UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE OSSATURE EN BÉTON ARMÉ À DUCTILITÉ NOMINALE (R=2)

ÉRIC LACHAPELLE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 1997

© Éric Lachapelle, 1997.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

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

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

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

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

0-612-26487-4

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE
D'UNE OSSATURE EN BÉTON ARMÉ
À DUCTILITÉ NOMINALE (R=2)

présenté par: LACHAPELLE Éric

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

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

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. HOUDE Jules, Ph.D., membre

M. FILIATRAULT André, Ph.D., membre et directeur de recherche

À Sylvie,

REMERCIEMENTS

Je veux remercier mon directeur de recherche, M. André Filiatrault, pour m'avoir dirigé dans la réalisation de mon projet de maîtrise, ainsi que pour son aide financière grandement appréciée.

Je remercie M. Gérard Degrange, directeur du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal, les auxiliaires de recherche de l'été 1996, ainsi que les techniciens du laboratoire, Denis Fortier et Patrice Bélanger, pour l'aide qu'ils m'ont fournie durant la partie expérimentale de ma maîtrise.

Je remercie M. Marc Savard du Ministère des Transports du Québec pour nous avoir prêté un système d'acquisition de données.

Je tiens aussi à souligner l'étroite collaboration de M. Patrick Lamontagne qui avait un projet de maîtrise connexe au mien.

RÉSUMÉ

Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. Les recherches faites jusqu'à présent en laboratoire sur des ossatures en béton armé à ductilité nominale (R=2) ne sont pas suffisantes pour garantir un comportement efficace et toujours sécuritaire en cas de séisme. De plus, il n'y a jamais eu d'essai sur table vibrante d'ossature complète de ce type au Canada. Ce mémoire contribue à combler ce vide expérimental.

D'abord, des études antérieures sur le comportement sismique et sur les normes de dimensionnement d'une ossature en béton armé de type R=2, ainsi que sur les types d'essais expérimentaux sont présentées. Le dimensionnement et la fabrication d'une ossature à l'échelle ½ d'une hauteur de 3 m sur deux étages et d'une longueur de 5 m sur deux travées sont aussi présentés. Deux essais sur table vibrante ainsi que des essais d'impact et de vibrations libres sont effectués sur l'ossature. On utilise l'accélérogramme d'un séisme réel pour la première simulation et le même accélérogramme amplifié de deux fois pour la deuxième simulation. Finalement, les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats d'analyses dynamiques non linéaires.

L'ossature démontre un bon comportement sismique pour le séisme de calcul. Un mode de déformations inélastiques souhaitable est obtenu, c'est-à-dire la formation des rotules plastiques à la base des poteaux près de la fondation et dans les poutres près des joints, ainsi que la fissuration concentrée principalement dans les joints et les poutres. Par contre, l'ossature laisse voir une certaine faiblesse au niveau des joints causant une perte soudaine de rigidité. Durant la deuxième simulation sismique, on a observé la formation d'un mécanisme d'instabilité dans les poteaux du premier étage pouvant entraîner l'effondrement de l'ossature. Ce mécanisme a causé de grands déplacements horizontaux

ainsi que de la fissuration excessive dans les joints et les poteaux. La ductilité globale atteinte par l'ossature durant la première simulation correspond environ au facteur de réduction utilisé (R=2). On estime à 3,9 la ductilité globale maximale que peut atteindre une ossature en béton armé à ductilité nominale.

Pour les analyses dynamiques non linéaires, un premier modèle de l'ossature, simple à concevoir, est présenté. Les résultats obtenus de l'analyse correspondent mal aux mesures expérimentales puisque le modèle ne tient pas compte de la perte soudaine de rigidité dans les joints. Un second modèle, donnant de meilleurs résultats, est conçu à l'aide de ressorts en torsion permettant de modéliser cette perte de rigidité.

Suite aux résultats des essais sur table vibrante et des analyses dynamiques non linéaires, on a démontré que les normes de dimensionnement d'une ossature en béton armé à ductilité nominale devraient subir certaines modifications. La quantité d'armature transversale dans les joints doit être augmentée afin de reprendre adéquatement les efforts de cisaillement. Le dimensionnement de ce type d'ossature doit être fait selon le principe de « poutres faibles et poteaux forts » tel que mentionné pour une ossature ductile (R=4).

ABSTRACT

The seismic design provisions arise from the knowledge gained in calculation and in construction, as well as the studies of structures during earthquakes. Laboratory research on reinforced concrete frames with nominal ductility (R=2) are not enough to provide a good and secure design. Also, no testing has been done so far on a complete concrete frame of this type on a shake table in Canada. This thesis contributes to fill this experimental gap.

First, previous studies on the seismic behaviour and on the standard design of a reinforced concrete frame (R=2), as well as the kind of experimental tests known are described. The design and the construction of a frame at scale ½ with a height of 3 m for two stories and a length of 5 m on two bays are also described. Two shaking table tests are done using a real seismic ground motion. The ground motion intensity for the first test represented code design values, while the intensity in the second test was doubled. Impact tests and free vibration tests were also done. Finally, experimental results were compared to the results of nonlinear dynamic analyses.

The frame exhibited a good seismic behaviour for the chosen earthquake. A desirable inelastic deformation's mode was obtained, i.e. the development of plastic hinges at the base of columns near the foundation and in the beam near the joints, as well as the concentration of cracking in beams and joints. But the frame showed a weakness at joints giving a sudden loss of stiffness. During the second seismic simulation, we observed the development of a column-sway mechanism at the first story, which can lead to the collapse of the structure. This mechanism caused large horizontal displacements, as well as the extreme cracking in joints and columns. The global ductility reached by the frame during the first simulation agree approximately with the strength reduction factor

used (R=2). We estimated the maximal global ductility that can be reached by the reinforced concrete frame with nominal ductility is 3,9.

For the nonlinear dynamic analysies, the results obtained from a simple preliminary model are not very good because the model does not take into account the sudden loss of stiffness in the joints. A second model, incorporating rotational springs to account for the sudden loss of stiffness in the joints, gave much better results.

According to the experimental results and to the nonlinear dynamic analysis results, we can demonstrate that the design standards of a reinforced concrete frame with nominal ductility have to be revised. The amount of transverse shear reinforcement in joints has to be increased to properly resist the cyclic shear stresses. The design of this kind of frame has to be made to ensure that the desired weak-beam/strong-column philosophy will develop similar to the one used in the design of a ductile frame (R=4).

TABLE DES MATIÈRES

PAGES

DÉDICACE iv
REMERCIEMENTS v
RÉSUMÉ vi
ABSTRACT viii
TABLE DES MATIÈRES x
LISTE DES TABLEAUX xv
LISTE DES FIGURES xvii
LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES xxx
LISTE DES ANNEXES xxxvii

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1
1.1 La philosophie de la conception parasismique 1
1.2 Application aux ossatures en béton armé 3
1.3 Objectifs du projet de recherche 4
1.4 Contenu du mémoire 5

CHAPITRE 2 ÉTUDES ANTÉRIEURES 8
2.1 Études sur le comportement sismique des ossatures à ductilité nominale ... 8
2.2 Norme canadienne de béton armé 13
2.2.1 Résumé de la section 21.9 de la norme A23.3-M84 13
2.2.2 Changements apportés dans la nouvelle édition de la norme A23.3-M94 14
2.3 Modélisations numériques 17
2.4 Types d'études expérimentales 18
2.4.1 Essai quasi-statique 20

2.4.2 Essai pseudo-dynamique 21
2.4.3 Essai dynamique sur table vibrante 21

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE À L'ÉTUDE 23
3.1 Description du bâtiment 23
3.2 Calcul des efforts sur l'ossature selon la méthode statique du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) 25
3.2.1 Calcul des charges 27
3.2.2 Modélisation de l'ossature sur SAP90 29
3.2.2.1 Le logiciel SAP90 30
3.2.2.2 Description du modèle utilisé 31
3.2.2.3 Répartition des charges de service 32
3.2.2.4 Combinaison des charges 33
3.2.2.5 Vérification des déplacements 35
3.2.2.6 Répartition des efforts sur l'ossature 36
3.3 Dimensionnement parasismique de l'ossature selon la norme canadienne de béton armé A23.3-M94 37
3.3.1 Dimensionnement de l'ossature pour le moment fléchissant 38
3.3.1.1 Les poutres à l'étage 39
3.3.1.2 Les poutres au toit 43
3.3.1.3 Les poteaux extérieurs 44
3.3.1.4 Le poteau intérieur 46
3.3.2 Calcul de l'effort tranchant selon l'article 21.9.2.3 de la norme A23.3-M94 47
3.3.3 Dimensionnement de l'ossature pour l'effort tranchant 48
3.3.3.1 Les poutres à l'étage 50
3.3.3.2 Les poutres au toit 50
3.3.3.3 Les poteaux 51

3.3.4 Dimensionnement des joints poteaux-poutres 52
3.3.5 Dimensionnement des manchons 54
3.3.6 Dimensionnement des ancrages 55
3.4 Dimensionnement de la poutre de fondation 58
3.5 Dimensionnement des blocs de béton 61
3.6 Description de l'ossature 62

CHAPITRE 4 ANALYSES PRÉLIMINAIRES 63
4.1 Sélection d'accélérogrammes sismiques adéquats pour la région considérée 63
4.2 Analyses dynamiques élastiques linéaires 65
4.3 Choix final du séisme de calcul 68

CHAPITRE 5 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS 70
5.1 Essais de traction de l'acier d'armature 70
5.1.1 Acier d'armature longitudinale 70
5.1.2 Acier d'armature transversale 71
5.1.3 Manchons dans les joints centraux 73
5.2 Mélanges de béton 73
5.3 Essais de compression de cylindres de béton 74
5.3.1 Béton de l'ossature 74
5.3.2 Béton de la poutre de fondation 75

CHAPITRE 6 DESCRIPTION DES ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE 77
6.1 Introduction 77
6.2 Fabrication des blocs de béton 77
6.3 Fabrication de l'ossature 78
6.4 Instrumentation 81

6.4.1 Jauges électriques de déformation 81
6.4.2 Potentiomètres 81
6.4.3 Accéléromètres 83
6.4.4 Instrument mécanique de lecture de courbure 83
6.5 Montage expérimental 84
6.5.1 Description de la table vibrante 86
6.5.2 Systèmes d'acquisition de données 87
6.5.3 Supports latéraux 88
6.6 Types d'essais réalisés 89
6.6.1 Simulations sismiques 89
6.6.2 Essais d'impact et de vibrations libres 90
6.6.3 Identification du champ de fissuration 92

CHAPITRE 7 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 94
7.1 Généralités 94
7.2 Performance de la table vibrante 94
7.3 Comportement global de l'ossature 96
7.3.1 Déplacements maximums 97
7.3.2 Accélérations maximales 99
7.3.3 Cisaillement maximal à la base 100
7.3.4 Fissuration 100
7.3.5 Rotules plastiques et courbures 104
7.3.6 Variation de l 'amortissement, de la rigidité et de la période 107
7.3.7 Courbes d'hystérésis (cisaillement - déplacement inter-étage) 110
7.3.8 Discussion 113

CHAPITRE 8 MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE L'OSSATURE 116
8.1 Introduction 116

8.2 Calcul des relations moment-courbure 116
8.3 Analyse dynamique non linéaire 122
8.3.1 Logiciel RUAUMOKO 122
8.3.2 Modèle d'hystérésis 123
8.3.3 Élaboration d'un modèle initial de l'ossature 124
8.3.4 Élaboration d'un modèle final de l'ossature 131
8.3.5 Étude paramétrique 133
8.3.6 Analyses statiques latérales jusqu'à effondrement 134
8.4 Comparaison des deux modèles aux résultats expérimentaux 138
8.4.1 Modèle initial (intensité 1) 139
8.4.2 Modèle initial (intensité 2) 149
8.4.3 Modèle final (intensité 1) 159
8.4.4 Modèle final (intensité 2) 169
8.4.5 Discussion 179

CHAPITRE 9 CONCLUSION 182
9.1 Résumé du projet de recherche 182
9.2 Recommandations 184

RÉFÉRENCES 186

ANNEXES 192

LISTE DES TABLEAUX

PAGES

Tableau 3.1 Déplacements latéraux et inter-étages 36

Tableau 3.2 Efforts pondérés maximaux dans les poteaux 38

Tableau 3.3 Efforts tranchants dans l'ossature 48

Tableau 4.1 Séismes retenus pour la région de Vancouver, tiré de D'Aronco (1993) 64

