.28
20		0.19	0.27

Table A8.3 Correction factors to allow for effect of intermediate purlins

Total no of fasteners per sheet width n_f	Factors		
	Case of sheeting β_1	Case of decking β_1	β_2
2	0.25	1	1
3	0.44	1	1
4	0.63	1.11	1.33
5	0.80	1.25	1.50
6	0.97	1.40	1.80
7	1.14	1.56	2.00
8	1.31	1.71	2.29
9	1.48	1.88	2.50
10	1.65	2.04	2.78

Table A8.4 Factors to allow for the number of sheet/purlin fasteners per sheet width



θ = 0°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.013	0.030	0.048	0.050	0.048	0.047	0.053	0.061	0.069
0.2	0.046	0.107	0.168	0.185	0.185	0.171	0.203	0.256	0.323
0.3	0.100	0.230	0.290	0.330	0.332	0.343	0.423	0.515	0.711
0.4	0.181	0.350	0.423	0.560	0.554	0.560	0.640	0.877	1.24
0.5	0.327	0.532	0.725	0.833	0.829	0.843	1.03	1.30	1.93
0.6	0.310	0.727	1.03	1.26	1.18	1.15	1.41	2.04	3.03
0.7	0.617	0.946	1.37	1.65	1.53	1.54	1.87	2.63	5.25
0.8	0.836	1.36	1.77	1.97	1.90	1.95	2.39	3.39	6.89

θ = 5°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.014	0.032	0.044	0.049	0.047	0.046	0.051	0.061	0.072
0.2	0.050	0.102	0.144	0.156	0.155	0.163	0.189	0.246	0.328
0.3	0.113	0.206	0.288	0.310	0.330	0.326	0.391	0.496	0.660
0.4	0.166	0.359	0.459	0.509	0.593	0.623	0.809	0.922	1.56
0.5	0.315	0.533	0.711	0.759	0.746	0.797	0.937	1.43	2.60
0.6	0.452	0.753	0.966	1.01	0.953	1.06	1.30	2.61	
0.7	0.633	1.06	1.39	1.30	1.22	1.30	1.65	3.63	
0.8	0.843	1.36	1.63	1.63	1.53	1.76	2.29	4.87	

θ = 10°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.015	0.033	0.045	0.047	0.045	0.045	0.049	0.061	0.085
0.2	0.057	0.103	0.143	0.161	0.160	0.155	0.177	0.232	0.533
0.3	0.130	0.234	0.277	0.291	0.306	0.311	0.364	0.490	
0.4	0.209	0.369	0.423	0.451	0.432	0.503	0.544	0.966	
0.5	0.401	0.544	0.659	0.663	0.639	0.686	0.797	1.49	
0.6	0.554	0.793	0.877	0.811	0.763	0.966	1.63		
0.7	0.756	1.01	1.10	0.997	1.27	2.10			
0.8	1.00	1.30	1.33	1.19	1.60	2.81			

θ = 15°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.016	0.033	0.045	0.048	0.043	0.045	0.047	0.061	0.097
0.2	0.065	0.104	0.141	0.153	0.155	0.145	0.165	0.217	
0.3	0.147	0.241	0.261	0.261	0.248	0.250	0.323	0.412	
0.4	0.234	0.379	0.383	0.391	0.370	0.453	0.512		
0.5	0.421	0.556	0.537	0.509	0.459	0.622	0.737		
0.6	0.557	0.759	0.714	0.669	0.690	0.866			
0.7	0.784	0.900	0.827	0.685	0.838	1.18			
0.8	0.978	1.06	0.889	0.789	0.874				

θ = 20°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.017	0.033	0.044	0.041	0.011	0.042	0.015	0.063	0.105
0.2	0.070	0.107	0.134	0.134	0.134	0.132	0.157	0.245	
0.3	0.161	0.224	0.240	0.234	0.231	0.232	0.314		
0.4	0.276	0.359	0.371	0.354	0.302	0.292	0.616		
0.5	0.434	0.521	0.490	0.406	0.348	0.431			
0.6	0.572	0.606	0.508	0.451	0.450				
0.7	0.696	0.664	0.560	0.449					
0.8	0.773	0.656	0.445	0.354					