Tableau 4.2 Résultats partiels des analyses spectrales sur SAP90 68

Tableau 5.1 Propriétés de l'armature longitudinale 71

Tableau 5.2 Propriétés de l'armature transversale 73

Tableau 5.3 Dosage des mélanges de béton 74

Tableau 5.4 Propriétés du béton de l'ossature 75

Tableau 5.5 Propriétés du béton de la poutre de fondation 76

Tableau 7.1 Déplacements horizontaux maximums 97

Tableau 7.2 Déplacements verticaux maximaux 98

Tableau 7.3 Accélérations absolues horizontales maximales 99

Tableau 7.4 Cisaillement maximal à la base 100

Tableau 7.5 Courbures maximales obtenues des instruments mécaniques 106

Tableau 7.6 Résultats des essais d'impact et de vibration libre 107

Tableau 8.1 Estimé des moments maximaux atteints à la base des poteaux 119

Tableau 8.2 Inertie équivalente des éléments du modèle 126

Tableau 8.3 Propriétés des éléments du modèle initial (poteaux) 129

Tableau 8.4 Propriétés des éléments du modèle initial (poutres) 130

Tableau 8.5 Propriétés des éléments du modèle initial (poutres, suite) 131

Tableau 8.6 Comparaison des modèles aux résultats expérimentaux 180

Tableau A.1 Calcul des combinaisons de charges pour R=2 (effets P-Δ et efforts dans les poutres) 205

Tableau A.2 Calcul des combinaisons de charges pour R=2 (efforts dans les poteaux) 206
Tableau A.3 Calcul des combinaisons de charges pour R=1 215
Tableau E.1 Déformation des jauges sous chargement statique 239
Tableau F.1 Résultats de RESPONSE pour la limite élastique 298
Tableau F.2 Résultats de RESPONSE pour la limite ultime (écaillage du béton) 299
Tableau F.3 Résultats des calculs de M_u et de ϕ_u 301

LISTE DES FIGURES

PAGES

Figure 1.1 Comportement idéal d'une structure selon le principe des déplacements égaux 1

Figure 1.2 Critère énergétique d'un système inélastique à courte période 2

Figure 1.3 Modes de ruptures possibles 3

Figure 2.1 Coefficient d'adhérence d'un joint intérieur 11

Figure 2.2 Cisaillement de calcul afin d'assurer un comportement ductile en flexion d'une poutre ou d'un poteau en béton armé 15

Figure 2.3 Modèle d'éléments finis d'un assemblage poteau-poutre et ses propriétés (tiré de Pantazoupoulou et al., 1994) 19

Figure 2.4 Illustration d'un essai quasi-statique sur un assemblage poteau-poutre (inspiré de Pineau, 1994) 20

Figure 2.5 Table vibrante du laboratoire de structures de l'École Polytechnique 22

Figure 3.1 Ossature à l'étude 24

Figure 3.2 Organigramme des calculs pour le dimensionnement de l'ossature (inspiré de Pineau 1994) 26

Figure 3.3 Modélisation de l'ossature sur SAP90 32

Figure 3.4 Répartition des charges sur le modèle de l'ossature 34

Figure 3.5 Efforts pondérés maximaux dans les poutres à l'étage et au toit 37

Figure 3.6 Hypothèse du calcul de l'équilibre des forces 40

Figure 3.7 Section des poutres à l'étage au niveau du joint central 41

Figure 3.8 Autres sections des poutres à l'étage 42

Figure 3.9 Sections des poutres au toit 44

Figure 3.10 Section des poteaux extérieurs 45

Figure 3.11 Courbes d'interaction du moment résistant versus la charge axiale pour les poteaux extérieurs 45
Figure 3.12 Section du poteau intérieur 46
Figure 3.13 Courbes d'interaction du moment résistant versus la charge axiale pour le poteau intérieur 47
Figure 3.14 Disposition de l'armature transversale dans les poutres à l'étage 50
Figure 3.15 Disposition de l'armature transversale dans les poutres au toit 51
Figure 3.16 Disposition de l'armature transversale dans les poteaux 52
Figure 3.17 Calcul du cisaillement dans les joints 53
Figure 3.18 Manchons dans les joints centraux 55
Figure 3.19 Ancrage dans les prolongements des membrures 57
Figure 3.20 Ancrage des poteaux à la fondation 57
Figure 3.21 Hypothèses de calculs pour le dimensionnement de la poutre de fondation 59
Figure 3.22 Section de la poutre de fondation 60
Figure 3.23 Système de serrage de la poutre de fondation à la table vibrante 60
Figure 3.24 Montage des blocs sur l'ossature 61
Figure 3.25 Dimensionnement de l'ossature à ductilité nominale 62
Figure 4.1 Spectres d'accélération de la moyenne plus l'écart type de tous les séismes retenus pour Vancouver et du CNBC (1990) calibrés à 0,21g 65
Figure 4.2 Modèle avec la poutre de fondation et la table vibrante sur SAP90 66
Figure 4.3 Accélérogramme du séisme de Puget Sound (1949), hwy Test Lab., Olympia, N04W, calibré à 0,21g 69
Figure 5.1 Courbe de la contrainte versus la déformation des armatures longitudinales 71

Figure 5.2 Courbes de la contrainte versus la déformation des armatures transversales 72
Figure 5.3 Courbe de la contrainte versus la déformation du béton de l'ossature 75
Figure 6.1 Dimensions des blocs de béton servant de charge de gravité 77
Figure 6.2 Ferraillage de l'ossature 78
Figure 6.3 Coffrage de l'ossature 79
Figure 6.4 Positionnement de l'ossature dans le coffrage de la poutre de fondation 80
Figure 6.5 Instrumentation de l'ossature 82
Figure 6.6 Installation des instruments mécaniques de lecture de courbure 84
Figure 6.7 Montage expérimental sur le simulateur sismique 86
Figure 6.8 Évaluation de l'amortissement 91
Figure 6.9 Champ de fissuration (chargement statique) 93
Figure 7.1 Spectre d'accélération de la table vibrante et de Puget Sound (1949) pour l'intensité 1 avec un amortissement critique de 5% 95
Figure 7.2 Spectre d'accélération de la table vibrante et de Puget Sound (1949) pour l'intensité 2 avec un amortissement critique de 5% 95
Figure 7.3 Champ de fissuration (intensité 1) 102
Figure 7.4 Champ de fissuration (intensité 2) 103
Figure 7.5 Formation des rotules plastiques dans l'ossature durant l'intensité 1 104
Figure 7.6 Formation des rotules plastiques dans l'ossature durant l'intensité 2 105
Figure 7.7 Histogramme de la période de vibration versus le chargement 108
Figure 7.8 Histogramme de la rigidité latérale versus le chargement 109
Figure 7.9 Histogramme de l'amortissement visqueux équivalent versus le chargement 110

Figure 7.10 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) 111
Figure 7.11 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) 112
Figure 7.12 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) 112
Figure 7.13 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) 113
Figure 8.1 Modèle trilinéaire de la relation moment-courbure des membrures 117
Figure 8.2 Simplification du modèle de Park et al. (1982) 117
Figure 8.3 Relations moment-courbure des différentes sections des poutres 120
Figure 8.4 Relations moment-courbure des différentes sections des poteaux 121
Figure 8.5 Modèle d'hystérésis Q-HIST (Saiidi, 1979) 123
Figure 8.6 Modélisation initiale de l'ossature sur RUAUMOKO 124
Figure 8.7 Élaboration d'un modèle bilinéaire ajusté à une relation moment-courbure 127
Figure 8.8 Courbe d'interaction du moment résistant versus la charge axiale sur RUAUMOKO 128
Figure 8.9 Modélisation finale de l'ossature sur RUAUMOKO 132
Figure 8.10 Modèle d'hystérésis des ressorts en torsion 133
Figure 8.11 Séquence des rotules plastiques pour le modèle initial 135
Figure 8.12 Séquence des rotules plastiques pour le modèle final 135
Figure 8.13 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle initial - intensité 1) 137
Figure 8.14 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle final - intensité 1) 137

Figure 8.15 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle final - intensité 2) 138
Figure 8.16 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 141
Figure 8.17 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 141
Figure 8.18 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 142
Figure 8.19 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 142
Figure 8.20 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 143
Figure 8.21 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 143
Figure 8.22 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 144
Figure 8.23 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 144
Figure 8.24 Cisaillement à la base (intensité 1) - Résultats expérimentaux 145
Figure 8.25 Cisaillement à la base (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 145
Figure 8.26 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 146
Figure 8.27 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 146
Figure 8.28 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 147

Figure 8.29 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 147
Figure 8.30 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Résultats expérimentaux 148
Figure 8.31 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial) 148
Figure 8.32 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 151
Figure 8.33 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 151
Figure 8.34 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 152
Figure 8.35 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 152
Figure 8.36 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 153
Figure 8.37 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 153
Figure 8.38 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 154
Figure 8.39 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 154
Figure 8.40 Cisaillement à la base (intensité 2) - Résultats expérimentaux 155
Figure 8.41 Cisaillement à la base (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 155
Figure 8.42 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 156

Figure 8.43 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 156
Figure 8.44 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 157
Figure 8.45 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 157
Figure 8.46 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Résultats expérimentaux 158
Figure 8.47 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial) 158
Figure 8.48 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 161
Figure 8.49 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 161
Figure 8.50 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 162
Figure 8.51 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 162
Figure 8.52 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 163
Figure 8.53 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 163
Figure 8.54 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 164
Figure 8.55 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 164

Figure 8.56 Cisaillement à la base (intensité 1) - Résultats expérimentaux 165
Figure 8.57 Cisaillement à la base (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 165
Figure 8.58 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 166
Figure 8.59 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 166
Figure 8.60 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux 167
Figure 8.61 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 167
Figure 8.62 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Résultats expérimentaux 168
Figure 8.63 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final) 168
Figure 8.64 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 171
Figure 8.65 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 171
Figure 8.66 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 172
Figure 8.67 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 172
Figure 8.68 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 173

Figure 8.69 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 173
Figure 8.70 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 174
Figure 8.71 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 174
Figure 8.72 Cisaillement à la base (intensité 2) - Résultats expérimentaux 175
Figure 8.73 Cisaillement à la base (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 175
Figure 8.74 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 176
Figure 8.75 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 176
Figure 8.76 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux 177
Figure 8.77 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 177
Figure 8.78 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Résultats expérimentaux 178
Figure 8.79 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final) 178
Figure C.1 Dimensions du bloc de béton de 27 kN 219
Figure C.2 Dimensions du bloc de béton de 16 kN 222
Figure C.3 Dessin d'atelier du bloc de béton de 16 kN 225
Figure C.4 Dessin d'atelier du bloc de béton de 27 kN 226

Figure D.1 Séisme de Coalinga (1983), Oil Fields Fire Sta., 270, calibré à 0,21g 227
Figure D.2 Spectres d'accélération du séisme de Coalinga (1983), Oil Fields Fire Sta., 270, calibré à 0,21g 227
Figure D.3 Séisme de Whittier (1987), Union Oil Yard, 90, calibré à 0,21g 228
Figure D.4 Spectres d'accélération du séisme de Whittier (1987), Union Oil Yard, 90, calibré à 0,21g 228
Figure D.5 Séisme de Morgan Hill (1984), San Ysidro Sch., 270, calibré à 0,21g 229
Figure D.6 Spectres d'accélération du séisme de Morgan Hill (1984), San Ysidro Sch., 270, calibré à 0,21g 229
Figure D.7 Séisme de Puget Sound (1949), Hwy Test Lab., N04W, calibré à 0,21g 230
Figure D.8 Spectres d'accélération du séisme de Puget Sound (1949), Hwy Test Lab., N04W, calibré à 0,21g 230
Figure D.9 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., S00W, calibré à 0,21g 231
Figure D.10 Spectres d'accélération du séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., S00W, calibré à 0,21g 231
Figure D.11 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., N90E, calibré à 0,21g 232
Figure D.12 Spectres d'accélération du séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., N90E, calibré à 0,21g 232
Figure D.13 Diagramme des efforts normalisés, séisme de Coalinga (1983) 233
Figure D.14 Diagramme des efforts normalisés, séisme de Whittier (1987) 234
Figure D.15 Diagramme des efforts normalisés, séisme de Morgan Hill (1984) 235

Figure D.16 Diagramme des efforts normalisés, séisme de Puget Sound (1949) 236
Figure D.17 Diagramme des efforts normalisés, séisme de San Fernando (1971), S00W 237
Figure D.18 Diagramme des efforts normalisés, séisme de San Fernando (1971), N90E 238
Figure E.1 Accélération absolue horizontale de la table vibrante (intensité 1) 240
Figure E.2 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) 241
Figure E.3 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) 242
Figure E.4 Déplacement absolu horizontal de la table vibrante (intensité 1) 243
Figure E.5 Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 1) 244
Figure E.6 Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 1) 245
Figure E.7 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre est (intensité 1) 246
Figure E.8 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre est (intensité 1) 247
Figure E.9 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 1) 248
Figure E.10 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 1) 249
Figure E.11 Déformation, poutre, joint intérieur, est-supérieur (intensité 1) 250
Figure E.12 Déformation, poutre, joint intérieur, est-inférieur (intensité 1) 251
Figure E.13 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 1) 252
Figure E.14 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 1) 253
Figure E.15 Déformation, poteau, joint intérieur, est-supérieur (intensité 1) 254
Figure E.16 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 1) 255
Figure E.17 Déformation, poteau, joint intérieur, est-inférieur (intensité 1) 256
Figure E.18 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 1) 257