θ = 25°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.018	0.034	0.043	0.043	0.038	0.039	0.045	0.065	0.116
0.2	0.074	0.110	0.127	0.117	0.113	0.130	0.145	0.263	
0.3	0.170	0.231	0.222	0.208	0.201	0.188	0.481		
0.4	0.282	0.340	0.305	0.288	0.206	0.356			
0.5	0.430	0.424	0.360	0.250	0.270				
0.6	0.480	0.427	0.380	0.300					
0.7	0.495	0.339	0.160						
0.8	0.413	0.107							

θ = 30°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.020	0.034	0.042	0.011	0.035	0.035	0.044	0.066	
0.2	0.083	0.113	0.121	0.109	0.096	0.107	0.149		
0.3	0.170	0.205	0.193	0.159	0.155	0.161			
0.4	0.271	0.275	0.219	0.163	0.166				
0.5	0.331	0.281	0.159	0.132					
0.6	0.333	0.182	0.109						
0.7	0.159								

θ = 35°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.021	0.034	0.041	0.039	0.032	0.033	0.043	0.076	
0.2	0.085	0.110	0.111	0.106	0.082	0.111	0.164		
0.3	0.169	0.168	0.154	0.108	0.079	0.135			
0.4	0.216	0.211	0.109	0.080					
0.5	0.239	0.169							
0.6	0.211								

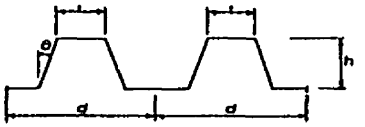
θ = 40°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.022	0.035	0.040	0.036	0.028	0.031	0.035		
0.2	0.087	0.104	0.102	0.083	0.065	0.085			
0.3	0.157	0.145	0.110	0.055					
0.4	0.168	0.092	0.034						
0.5	0.063								

θ = 45°

$\frac{d_b}{d}$ \ $\frac{t}{d}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.024	0.035	0.039	0.032	0.026	0.028	0.049		
0.2	0.089	0.093	0.081	0.066	0.058				
0.3	0.120	0.091	0.056						
0.4	0.059								

Table A85 Values of $\overline{K}_1$ for fasteners in every trough



θ = 0°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.076	0.120	0.161	0.196	0.223	0.249	0.283	0.360	0.617
0.2	0.251	0.375	0.494	0.597	0.680	0.767	0.965	1.20	1.93
0.3	0.507	0.745	0.976	1.17	1.33	1.47	1.73	2.30	2.77
0.4	0.853	1.19	1.66	1.96	2.22	2.43	2.76	3.66	5.07
0.5	1.47	2.06	2.62	3.00	3.43	3.80	4.13	5.30	8.77
0.6	2.64	3.64	4.37	5.00	5.60	5.94	6.46	7.71	11.65
0.7	3.91	5.13	6.27	7.39	7.94	8.31	8.96	10.80	13.39
0.8	5.50	7.18	8.84	9.80	10.60	11.11	11.97	13.90	15.60

θ = 5°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.070	0.122	0.162	0.196	0.233	0.250	0.297	0.399	0.643
0.2	0.292	0.383	0.502	0.602	0.684	0.779	0.959	1.30	2.31
0.3	0.633	0.771	1.04	1.16	1.34	1.51	1.87	2.73	3.66
0.4	0.962	1.29	1.70	1.99	2.23	2.49	3.05	4.60	6.35
0.5	1.62	2.26	2.81	3.14	3.63	4.01	5.20	8.71	12.91
0.6	2.42	3.67	4.43	5.03	5.11	5.99	6.73	9.66	
0.7	4.10	5.33	6.32	7.06	7.64	8.06	9.31	13.59	
0.8	5.96	7.41	8.85	9.67	10.16	10.80	12.43	15.76	

θ = 10°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.069	0.124	0.163	0.197	0.234	0.252	0.303	0.417	0.657
0.2	0.275	0.400	0.514	0.611	0.695	0.795	0.969	1.42	2.89
0.3	0.578	0.813	1.12	1.29	1.34	1.56	2.02	3.16	
0.4	1.03	1.40	1.76	2.00	2.24	2.64	3.49	6.12	
0.5	1.88	2.48	3.03	3.46	3.86	4.57	6.56	14.60	
0.6	2.99	3.70	4.45	4.92	5.25	6.00	8.47		
0.7	4.44	5.40	6.31	6.87	7.33	8.47	13.39		
0.8	6.29	7.56	8.58	9.22	9.83	11.64	25.46		