Figure E.19 Déformation, base du poteau central, est (intensité 1) 258
Figure E.20 Déformation, base du poteau central, ouest (intensité 1) 259
Figure E.21 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 1).... 260
Figure E.22 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 1)..... 261
Figure E.23 Déformation, poteau, joint extérieur, est-supérieur (intensité 1) 262
Figure E.24 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 1) 263
Figure E.25 Déformation, poteau, joint extérieur, est-inférieur (intensité 1)..... 264
Figure E.26 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 1)..... 265
Figure E.27 Déformation, base du poteau extérieur, ouest (intensité 1)..... 266
Figure E.28 Déformation, base du poteau extérieur, est (intensité 1)..... 267
Figure E.29 Accélération absolue horizontale de la table vibrante (intensité 2) 268
Figure E.30 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2)..... 269
Figure E.31 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2)..... 270
Figure E.32 Déplacement absolu horizontal de la table vibrante (intensité 2) 271
Figure E.33 Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 2) 272
Figure E.34 Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 2)..... 273
Figure E.35 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre est (intensité 2) 274
Figure E.36 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre est (intensité 2) 275
Figure E.37 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 2) 276
Figure E.38 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 2) 277
Figure E.39 Déformation, poutre, joint intérieur, est-supérieur (intensité 2) 278
Figure E.40 Déformation, poutre, joint intérieur, est-inférieur (intensité 2)..... 279
Figure E.41 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 2)..... 280

Figure E.42 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 2) 281
Figure E.43 Déformation, poteau, joint intérieur, est-supérieur (intensité 2) 282
Figure E.44 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 2) 283
Figure E.45 Déformation, poteau, joint intérieur, est-inférieur (intensité 2) 284
Figure E.46 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 2)..... 285
Figure E.47 Déformation, base du poteau central, est (intensité 2) 286
Figure E.48 Déformation, base du poteau central, ouest (intensité 2) 287
Figure E.49 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 2).... 288
Figure E.50 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 2) 289
Figure E.51 Déformation, poteau, joint extérieur, est-supérieur (intensité 2) 290
Figure E.52 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 2) 291
Figure E.53 Déformation, poteau, joint extérieur, est-inférieur (intensité 2)..... 292
Figure E.54 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 2)..... 293
Figure E.55 Déformation, base du poteau extérieur, ouest (intensité 2) 294
Figure E.56 Déformation, base du poteau extérieur, est (intensité 2) 295
Figure F.1 Modèles bilinéaires superposés aux relations moment-courbure des poutres 296
Figure F.2 Modèles bilinéaires superposés aux relations moment-courbure des poteaux 297

LISTE DES NOTATIONS ET SYMBOLES

α : paramètre pour la loi de déchargement du modèle d'hystérésis Q-HYST.

α_1 : paramètre de la contrainte équivalente du béton.

α_i : facteurs de pondération des charges de type i.

α_R : facteur de l'amortissement de Rayleigh.

β : paramètre de l'algorithme de Newmark-Béta.

β_1 : paramètre de la contrainte équivalente du béton.

β_R : facteur de l'amortissement de Rayleigh.

δ : décrément logarithmique.

δ_e : déformation maximale d'un système élastique.

δ_{max} : déformation maximale.

δ_s : facteur d'amplification pour les effets P-Δ.

δ_y : déformation limite élastique.

Δf : résolution en fréquence.

Δ_{max} : déplacement maximal.

Δt : taux d'acquisition, pas d'intégration.

Δ_y : déplacement limite élastique.

ε_c : déformation du béton.

ε_{cu} : déformation ultime du béton.

ε_p : déformation plastique.

ε_u : déformation ultime.

ε_y : déformation limite élastique.

ϕ_c : coefficient de pondération de la résistance du béton.

ϕ_{cu} : courbure ultime lorsque le béton atteint une déformation en compression de 0,0035.

ϕ_m : courbure maximale atteinte au cycle précédant.

ϕ_s : coefficient de pondération de la résistance de l'acier.

ϕ_u : courbure ultime.

ϕ_x : coefficient de pondération pour les effets P-Δ.

ϕ_y : courbure élastique.

ϕ_y' : courbure élastique du modèle bilinéaire.

γ : coefficient de risque.

η : coordonnée isoparamétrique.

λ : coefficient de pondération pour du béton à faible densité.

μ : ductilité.

μ_G : ductilité globale.

μ_P : coefficient de Poisson.

μ_s : coefficient de friction statique.

ρ : ratio de l'acier de la section.

ρ_{hc} : rapport du volume d'armature de confinement incluant l'armature comprimée au volume de béton confiné (volume du noyau).

ρ_{max} : ratio de l'acier maximum.

ρ_{min} : ratio de l'acier minimum.

ρ_s : rapport du volume d'armature au volume de béton confiné (volume de noyau).

σ_f : contrainte de friction.

ω_i : fréquence angulaire pour le mode i.

ξ : coordonnée isoparamétrique.

ψ : coefficient de simultanéité.

ζ : amortissement critique.

a : profondeur de la contrainte équivalente du béton.

A : aire d'une section.

A'_s : aire de l'acier comprimé.

A_b : aire des barres.

AHM : Accélération Horizontale Maximale.

A_i : aire d'un élément au noeud i.

A_j : aire brute du joint égale à la moindre valeur de l'aire brute du poteau ou deux fois la largeur de l'âme de la poutre multipliée par la dimension du poteau parallèle à l'effort tranchant dans le joint.

A_s : aire de l'acier tendu.

ASTM : American Society for Testing Materials.

A_v : aire d'acier d'armature transversale pour l'effort tranchant.

b : largeur d'une membrure.

b_j : largeur du joint.

c : distance entre l'axe neutre et la plus éloignée des fibres comprimées.

c.g. : centre de gravité.

C_a : coefficient d'accumulation.

C_b : coefficient de surcharge.

CDH : Concrete Design Handbook.

CNBC : Code National du Bâtiment du Canada.

C_s : coefficient de pente du toit.

CSA : Canadian Standards Association.

C_w : coefficient d'exposition au vent.

d : distance entre le centroïde de la barre tendue et la fibre en compression la plus éloignée.

d' : distance entre le centroïde de la barre comprimée et la fibre en compression la plus éloignée.

d_b : diamètre des barres.

D : charges mortes.

D_i : diamètre de la section i.

E : module d'Young (module d'élasticité).

E_c : module d'Young (module d'élasticité) du béton.

E_s : charges sismiques.

f'_c : résistance en compression du béton.

f'_s : contrainte de l'acier comprimé.

f_u : limite ultime.

f_y : limite élastique.

f_{ya} : limite élastique de l'armature longitudinale.

f_{yh} : limite élastique de l'armature transversale.

F : force.

F_i : force à l'étage i.

F_f : coefficient de fondation.

F_t : force supplémentaire appliquée au toit tenant compte de l'influence des autres modes possibles.

h : hauteur.

h_i : hauteur de l'étage i à partir de la base.

h_m : dimension de la membrure perpendiculaire à l'axe de flexion.

h_n : hauteur totale de l'ossature.

h_s : hauteur entre deux étages consécutifs.

I : inertie d'une section.

I_{eq} : inertie équivalente.

I_g : inertie non fissurée d'une section.

I_p : coefficient de priorité.

k : rigidité.

k_0 : rigidité initiale.

K : coefficient d'amplification tenant compte du confinement.

l : longueur.

l_c : distance entre la section critique (moment maximum) et le point d'inflexion (moment nul).

l_{dh} : longueur de développement.

l_i : distance entre la face du joint et le point d'inflexion.

l_j : dimension du joint dans la direction des barres traversant l'assemblage.

l_n : longueur nette d'une membrure.

l_p : longueur d'une rotule plastique.

L : charges vives.

LVDT : Linear Variation Displacement Transducer.

m : masse.

M : moment.

M_o : moment résistant pour une charge axiale nulle.

M_{cr} : moment à la fissuration.

M_{cu} : moment ultime lorsque le béton atteint une déformation en compression de 0,0035.

M_f : moment pondéré.

$M_{f\,max}$: moment pondéré maximal.

M_g : moment provenant des charges de gravité.

M_i^* : masse modale pour le mode i.

M_L : moment provenant des charges latérales.

M_m : moment maximal atteint au cycle précédant.

M_n : moment nominal.

M_{nb} : moment nominal des poutres.

M_p : moment plastique.

M_r : moment résistant.

M_{rc} : moment résistant des poteaux.

M_T : moment total ($M_g + M_L$).

M_{Totale} : masse totale.

N : force axiale.

P : charge axiale.

P_c : charges critiques de flambement des poteaux.

P_D : charge morte.

P_f : charges axiales pondérées dans les poteaux.

P_L : charge vive.

P_{max} : charge axiale maximale.

P_{yc} : charge axiale à la limite élastique en compression.

P_{yt} : charge axiale à la limite élastique en traction.

r : paramètre correspondant au rapport de la pente de l'écrouissage sur la rigidité initiale.

R : coefficient de réduction.

s : espacement de l'armature transversale.

S : coefficient de réponse sismique.

Sa : spectre d'accélération absolue (accélération spectrale).

SCNBC : Supplément du Code National du Bâtiment du Canada.

S_n : surcharge de neige.

S_p : coefficient de potentiel d'instabilité.

S_r : charge de pluie.

SRSS : combinaison statistique de la racine carrée de la somme des carrées.

S_s : charge de neige au sol.

T : période fondamentale.

T° : charges de température.

T_i : période fondamentale du mode i.

TVC	: Three Variable Controller.
U	: facteur de calibrage.
U_i	: déplacement au noeud i.
v	: vitesse horizontale maximale du sol.
V	: cisaillement à la base.
V_c	: résistance à l'effort tranchant fournie par le béton.
V_{col}	: effort tranchant dans les poteaux.
V_e	: cisaillement élastique à la base.
V_f	: effort tranchant pondéré.
$V_{f\,max}$	: effort tranchant pondéré maximal.
VHM	: Vitesse Horizontale Maximale.
V_{max}	: chargement élastique de calcul.
V_r	: résistance à l'effort tranchant totale de la membrure.
V_s	: résistance à l'effort tranchant fournie par l'armature transversale.
V_{SRSS}	: cisaillement à la base calculé selon la combinaison statistique de la racine carrée de la somme des carrées.
V_y	: chargement latérale plastique.
W	: poids.
W_i	: poids de l'étage i.
W_f	: charges de gravité uniformément réparties non pondérées.
W_v	: charges de vent.
x	: coordonnée cartésienne.
y	: coordonnée cartésienne.
z	: coordonnée cartésienne.
Z_a	: zone sismique d'accélération.
Z_v	: zone sismique de vitesse.

LISTE DES ANNEXES

PAGES

Annexe A Résultats des analyses statiques sur SAP90 et des combinaisons des charges 192

Annexe B Calcul du cisaillement dans les joints 216

Annexe C Détail des calculs et dessins d'atelier des blocs de béton 219

Annexe D Accélérogramme et spectres de réponse des séismes étudiés 227

Annexe E Historiques obtenus des deux simulations sismiques 239

Annexe F Calculs des propriétés des éléments des modèles et fichiers d'entrée sur RUAUMOKO 296

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

1.1 La philosophie de la conception parasismique

La conception parasismique des bâtiments est basée sur le concept de ductilité. Newmark et Veletsos (1960) ont observé que les déplacements latéraux maximums d'une structure sont pratiquement indépendants du niveau de résistance latérale. Ce comportement idéal est illustré à la figure 1.1. La ductilité est alors donnée par $\mu = \delta_{max}/\delta_y$ qui représente le rapport de la déformation maximale à la déformation limite élastique. Ainsi, la structure peut être dimensionnée pour un chargement latéral plus petit que le chargement élastique de calcul (V_{max}) en autant que certaines de ses membrures se plastifient et que l'intégrité de la structure ne soit pas compromise. On dimensionne une structure selon un niveau de déformations maximales et non pas selon un niveau de charges maximales.

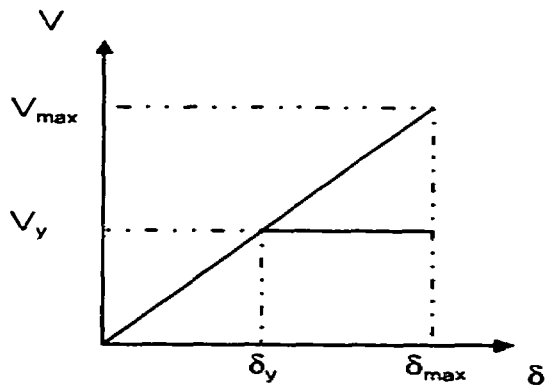


Figure 1.1 Comportement idéal d'une structure selon le principe des déplacements égaux.