θ = 15°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.082	0.125	0.164	0.197	0.234	0.254	0.309	0.429	0.736
0.2	0.341	0.413	0.524	0.619	0.706	0.720	1.07	1.63	
0.3	0.613	0.842	1.19	1.22	1.41	1.69	2.40	4.15	
0.4	1.11	1.41	1.77	2.04	2.38	3.22	5.60		
0.5	1.91	2.45	2.94	3.36	4.01	6.22	9.22		
0.6	3.14	3.66	4.43	4.83	5.48	7.94			
0.7	4.64	5.54	6.21	6.72	7.96	16.43			
0.8	6.52	7.63	8.35	9.10	12.01				

θ = 20°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.081	0.127	0.166	0.197	0.224	0.256	0.319	0.499	0.766
0.2	0.382	0.474	0.534	0.627	0.714	0.834	1.13	1.90	
0.3	0.656	0.870	1.11	1.25	1.46	1.82	2.35		
0.4	1.17	1.53	1.83	2.08	2.52	3.59	6.75		
0.5	1.94	2.43	2.86	3.27	4.24	8.30			
0.6	3.28	3.93	4.42	5.15	7.81				
0.7	4.79	5.67	6.25	6.93					
0.8	6.60	7.69	8.86	20.2					

θ = 25°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.086	0.131	0.167	0.196	0.223	0.256	0.324	0.456	0.815
0.2	0.317	0.437	0.453	0.634	0.757	0.883	1.27	2.82	
0.3	0.800	0.915	1.11	1.29	1.64	2.15	4.50		
0.4	1.26	1.60	1.90	2.25	3.01	6.27			
0.5	2.06	2.81	3.03	3.92	7.71				
0.6	3.41	4.00	4.82	8.80					
0.7	4.90	5.97	9.25						
0.8	7.10	10.00							

θ = 30°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.092	0.133	0.168	0.198	0.223	0.258	0.333	0.615	
0.2	0.331	0.448	0.554	0.644	0.767	0.951	1.66		
0.3	0.681	0.955	1.16	1.38	1.86	2.42			
0.4	1.35	1.69	2.56	3.33	4.81				
0.5	2.20	2.16	5.61	8.01					
0.6	3.60	4.96	14.72						
0.7	6.30								

θ = 35°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.096	0.134	0.169	0.198	0.223	0.262	0.351	0.566	
0.2	0.347	0.463	0.544	0.656	0.777	1.09	2.09		
0.3	0.864	1.00	1.21	1.47	2.23				
0.4	1.46	1.85	2.39	4.43					
0.5	2.57	3.66	8.73						
0.6	3.90								

θ = 40°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.066	0.136	0.167	0.199	0.224	0.266	0.361	0.631	
0.2	0.362	0.473	0.569	0.682	0.891	1.37			
0.3	0.636	1.66	2.00	4.05					
0.4	1.62	2.23	4.09						
0.5	4.06								

θ = 45°

a/d \ t/d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.099	0.136	0.166	0.196	0.227	0.273	0.499		
0.2	0.385	0.493	0.593	0.710	1.01				
0.3	0.925	1.16	1.63						
0.4	2.33								

Table A8.6 Values of $\overline{K_2}$ for fasteners in alternate troughs

F.2 FICHIER EXCEL

G' selon Europe		Paramètre du panneau			Paramètre du profilé			Paramètres	
								des connections	
		a	24		d	6		p	12
		b	157.48		t	0.0478		Sp	0.0073
		n	1		K	4.41		Spr	0
		$\alpha 1$	1		h	3		Ss	0.0174
		$\alpha 2$	1					Ssc	0
		$\alpha 3$	1		Paramètre du matériau			nf	4
		$\beta 1$	1.11					np	3
		$\beta 2$	1.33		E	29500		ns	6
		$\alpha 4$	1		υ	0.3		nsc	0
								nsh	1
Les facteurs de flexibilité								nb	1
$C_{1,2}$		0.000562	2%						
$C_{1,1}$		0.025538	91%						
$C_{2,1}$		0.00017	1%						
$C_{2,2}$		0.001745	6%						
C_{total}		0.028015	100%						
	G'	5.439965							