Toutefois, ce principe n'est pas valide pour une structure très rigide avec une période naturelle beaucoup plus courte que la période fondamentale de l'accélérogramme. Nous devons considérer plutôt l'énergie de déformation de la structure. C'est-à-dire que l'on peut diminuer les charges sismiques en autant que la structure soit suffisamment ductile pour pouvoir dissiper une énergie de déformation égale à celle de la charge élastique de calcul. Cette énergie équivaut à la somme des produits de la charge latérale par l'incrément de déformations (aire sous la courbe). La figure 1.2 illustre ce principe.

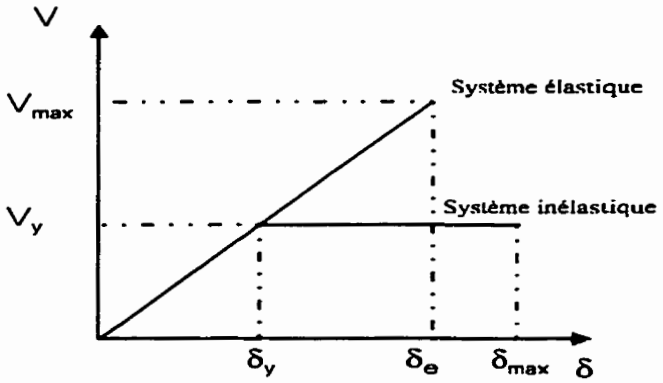


Figure 1.2 Critère énergétique d'un système inélastique à courte période.

La philosophie de la conception parasismique est de forcer des mécanismes de rupture plastique à des endroits stratégiques dans la structure en utilisant des détails de dimensionnement. Pour un système structural dont les charges latérales sont reprises par des ossatures, les rotules plastiques sont localisées pour la majorité dans les poutres, afin de diminuer les dommages causés par les déplacements inter-étages et d'éviter la rupture d'une colonne porteuse qui peut affecter l'intégrité de la structure. La rupture d'une poutre est moins critique pour le reste de la structure, puisqu'elle supporte les charges d'un étage seulement. Les modes de rupture possibles sont illustrés à la figure 1.3. La formation de rotules plastiques, à chaque extrémité des poteaux d'un même étage, entraîne un mécanisme d'instabilité qui peut mener la structure à l'effondrement (mode indésirable). De plus, pour permettre d'avoir un bon comportement ductile de la

structure, on doit s'assurer que la flexion soit le lien le plus faible pour que tous les modes de rupture fragile, comme le cisaillement, soient évités.

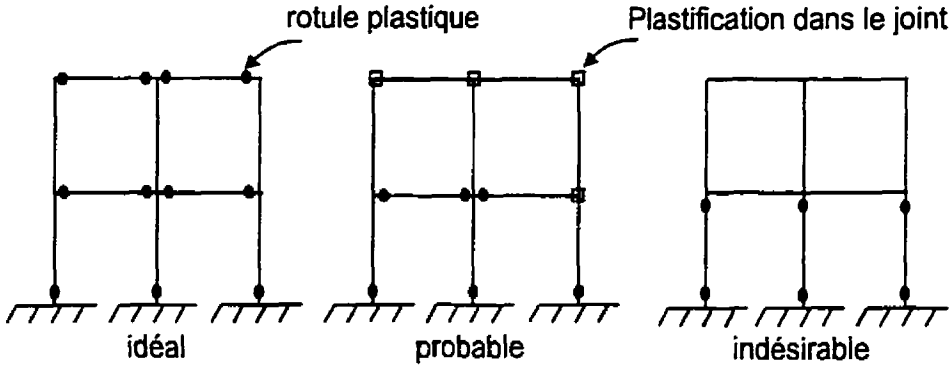


Figure 1.3 Modes de ruptures possibles.

1.2 Application aux ossatures en béton armé

Le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC, 1995) se base sur ces hypothèses en permettant de diviser les forces sismiques par un coefficient R qui correspond à un type de système structural et à des détails de conception. Ainsi, pour une structure en béton armé dont tous les efforts latéraux sont repris par des ossatures à ductilité nominale résistants aux moments (R=2), les charges sismiques peuvent être divisées par deux. Ce calcul s'applique à condition que les ossatures soient conformes à la norme canadienne de béton armé A23.3-M94 (CSA, 1994). Cette norme indique tous les détails de dimensionnement pour assurer un certain niveau de ductilité.

Il est important de réaliser qu'une structure dimensionnée selon le CNBC (1995) avec des charges sismiques réduites ne résiste pas de façon élastique à ces efforts, puisqu'on admet la plastification de certaines de ces membrures. Ainsi, on doit toujours fournir un niveau de ductilité pour des régions sismiques. On peut avoir des charges

latérales élastiques plus grandes que les charges sismiques réduites. Par exemple, on serait dans l'erreur en dimensionnant la structure pour les charges de vent et en ne tenant pas compte des normes sismiques. Pour un tel cas, on doit plutôt calculer la valeur du coefficient R pour que les charges sismiques soient égales aux charges élastiques maximales et on doit suivre les normes de dimensionnement pour un coefficient égal ou plus grand que ce coefficient calculé. Naturellement, le calcul des efforts se fait avec les charges élastiques maximales.

Les connaissances acquises sur le comportement sismique des ossatures en béton armé ne sont pas suffisantes pour avoir un dimensionnement efficace et toujours sécuritaire. Les paramètres influençant la ductilité des membrures et des joints de la structure sont variés, complexes et parfois difficiles à dissocier les uns des autres. Les normes de dimensionnement résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude de comportement des structures lors de séismes. Les recherches faites en laboratoire sur ce type d'ossature proviennent pour la majorité d'essais quasi-statiques ou d'essais pseudo-dynamiques d'assemblages poteau-poutre. Peu d'essais ont été réalisés sur des ossatures complètes sur une table vibrante avec un accélérogramme d'un séisme réel. En fait, il n'y a jamais eu d'essai sur table vibrante d'une ossature complète en béton armé à ductilité nominale dimensionnée selon la norme A23.3-M94. Ce mémoire contribue à combler ce vide expérimental.

1.3 Objectifs du projet de recherche

Le but de ce projet est d'étudier le comportement sismique d'une ossature à ductilité nominale. Cette ossature, à l'échelle ½, fait environ 3 m de hauteur sur deux étages et 5 m de largeur sur deux travées. Elle fait partie d'un bâtiment hypothétique situé dans la région de Vancouver pour laquelle plusieurs accélérogrammes historiques sont disponibles. Les résultats expérimentaux seront comparés à des résultats d'analyses

dynamiques non linéaires faites avec le logiciel RUAUMOKO (Carr, 1995). On propose des lois idéales de comportements pour modéliser une structure en béton armé de type R=2.

Nous voulons aussi vérifier la pertinence des différents changements apportés à l'ancienne norme A23.3-M84 (CSA, 1984) dans la version de 1994. D'autres clauses ont été ajoutées pour le dimensionnement parasismique des ossatures. Ces ajouts doivent en principe améliorer le comportement sismique en augmentant la ductilité dans les régions susceptibles de se plastifier et en augmentant la résistance des éléments présentant un mode de rupture fragile.

Finalement, nous voulons déterminer la ductilité supplémentaire disponible pour des séismes plus intenses que le séisme de calcul. Sachant l'incertitude des paramètres sismiques d'une région spécifiés par les normes, on veut déterminer le niveau de sécurité qu'offre une ossature dimensionnée selon R=2. En effet, il est possible qu'on sous-estime les accélérations au sol. Le cas s'est présenté lors du séisme de Hyogo-Ken Nanbu le 17 janvier 1995 dans la région de Kobé au Japon. On estimait les accélérations maximales au sol à 0,2g. Le séisme a produit des accélérations au sol jusqu'à 0,85g (Park et al., 1995).

1.4 Contenu du mémoire

Le mémoire est divisé en neuf chapitres dont le premier est l'introduction. Le deuxième chapitre présente des études antérieures sur: le comportement sismique des ossatures à ductilité nominale, la section 21.9 de la norme canadienne de béton armé A23.3-M84, les changements apportés dans la nouvelle norme de 1994, les modélisations numériques et les types d'essais sismiques.

Le troisième chapitre est consacré au dimensionnement de l'ossature à l'étude. On donne la description du bâtiment, le calcul des efforts selon la méthode statique du CNBC (1995) et le dimmensionnement selon la norme A23.3-M94. Les efforts sont obtenus à l'aide d'une modélisation de l'ossature sur le logiciel SAP90.

Au chapitre 4, on fait une sélection d'accélérogrammes sismiques adéquats pour la région considérée. Des analyses dynamiques linéaires sont effectuées afin de retenir le séisme le plus défavorable qui sera utilisé pour les essais sismiques.

Le cinquième chapitre porte sur les propriétés des matériaux utilisés pour les essais. On présente les résultats des essais de traction sur l'acier d'armature et des essais de compression sur des cylindres de béton. On donne la recette du mélange de béton de l'ossature et de la poutre de fondation.

Le chapitre 6 contient la description des essais sur le simulateur sismique. On décrit la fabrication des masses et de l'ossature. L'instrumentation, le montage expérimental et tous les types d'essais réalisés sont présentés dans ce chapitre.

Le septième chapitre traite des résultats expérimentaux. On indique le programme utilisé pour filtrer les historiques expérimentaux. La performance de la table vibrante est vérifiée. On étudie le comportement global de l'ossature: les déplacements maximums, les accélérations maximums, les cisaillements maximums à la base, le champ de fissuration, la répartition des rotules plastiques, les courbures, la variation des caractéristiques mécaniques de l'ossature (l'amortissement, la rigidité et la période de vibration). Les courbes d'hystérésis du cisaillement à l'étage versus le déplacement inter-étage sont aussi étudiées.

Le chapitre 8 est consacré à la modélisation numérique de l'ossature. Le calcul des relations moment-courbure, l'évaluation du moment maximal et les courbures maximales expérimentales sont présentés. On décrit le logiciel RUAUMOKO, le modèle d'hystérésis et les deux modèles utilisés pour les analyses dynamiques non linéaires. Une étude paramétrique et des analyses statiques latérales jusqu'à effondrement («Pushover») sont aussi présentées. Plusieurs courbes d'hystérésis et historiques expérimentaux sont comparés à ceux obtenus par nos analyses. On discute des résultats et des comparaisons entre les analyses des deux modèles.

Finalement, la conclusion et les recommandations sur les détails pour améliorer le comportement sismique d'une ossature à ductilité nominale sont exposées au chapitre 9.

CHAPITRE 2
ÉTUDES ANTÉRIEURES

2.1 Études sur le comportement sismique des ossatures à ductilité nominale

La ductilité d'une ossature de béton armé dépend du comportement de ses membrures (poutres et poteaux) ainsi que de leurs assemblages (joints). Le comportement sismique d'une ossature dimensionnée selon le type R=2 peut présenter certaines lacunes. Plusieurs recherches ont montré des défauts de conception qui ne permettent pas de développer dans la structure les efforts supposés lors du dimensionnement.

La résistance et l'espacement des frettes (étriers fermés avec des crochets de 135°) dans les poutres sont des paramètres importants pour la ductilité de l'ossature. Pour obtenir la ductilité requise dans une poutre, on permet la formation d'une rotule plastique près des joints. On doit développer la limite élastique (f_y) dans les barres longitudinales tout en évitant d'autres modes de rupture prématurés. Les frettes remplissent plusieurs fonctions pour permettre ce mode de rupture ductile (plastification en flexion). Premièrement, elles empêchent le voilement local des barres dans les régions très sollicités où il peut y avoir écaillement du recouvrement de béton. Elles confinent le noyau de béton de la membrure et fournissent une résistance au cisaillement (V_s). Dans le calcul de l'effort tranchant résistant de la membrure (V_r), il est généralement admis qu'une partie de l'effort est repris par le béton (V_c) et l'autre par l'armature transversale (V_s). Ce concept se base sur le fait que le béton après fissuration peut encore reprendre des efforts à cause de la friction intergranulaire. Hamdy, Tso et Ghobarah (1992) ont proposé de négliger le béton pour le calcul de V_r dans les zones de rotules plastiques et d'augmenter plutôt la quantité de frettes. Ils ont observé par des essais cycliques sur des poutres encastrées que certaines d'entre elles, dimensionnées selon la norme A23.3-M84 pour R=2, ne pouvaient pas atteindre l'effort tranchant maximal théorique. La

plastification des frettes cause l'ouverture des fissures diagonales et augmente la déformation en cisaillement dans la zone de la rotule plastique. L'augmentation de cette déformation produit une abrasion des surfaces de contact de la fissure. L'abrasion et l'ouverture de la fissure annulent l'effet de la friction intergranulaire. La capacité du béton à reprendre l'effort tranchant étant diminuée, le cisaillement maximal calculé (V_r) ne peut pas être atteint et la poutre ne développe pas la résistance calculée. On a aussi démontré que pour un spécimen avec des frettes moins espacées, l'énergie de dissipation était plus élevée.

La quantité d'armature transversale dans les poteaux devrait aussi être augmentée dans les zones où une rotule plastique est susceptible d'apparaître. Par contre, il a été démontré par Paultre et Mitchell (1991) qu'il est préférable de dimensionner les ossatures à ductilité nominale selon le même principe que pour les ossatures ductiles (R=4): « poteau fort et poutre faible ». On suggère d'utiliser le même critère de dimensionnement, c'est-à-dire $\sum M_{rc} \geq 1,1 \sum M_{nb}$. M_{rc} est le moment résistant des poteaux et M_{nb} est le moment nominal des poutres du même joint. La présence de rotules plastiques dans les poteaux peut contribuer à l'endommagement excessif de la structure par l'augmentation des déplacements inter-étages.

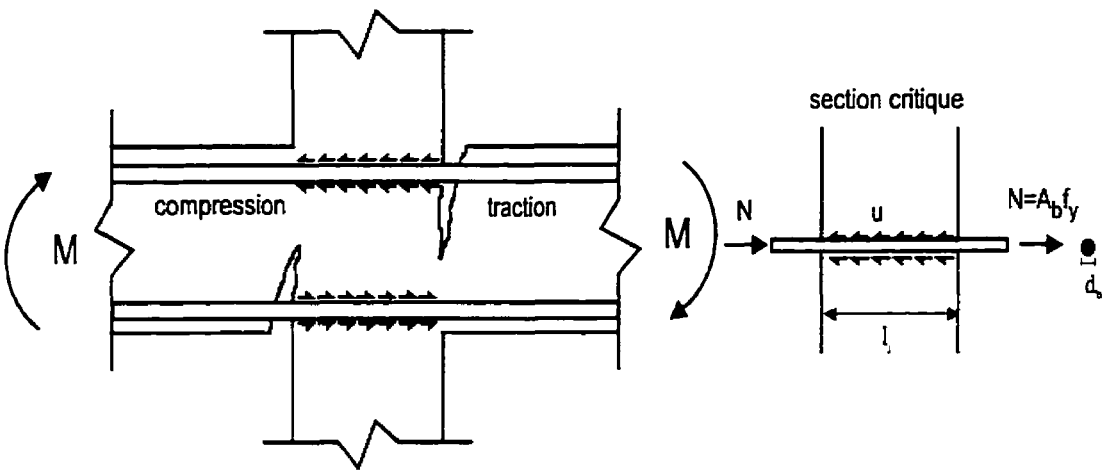
Le rapport de l'armature longitudinale de compression sur l'armature de tension est un autre paramètre qui contrôle la ductilité de l'ossature. Ma et al. (1976) ainsi que Bertero et Popov (1977) ont démontré que pour augmenter l'énergie de dissipation des poutres, ce ratio devait être plus grand que 0,75. Ce ratio tient compte de la possibilité que les moments négatifs imposés par les charges de gravité puissent être inversés à cause des déplacements latéraux importants de la structure durant un séisme. Ce ratio permet d'obtenir une rotule plastique adéquate pour dissiper l'énergie sismique induite. Ils ont observé que la présence d'une partie de la dalle (dalle effective) a comme effet d'augmenter la résistance de la poutre et de diminuer la ductilité du moment résistant

négatif. Si cet effet n'est pas considéré dans le dimensionnement de l'ossature, la ductilité de l'ensemble de la structure peut en être affectée. Les rotules plastiques se forment dans les membrures plus faibles comme les poteaux.

L'élément le plus complexe dans l'étude du comportement sismique des ossatures est sans aucun doute le joint poteau-poutre. L'ensemble des forces engendrées simultanément dans le joint complique énormément la compréhension du rôle et de l'interaction des différents paramètres qui contrôle la ductilité tel que: l'adhérence des barres longitudinales, le confinement fourni par les frettes et par les poutres transversales, la résistance au cisaillement, la dispersion des efforts, etc.

Pour que les efforts soient transférés du poteau à la poutre par le joint, l'armature longitudinale traversant le joint doit pouvoir développer f_y sans subir une détérioration du béton environnant. Une détérioration du béton peut entraîner le glissement des barres ce qui diminue la contrainte développée. Ce phénomène est relié à l'adhérence du béton aux barres. Si la résistance à l'arrachement n'est pas suffisante, le joint peut augmenter la flexibilité de la structure entière et ainsi réduire l'énergie de dissipation. Pour les barres longitudinales traversant un joint, Paultre et al. (1989) ont recommandé d'utiliser, dans les poutres, des barres de diamètre inférieur à 1/20 de la largeur du poteau traversé et dans les poteaux, des barres de diamètre inférieur à 1/22 de la largeur de la poutre traversée. On a observé que l'adhérence des barres longitudinales est particulièrement critique pour les joints intérieurs car les barres peuvent être soumises à un effort de compression et de traction simultanément tel qu'illustré à la figure 2.1. Ainsi la longueur de développement doit être le double dans le joint pour assurer qu'on atteigne la contrainte f_y dans les barres longitudinales. De façon plus précise, Pantazopoulou et Bonacci (1994) ont démontré, suite à une compilation d'essais de 143 spécimens, que la résistance à l'arrachement est un facteur déterminant du comportement sismique de la structure entière. Les ossatures qui ne respectent pas ce critère n'obtiennent pas la

résistance de dimensionnement et n'ont pas la ductilité escomptée. Ils proposent de limiter les ruptures par détérioration de l'adhérence du béton aux barres en utilisant un coefficient d'adhérence (« bond index ») plus petit que 1,65 pour les joints intérieurs et plus petit que 0,85 pour les joints extérieurs pour de l'acier de grade 60 (f_y = 400 MPa). Ce coefficient a été proposé par Otani et al. (1985) ainsi que Otani (1991). Il est égal à la contrainte moyenne d'adhérence, normalisée par la racine carrée de f'_c (MPa), qui est développée sur la largeur du poteau quand: (i) les barres des poutres se plastifient en tension et en compression aux deux faces du poteau d'un joint intérieur ou (ii) les barres des poutres se plastifient en tension à la face intérieure du poteau d'un joint extérieur, mais dont l'extrémité près de la face extérieure a un effort nul. La figure 2.1 illustre la définition du coefficient d'adhérence pour un joint intérieur. On montre le développement des contraintes entre la barre et le béton.



$$\text{coefficient d'adhérence} = \frac{2 \cdot N}{l_j \cdot \pi \cdot d_b \sqrt{f'_c}} \qquad [2.1]$$

Figure 2.1 Coefficient d'adhérence d'un joint intérieur.

Les frettes requises dans le joint ont une importance capitale pour la ductilité de l'assemblage poteau-poutre. Premièrement, tout comme dans les membrures, elles

contribuent à la résistance au cisaillement en augmentant la résistance du béton comprimé par confinement et en fournissant une résistance (V_s). Paultre et al. (1989) ont démontré que la ductilité, obtenue par un essai sur des assemblages poteaux-poutres, est liée aux déformations dans les frettes du joint. Ils recommandent d'empêcher la plastification des frettes dans les joints. Ils proposent d'utiliser une grande quantité d'armature transversale pour éviter la rupture en cisaillement du joint, de sorte que la résistance des frettes dans le joint soit plus élevée que celle des frettes de la poutre. Ils ont aussi noté que la participation du béton dans le joint au mécanisme de cisaillement diminue avec l'augmentation des frettes. Deuxièmement, elles empêchent le voilement local des armatures longitudinales traversant le joint. Ce voilement peut causer l'éclatement du recouvrement et engendrer une perte de la contrainte reprise par les barres. Finalement, en confinant le béton à l'intérieur du joint, elles permettent d'augmenter l'adhérence des barres.

Ehsani et Wight (1985) ont observés que les poutres transversales contribuent aussi au confinement du joint. Park (1989) soutient que la charge axiale dans le poteau augmente par confinement la résistance du béton (f'_c) et la déformation ultime (ε_{cu}) dans le joint. Par contre, Bonacci et al. (1993) concluent que l'effet de cette charge axiale dans le poteau n'a aucune influence sur la résistance du béton dans le joint, seule la déformation ultime varie. Si on admet que la charge axiale offre un confinement au joint, il est très probable que ce confinement aura un effet semblable à celui des ligatures d'une membrure. Park (1989) a effectué de nombreux essais sur des membrures confinées par des frettes. Il a observé que f'_c et ε_{cu} augmentent avec l'augmentation du confinement du noyau de béton par les ligatures.

2.2 Norme canadienne de béton armé

Dans cette section, la partie concernant les ossatures de la section 21.9 de la norme A23.3-M84 est résumée et les différents changements apportés à la norme dans la version de 1994 sont revus en détail et discutés.

2.2.1 Résumé de la section 21.9 de la norme A23.3-M84

- Dans une poutre, le moment résistant positif à la face du joint ne doit pas être plus petit que le tiers du moment résistant négatif calculé au même endroit. De plus, les moments résistants positifs et négatifs, à toutes les sections de la poutre, ne doivent pas être plus petits que le cinquième du moment résistant négatif maximum à la face des joints.

- À chaque extrémité d'une poutre, des étriers 10M ou de plus grand diamètre doivent être prévus sur une longueur égale à deux fois la profondeur de la poutre mesurée de la face du joint vers la mi-portée. Le premier étrier doit être placé à moins de 50 mm de la face du joint et l'espacement de ces étriers ne doit pas excéder:

  a) d/4, où d est la distance entre le centroïde de la barre tendu et la fibre en compression la plus éloignée

  b) 8 fois le diamètre de la plus petite barre longitudinale entourée

  c) 24 fois le diamètre des étriers

  d) 300 mm

- Les autres étriers doivent être espacés à un maximum de d/2 sur le reste de la longueur de la poutre.

- Dans les poteaux, aux endroits où les rotules plastiques sont susceptibles de se produire, l'espacement des ligatures ne doit pas excéder la moitié de l'espacement spécifié à l'article 7.6.5 (espacement normal pour les poteaux) et 300 mm. L'espacement de ces ligatures doit être sur une longueur minimale de:
  a) un sixième de la hauteur nette du poteau
  b) la dimension maximum de la section de la membrure
  c) 450 mm de la face du joint poteau-poutre

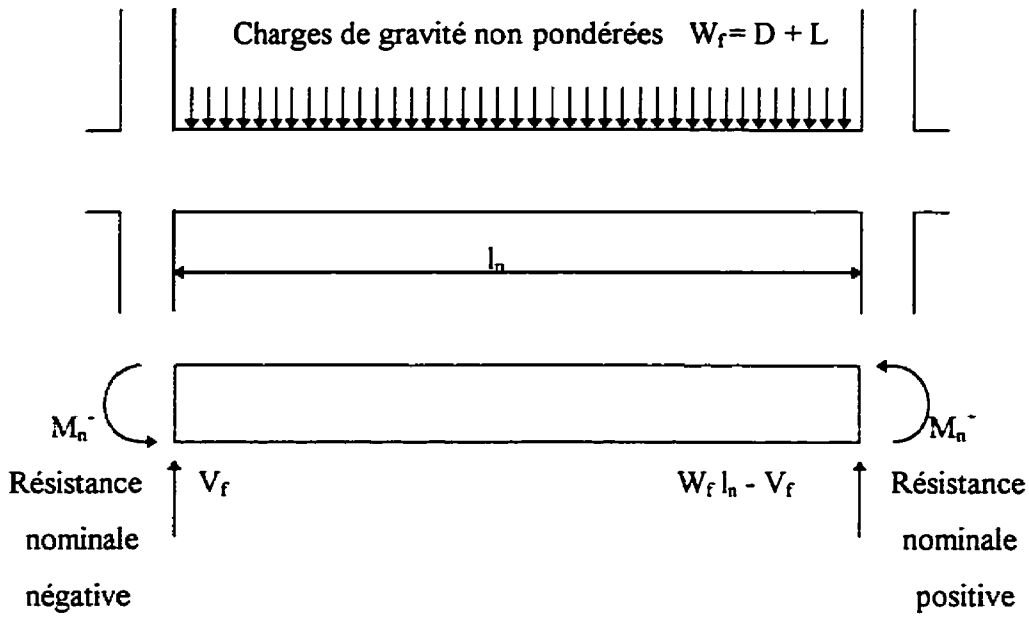
- La première ligature doit être placée à moins de la moitié de l'espacement calculé ci-haut, à partir de la face du joint.

2.2.2 Changements apportés dans la nouvelle édition de la norme A23.3-M94

Dans la nouvelle norme de 1994, les étriers dans les poutres sont remplacés par des frettes dans les régions des rotules plastiques. Pour les poteaux, l'armature transversale doit être détaillée avec des frettes et des épingles seulement. Ces changements permettent d'avoir un meilleur confinement du noyau de béton à l'intérieur des armatures transversales et limitent le flambement qui peut survenir dans la partie ouverte de l'étrier standard. Les frettes développent plus facilement f_y dans leurs tiges à cause du meilleur ancrage qu'elles offrent. Dorénavant, le chevauchement de l'armature longitudinale est permis seulement à mi-hauteur des poteaux. De cette manière, on s'assure que la longueur de développement des barres longitudinales soit suffisante, s'il y a formation de rotules plastiques dans les poteaux près des joints. La norme A23.3 - M94 se montre plus sévère concernant les efforts tranchants produits dans les ossatures lors d'un séisme. Elle exige maintenant que la résistance pondérée à l'effort tranchant des poutres et des poteaux ne soit pas plus petite que la moindre des deux valeurs suivantes:

a) la somme du cisaillement maximum causé par l'apparition des moments nominaux aux deux extrémités de la membrure, et pour la poutre, on ajoute les forces de cisaillement causées par les charges de gravité tel qu'illustré à la figure 2.2. Cette figure montre un seul cas de chargement, il faut aussi considérer le cas avec les moments d'extrémité inverses.

b) le cisaillement maximum obtenu d'une analyse avec des combinaisons de charge utilisant les charges de gravité non pondérées et les charges sismiques calculées avec R=1.



$$V_f = \frac{M_n^- + M_n^+}{l_n} + \left(\frac{W_f \cdot l_n}{2}\right)_{poutre} \qquad [2.2]$$

Figure 2.2 Cisaillement de calcul afin d'assurer un comportement ductile en flexion d'une poutre ou d'un poteau en béton armé.

Pour la première fois, la norme inclut des articles traitant du dimensionnement des joints pour une ossature à ductilité nominale. Les articles sont les suivants:

- Les forces de dimensionnement agissant sur le joint sont celles induites par la plus petite résistance nominale des poutres et des poteaux traversant le joint. Lorsque les poutres traversent le joint dans deux directions, les directions doivent être considérées indépendantes l'une de l'autre.

- Un minimum d'armature transversale doit être prévu au centre du joint avec un espacement maximum de 150 mm:

$$A_v = 0{,}06\sqrt{f_c'}\,\frac{b_j \cdot s}{f_y} \qquad [2.3]$$

où A_v = aire d'acier d'armature transversale pour l'effort tranchant

b_j = largeur du joint

s = espacement de l'armature transversale

- L'espacement des barres longitudinales des poteaux traversant le joint ne doit pas dépasser 300 mm.

- Le diamètre des barres longitudinales des poutres et des poteaux qui traversent le joint, d_b, doit satisfaire le critère suivant:

$$d_b \leq \lambda \cdot \frac{l_j}{20} \qquad [2.4]$$

où l_j = dimension du joint dans la direction des barres traversant l'assemblage

λ = coefficient de pondération pour du béton léger (λ=1 béton normal)

- Le cisaillement maximum dans le joint ne doit pas dépasser la limite de:

a) $2{,}4\lambda\phi_c\sqrt{f_c'}A_j$ pour un joint confiné sur quatre faces [2.5]

b) $1{,}8\lambda\phi_c\sqrt{f_c'}A_j$ pour un joint confiné sur trois faces ou deux faces opposées [2.6]

c) $1{,}5\lambda\phi_c\sqrt{f_c'}A_j$ pour les autres cas [2.7]

où ϕ_c = coefficient de pondération de la résistance du béton

A_j = aire brute du joint égale à la moindre valeur de l'aire brute du poteau ou deux fois la largeur de l'âme de la poutre multipliée par la dimension du poteau parallèle à l'effort tranchant dans le joint

Les changements apportés à l'article 21.9 de la norme A23.3 font suite à de nombreuses recherches faites en laboratoire sur des ossatures de ductilités différentes. Par contre, ces changements ne sont peut être pas suffisants pour obtenir un comportement adéquat des ossatures à ductilité nominale. D'abord, certains travaux récents n'ont pas été pris en considération. Par exemple, la norme n'exige pas d'avoir des poutres « faibles » et des poteaux « forts » tel que recommandé par Paultre et al. (1991). Ensuite, il est possible que certains paramètres pour la ductilité de l'ossature (zones de rotules plastiques, cisaillements dans le joint, etc.) soient oubliés ou mal évalués. Finalement, étant donné que plusieurs équations de calcul des structures en béton sont empiriques, il est important d'effectuer de nombreux essais en laboratoire pour valider ces équations, tout particulièrement, pour les calculs des détails dans les membrures et les joints.

2.3 Modélisations numériques

Plusieurs logiciels permettent de faire des analyses dynamiques non linéaires: DRAIN 2D (Kanaan, 1975) , RUAUMOKO (Carr, 1995), ANSR (Mondkar, 1975), etc. D'autres logiciels permettent de simuler des analyses dynamiques non linéaires en utilisant

des mécanismes statiques de déformation inélastique (rotules plastiques, ressorts, etc.). Il s'agit d'effectuer une analyse statique à chaque incrément de temps en variant les forces sismiques et en utilisant les mécanismes aux endroits qui se plastifient. La plupart des logiciels d'analyses dynamiques linéaires peuvent être utilisés pour ce type d'analyse non linéaire, par exemple SAP90. Il est aussi possible d'utiliser des modèles d'éléments finis pour l'étude du comportement sismique comme celui de Pantazopoulou et al. (1994) illustré à la figure 2.3 a). Ils ont modélisé un assemblage poteau-poutre en deux dimensions. Les ressorts aux deux extrémités des poutres servent à simuler les déplacements des vérins. Toutes les armatures ont été modélisées comme des membrures à charge axiale; la relation force-déformation de la membrure est donnée à la figure 2.3 b). Le béton est modélisé par des éléments solides à quatre noeuds en contraintes planaires. Un comportement inélastique du béton est défini selon l'axe principal assumant que la direction de la contrainte principale et de la déformation principale soit la même. Ils ont choisi la relation contrainte-déformation montrée à la figure 2.3 c). Ils ont utilisé un élément spécial pour lier les barres au béton. Cet élément est un ressort de longueur initiale nulle avec un noeud à chaque extrémité: le premier noeud est connecté à la barre et le second à un noeud d'élément solide du béton. La relation contrainte-glissement est montrée à la figure 2.3 d). L'utilisation des éléments finis peut s'avérer être une tâche très complexe dont les paramètres de rupture locale et d'interaction entre les matériaux peuvent être difficiles à cerner.

2.4 Types d'études expérimentales

Toutes les méthodes d'analyse mentionnées ci-haut sont plutôt utilisées pour le dimensionnement ou pour prédire les modes de rupture des structures. Elles sont rarement utilisées pour l'étude du comportement sismique de structures. Les essais en laboratoire sur des spécimens à échelle réduite ou à grandeur réelle donnent des résultats

plus près de la réalité. Toutefois, ces résultats demeurent des approximations du comportement réel puisque pour des raisons de commodité et de capacité, les essais sont généralement faits sur des parties de la structure et non sur l'ensemble. Par exemple, l'espace disponible dans un laboratoire implique souvent l'étude d'un assemblage poteau-poutre sans la dalle et comme on a déjà mentionné plus haut, la dalle joue un rôle dans la résistance des poutres. La capacité des vérins peut aussi limiter l'amplitude des forces appliquées. Les charges de gravité doivent être diminuées ce qui limite l'échelle de la structure étudiée. De plus, certains effets d'échelle peuvent influencer le comportement sismique de la structure: grosseur des agrégats, diamètre des armatures, etc. Il existe trois types d'essais en laboratoire ayant chacun leurs avantages et inconvénients (Filiatrault, 1996).

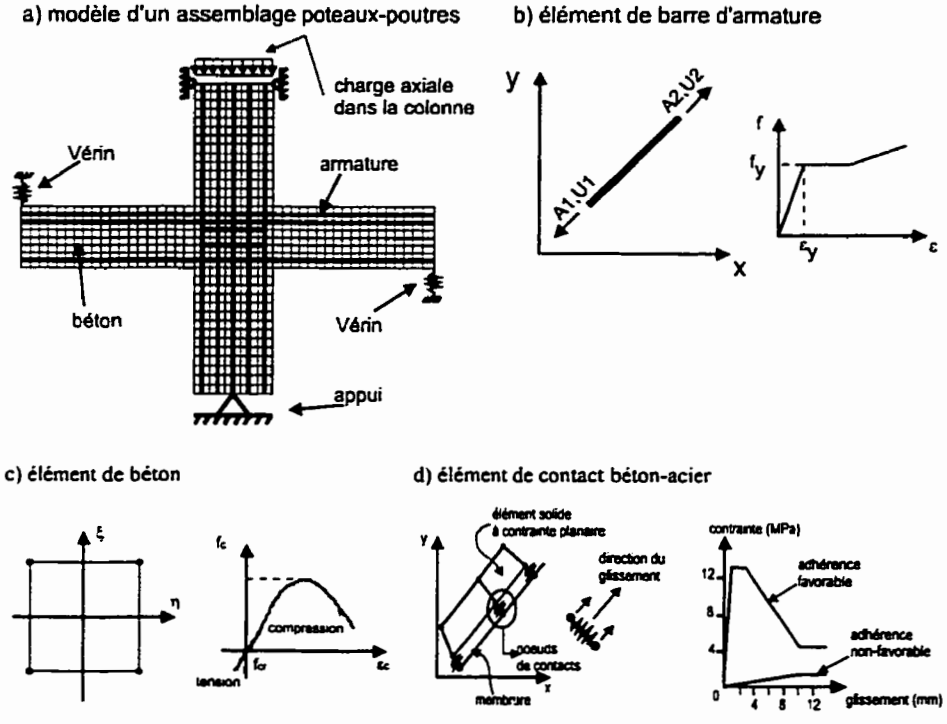


Figure 2.3 Modèle d'éléments finis d'un assemblage poteau-poutre et ses propriétés (tiré de Pantazoupoulou et al., 1994).

2.4.1 Essai quasi-statique

L'essai quasi-statique consiste à simuler les forces d'inertie produit par un séisme sur une structure, à l'aide de charges statiques équivalentes. On utilise des vérins hydrauliques pour appliquer ces forces statiques. La majorité des études expérimentales sur des ossatures en béton armé sont faits sur des assemblages poteaux-poutres à grande échelle. Le spécimen testé est souvent soumis à un chargement cyclique qui correspond à des cycles de déplacements de plusieurs niveaux de ductilité. La figure 2.5 illustre le montage ainsi que la séquence de chargement utilisés lors d'un essai quasi-statique typique sur un assemblage poteau-poutre. L'essai peut être arrêté à tout moment pour observer l'état de l'échantillon. L'inconvénient de cet essai est que la capacité de dissipation d'énergie de l'élément structural testé est difficile à relier avec la demande imposée pour un séisme réel. La vitesse de chargement influence également l'énergie de dissipation car elle modifie la résistance des matériaux. Un chargement rapide augmente la résistance des matériaux.

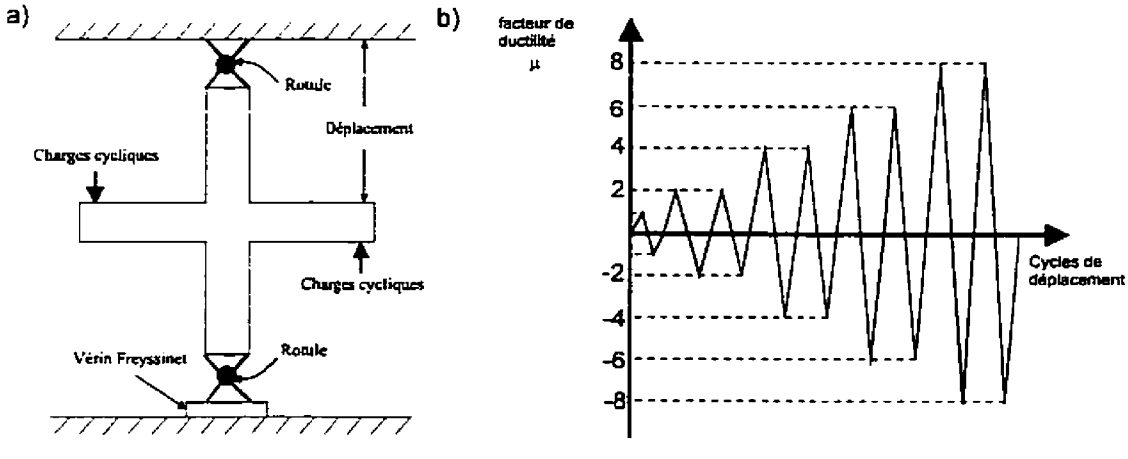


Figure 2.4 Illustration d'un essai quasi-statique sur un assemblage poteau-poutre (inspiré de Pineau, 1994).

2.4.2 Essai pseudo-dynamique

L'essai pseudo-dynamique est un essai quasi-statique amélioré par l'ajout d'un système d'analyse numérique. L'analyse numérique permet de simuler la réponse sismique de la structure dans le temps. Les forces de rappel sur le spécimen sont mesurées pour un intervalle de temps donné. Avec ces forces, on résout numériquement les équations de mouvement de la structure et on calcul les déplacements résultants. Alors les vérins hydrauliques à déplacement contrôlé imposent ces déplacements sur le spécimen. Cet essai est plus réaliste que l'essai quasi-statique, mais le chargement se fait encore à vitesse réduite. Donc, le problème de dissipation d'énergie persiste. De plus, l'équipement nécessaire pour effectuer un tel essai est très dispendieux.

2.4.3 Essai dynamique sur table vibrante

L'essai dynamique sur table vibrante est une méthode expérimentale très réaliste pour évaluer la performance et la ductilité disponible d'une structure. La table reproduit l'historique des déplacements ou des accélérations d'un séisme réel. Cet essai permet d'évaluer le comportement non linéaire d'une structure. Par contre, peu d'établissements ou d'universités peuvent se permettent d'avoir ce système car il est très dispendieux. La capacité des tables disponibles limite la masse, la grandeur et la résistance de la structure testée. Souvent, on doit se contenter de modèles réduits et un ajustement de l'amplitude du séisme doit être fait. Par exemple, la table de 3,4 x 3,4 m du laboratoire de structures de l'École Polytechnique, illustrée à la figure 2.6, avec un seul degré de liberté horizontal, la plus grosse au Canada, a coûté 1 million de dollars.

Figure 2.5 Table vibrante du laboratoire de structures de l'École Polytechnique

CHAPITRE 3
DIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE À L'ÉTUDE

3.1 Description du bâtiment

Dans ce chapitre, nous faisons le dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment pour la région de Vancouver, car la sismicité de cette région est plus importante que celle de l'est du Canada. Il est également plus facile de se procurer des accélégrammes de séismes réels qui ont été enregistrés près de cette région. À cause des limites de la capacité de la table vibrante, le bâtiment est environ à l'échelle ½. Il est constitué d'ossatures espacées à 3 m l'une de l'autre. Il est conçu de sorte que toutes les charges des planchers sont redistribuées sous forme de charges ponctuelles sur les poutres principales par l'entremise de poutres secondaires. Chaque ossature a une hauteur de 3 m sur deux étages et une longueur de 5 m sur deux travées. Nous avons dimensionné une ossature centrale typique qui est présentée à la figure 3.1. Le calcul est réalisé selon la méthode statique du CNBC (1995) pour une ossature à ductilité nominale résistant aux moments (R=2).

Les caractéristiques de la sismicité de Vancouver sont données dans l'annexe C du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC, 1995); on trouve les valeurs de Z_a = 4, Z_v = 4 et v = 0,2 m/s. Nous utilisons pour les calculs une résistance en compression du béton (f_c') de 25 MPa, une nuance d'acier (f_y) de 400 MPa pour l'armature longitudinale et une nuance d'acier de 700 MPa pour l'armature transversale. Puisque l'ossature est à l'échelle réduite, nous sommes obligés de prendre des barres 10M pour l'armature longitudinale et des barres d'acier laminés à froid de 1/8 et 1/4 de pouce (3 et 6 mm) de diamètre pour l'armature transversale.

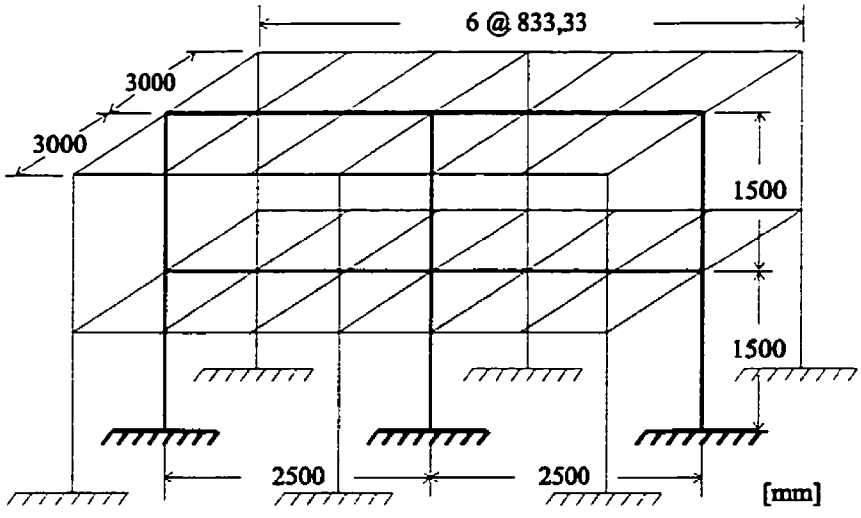


Figure 3.1 Ossature à l'étude.

Le dimensionnement final de l'ossature résulte de plusieurs itérations. D'abord, nous déterminons les charges mortes, les charges vives et les charges sismiques selon le CNBC (1995) pour le dimensionnement préliminaire. Les déplacements inter-étages sont calculés avec le logiciel SAP90. Ces déplacements doivent être inférieurs à la limite permise par le CNBC (1995) qui est égale à 2% de la hauteur entre deux étages consécutifs ($\Delta_{max} = 0{,}02 \cdot h_S$). Nous recommençons les calculs précédent en variant les dimensions des poteaux jusqu'à ce que les déplacements inter-étages soient inférieurs à la limite du code. Toutefois, pour avoir un dimensionnement économique, les déplacements doivent être du même ordre de grandeur que cette limite.

Ensuite, nous vérifions que la résistance des membrures soient suffisantes pour supporter les efforts calculés avec SAP90. Le calcul de la résistance des membrures est basé sur la norme canadienne de béton armé (CSA, 1994). Si les efforts sont trop grands, les dimensions des membrures inadéquates sont modifiées et tous les calculs sont repris depuis le début.

Finalement, lorsque l'ossature répond aux exigences du CNBC (1995) pour les déplacements et les efforts, nous terminons le dimensionnement en appliquant les articles parasismiques du chapitre 21 de la norme CSA (1994). Si les exigences de ces articles ne sont pas tous respectées, le dimensionnement est modifié et les calculs sont refaits. L'organigramme des calculs de conception de l'ossature est illustré à la figure 3.2. Les dimensions finales (hauteur x largeur) des différents éléments de l'ossature sont les suivantes:

Poutres à l'étage	160 x 150 mm
Poutres au toit	150 x 140 mm
Poteaux extérieurs	130 x 170 mm
Poteau intérieur	130 x 180 mm

Les dimensions minimales des membrures sont limitées à 130 mm pour des raisons pratiques: l'espacement minimal entre les armatures longitudinales, le diamètre minimal des agrégats utilisés et le diamètre minimal de l'armature disponible.

3.2 Calcul des efforts sur l'ossature selon la méthode statique du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC)

L'ossature est dimensionnée pour des fins expérimentales seulement. Les charges retenues sont les charges sismiques, les charges de gravité, les charges vives d'occupation et de la neige. Les charges vives sont uniformément distribuées sur toutes les poutres.

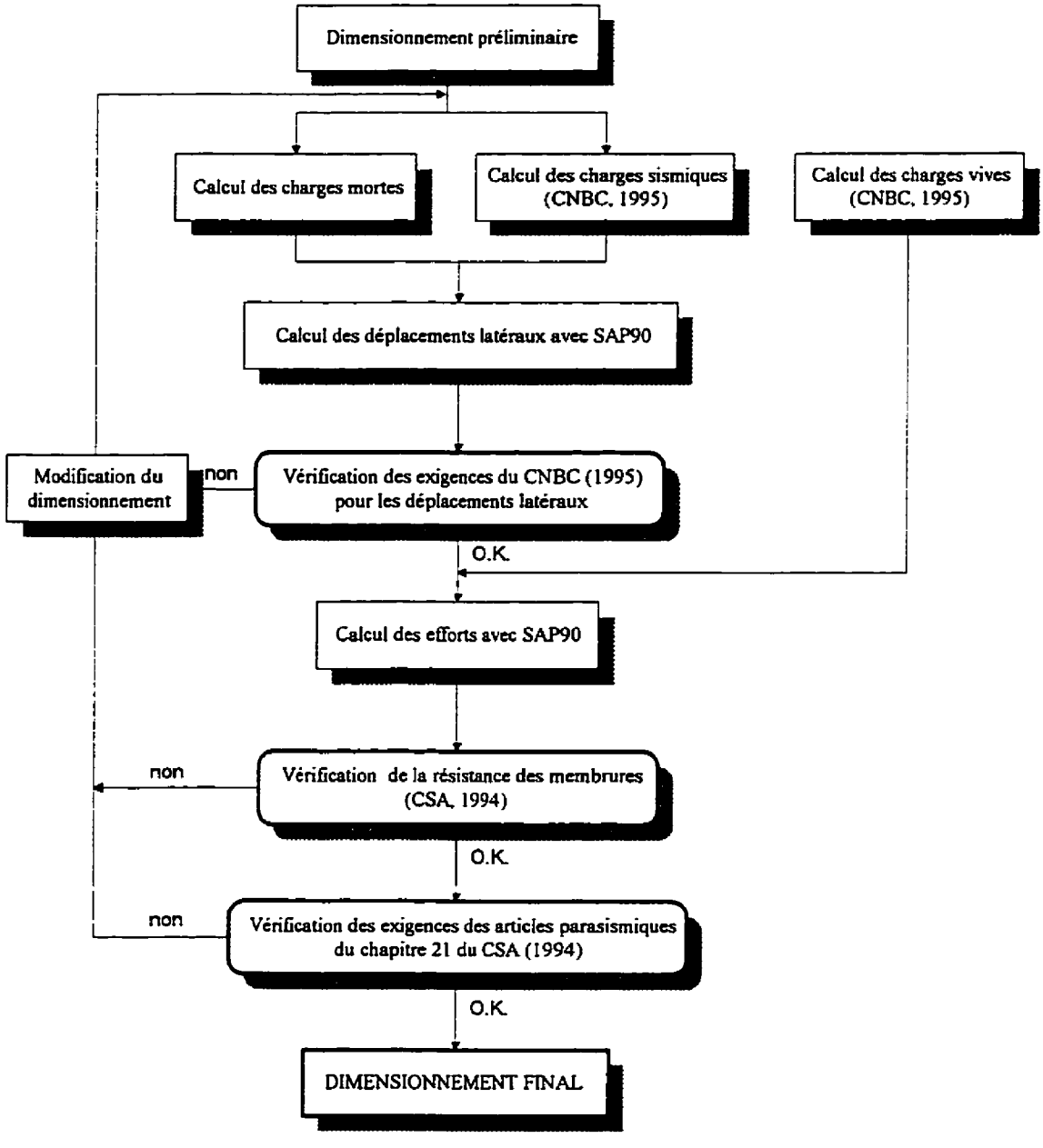


Figure 3.2 Organigramme des calculs pour le dimensionnement de l'ossature (inspiré de Pineau 1994).

3.2.1 Calcul des charges

Nous avons considéré les charges mortes typiques pour le dimensionnement d'un bâtiment:

à l'étage:	• partitions	1,0 kN/m^2
	• mécaniques, électriques	0,5 kN/m^2
	• isolations	0,5 kN/m^2
	• dalles de béton de 50 mm d'épaisseur	1,2 kN/m^2
au toit:	• isolations	0,5 kN/m^2
	• dalles de béton de 50 mm d'épaisseur	1,2 kN/m^2
• poids propre de l'ossature en béton armé		24,0 kN/m^3
• charges ponctuelles sur les poutres principales venant du poids propre des poutres secondaires dont les dimensions sont supposées à 140 x 110 mm		1,05 kN

Les charges vives utilisées pour les calculs sont:

à l'étage:	• charge de bureaux	2,4 kN/m^2
au toit:	• surcharge de neige	2,3 kN/m^2

La surcharge de neige est calculée avec l'équation suivante (CNBC, 1995):

$$S_n = S_s(C_b \cdot C_w \cdot C_s \cdot C_a) + S_r \qquad [3.1]$$

où C_b = 0,8 (coefficient de surcharge)

C_w = 1,0 (coefficient d'exposition au vent)

C_s = 1,0 (coefficient de pente du toit)

C_a = 1,0 (coefficient d'accumulation)

L'annexe C du CNBC (1995) donne les valeurs de S_s = 2,5 kN/m^2 (charge de neige au sol) et de S_r = 0,3 kN/m^2 (charge de pluie) pour la région de Vancouver.

Le calcul des charges sismiques se fait à l'aide des équations données par le CNBC (1995). Il s'agit d'abord de calculer le cisaillement à la base. Ce cisaillement correspond à la somme algébrique des forces sismiques agissant à chaque étage. Puisque la plupart des bâtiments répondent principalement dans leur premier mode de vibration, les forces sismiques se répartissent sous une forme triangulaire dont la base se trouve au sommet de la structure.

Le cisaillement à la base du bâtiment se calcule comme suit:

$$V = \left(\frac{V_e}{R}\right) \cdot U \qquad [3.2]$$

où R = 2 (coefficient de réduction)

U = 0,60 (facteur de calibrage)

et

$$V_e = v \cdot S \cdot I_p \cdot F_f \cdot W \qquad [3.3]$$

où v = 0,2 m/s (vitesse horizontale maximale du sol, donnée au chapitre 1)

I_p = 1,0 (coefficient de priorité, bâtiment standard)

F_f = 1,0 (coefficient de fondation, essai sur table vibrante => roc)

W = 107 kN (charge permanente, plus 25% de la charge de neige)

S = 3,0 (coefficient de réponse sismique)

Le coefficient de réponse sismique du bâtiment se calcul avec la table 4.1.9.A du CNBC (1995). Nous devons connaître la période fondamentale de l'ossature pour évaluer le coefficient S. Elle est estimée à l'aide de l'équation suivante:

$$T = 0{,}075 \cdot h_n^{3/4} \qquad [3.4]$$

où h_n : hauteur totale de l'ossature en (m)

On trouve une période de 0,17 seconde pour l'ossature à l'étude qui a une hauteur de 3 m. Rappelons que pour la région de Vancouver Z_a= 4 et Z_v= 4. Puisque Z_a/Z_v = 1 et que T < 0,25, la table du code donne S = 3.

Donc, $V_e = 0{,}2 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 107\,\text{kN} = 64{,}2\,\text{kN}$

$$V = \left(\frac{64{,}2\,\text{kN}}{2}\right) \cdot 0{,}6 = 19{,}26\,\text{kN}$$

La répartition du cisaillement à la base sur les deux étages est déterminée avec l'équation suivante:

$$F_i = \frac{(W_i h_i)(V - F_t)}{\left(\sum_{j=1}^{N} W_j h_j\right)} \qquad [3.5]$$

où V : le cisaillement à la base calculé ci-haut

W_i : le poids de l'étage i (W_1 = 61 kN et W_2 = 45 kN)

h_i : la hauteur de l'étage i à partir de la base (h_1 = 1,5 m et h_2 = 3 m)

F_t : force supplémentaire appliquée au toit tenant compte de l'influence des autres modes possibles, on néglige cette force si la période est plus petite que 0,7 s

Donc, on obtient les forces sismiques suivantes:

<u>à l'étage:</u> • F_1 = 7,78 kN

<u>au toit:</u> • F_2 = 11,48 kN

3.2.2 Modélisation de l'ossature sur SAP90

Le calcul des efforts est fait à l'aide du logiciel d'analyse linéaire SAP90, afin de diminuer le temps de calcul et de permettre de faire des analyses dynamiques avec le même modèle par la suite. Ce logiciel est préféré aux autres à cause de sa simplicité

d'utilisation et des connaissances acquises sur le fonctionnement de ce programme lors d'études antérieures; c'est le logiciel d'apprentissage durant le baccalauréat à l'École Polytechnique.

3.2.2.1 Le logiciel SAP90

Le logiciel SAP90 (Wilson et Habibullah, 1992) permet entre autre de faire des analyses linéaires statiques et dynamiques par éléments finis: éléments de poutre, de treillis, à contraintes planaires, de plaques et de solides. Les analyses dynamiques sont faites par calcul spectral ou par calcul modal avec l'accélérogramme d'un séisme quelconque. Le programme offre plusieurs options pratiques telles que des extensions rigides aux joints, des planchers rigides, des ressorts, etc. La combinaison des charges peut être calculée par le logiciel. Les résultats obtenus de ces analyses sont les déplacements et les efforts sous forme de forces axiales, de cisaillements et de moments fléchissants ou de torsion. Les diagrammes des déplacements et des efforts peuvent être tracés.

Pour le dimensionnement de l'ossature, nous faisons une analyse linéaire statique avec des éléments de poutres à six degrés de liberté (trois par noeud). Il existe plusieurs hypothèses concernant l'utilisation d'extension rigide. Certains disent que la rigidité des joints poteaux-poutres doit être considérée dans la modélisation d'une ossature en utilisant des extensions rigides. Cette option amplifie les efforts dans les poutres à la face des poteaux. D'autres affirment que pour des charges sismiques, la rigidité du joint est très affaiblie par la fissuration et qu'on ne devrait pas utiliser ces extensions (Carr, 1994). Donc, nous sommes conservateurs en effectuant deux analyses: une impliquant des extensions rigides aux joints pour le calcul des efforts et l'autre sans extensions pour le calcul des déplacements. Des analyses dynamiques avec SAP90 sont présentées plus loin

dans ce mémoire. Elles sont principalement utiles pour choisir le séisme qui servira aux essais sur table vibrante.

3.2.2.2 Description du modèle utilisé

La figure 3.3 illustre la modélisation de l'ossature sur SAP90. Le modèle est en deux dimensions dans le plan XZ, il est formé de 18 éléments de poutres. La numérotation des noeuds et des éléments est faite de façon pratique pour lire les résultats. SAP90 possède un algorithme pour minimiser la largeur de bande. Les poutres à l'étage et au toit sont divisées en trois, afin de pouvoir appliquer au 1/3 et au 2/3 de leur portée les charges ponctuelles venant des poutres secondaires. Le modèle possède des extensions rigides à tous les joints poteaux-poutres pour le calcul des efforts. Elles sont enlevées pour le calcul des déformations. Le module d'Young utilisé est égal à $E_c = 4500\sqrt{f'_c} = 22500\,\text{MPa}$ qui est donné à l'article 8.6.2.3 de la norme A23.3-M94. L'inertie des membrures est diminuée pour représenter la perte de rigidité causée par la fissuration. La norme A23.3-M94 indique à l'article 21.2.2.1 que l'inertie des poutres doit être réduite de 60% et celle des poteaux de 30% pour les analyses sismiques. Alors, les autres propriétés des membrures sont:

poutre à l'étage	160 x 150 mm	$A = 24000\ \text{mm}^2$
		$I = 0{,}4I_g = 20{,}5\text{x}10^6\ \text{mm}^4$
		$W = 576\text{x}10^{-6}\ \text{kN/mm}$
poutre au toit	150 x 140 mm	$A = 21000\ \text{mm}^2$
		$I = 0{,}4I_g = 15{,}8\text{x}10^6\ \text{mm}^4$
		$W = 504\text{x}10^{-6}\ \text{kN/mm}$
poteaux extérieurs	170 x 130 mm	$A = 22100\ \text{mm}^2$
		$I = 0{,}7I_g = 21{,}8\text{x}10^6\ \text{mm}^4$
		$W = 530\text{x}10^{-6}\ \text{kN/mm}$

poteau intérieur	180 x 130 mm	A = 23400 mm^2
		I = $0,7I_g$ = $23,1x10^6$ mm^4
		W = $562x10^{-6}$ kN/mm

où A : aire brute

I : inertie (I_{xx})

W : poids propre

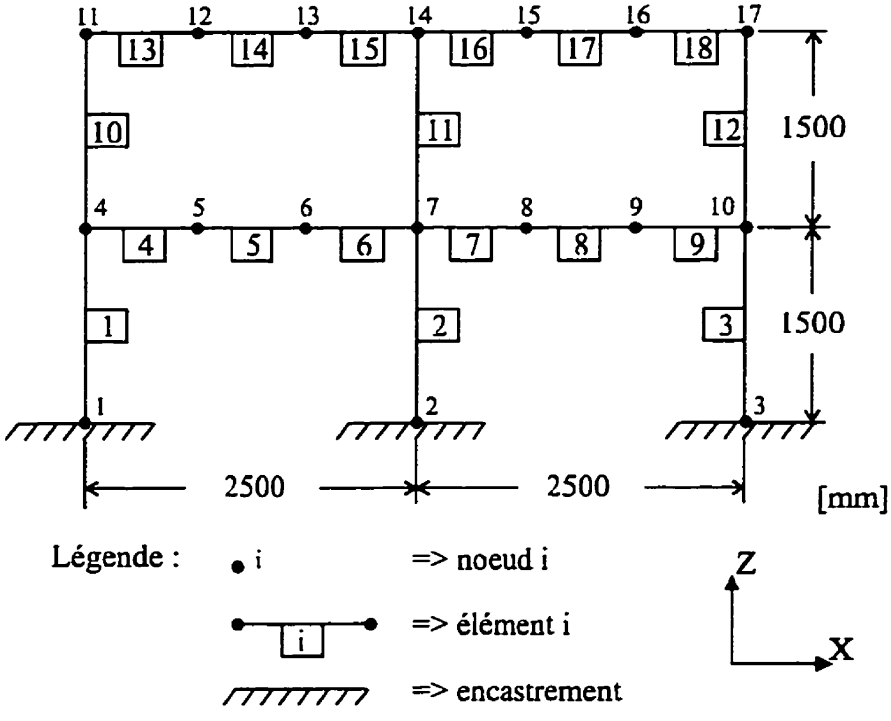


Figure 3.3 Modélisation de l'ossature sur SAP90.

3.2.2.3 Répartition des charges de service

Selon la théorie des aires tributaires, les charges uniformes sur la dalle sont redistribuées sous forme de charges ponctuelles sur les poutres principales et aux joints

par l'entremise des poutres secondaires. Les forces sismiques sont appliquées en un point à chaque étage. Les charges ponctuelles appliquées aux noeuds sont les suivantes:

à l'étage:	• les charges mortes (P_D) aux noeuds 5 à 9	9,05 kN
	• les charges mortes aux noeuds 4 et 10	5,05 kN
	• les charges vives (P_L) aux noeuds 5 à 9	6,00 kN
	• les charges vives aux noeuds 4 et 10	3,00 kN
	• la force sismique au noeud 4	7,78 kN
au toit:	• les charges mortes aux noeuds 12 à 16	5,30 kN
	• les charges mortes aux noeuds 11 et 17	3,18 kN
	• les charges vives aux noeuds 12 à 16	5,75 kN
	• les charges vives aux noeuds 11 et 17	2,88 kN
	• la force sismique au noeud 11	11,48 kN

La figure 3.4 illustre la répartition des charges sur le modèle de l'ossature.

3.2.2.4 Combinaison des charges

La méthode du calcul aux états limites ultimes est utilisée pour le calcul des efforts dans les membrures. Afin que le dimensionnement corresponde à une faible probabilité de rupture ou de mise hors-service, la norme A23.3-M94 multiplie les efforts par des facteurs de pondération (α_i), des coefficients de simultanéité (ψ) et de risque (γ). La norme exige de calculer les efforts pour plusieurs combinaisons possibles. Dorénavant, les charges sismiques (E_s) sont différentiées des charges de vent (W_v). L'ancien facteur de pondération α_Q devient α_W pour le vent et on a maintenant d'autres équations pour le calcul des combinaisons des efforts qui sont les suivantes:

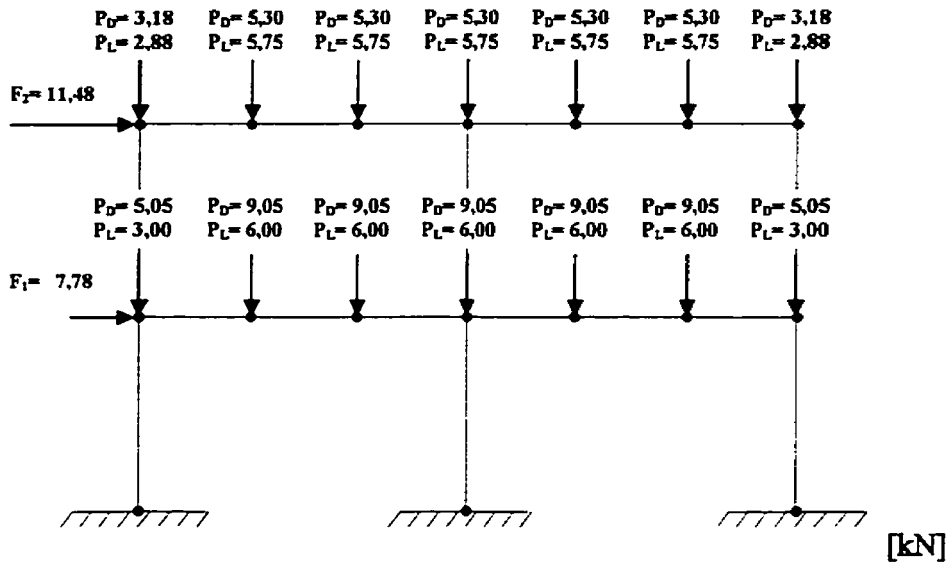


Figure 3.4 Répartition des charges sur le modèle de l'ossature.

$$\alpha_D D + \gamma\psi(\alpha_L L + \alpha_W W_v + \alpha_T T^\circ) \qquad [3.6]$$

$$1{,}0D + \gamma(1{,}0E_s) \qquad [3.7]$$

$1{,}0D + \gamma(1{,}0L + 1{,}0E_s)$ si la structure est un entrepôt ou un lieu de réunion [3.8]

ou $1{,}0D + \gamma(0{,}5L + 1{,}0E_s)$ si c'est un autre type. [3.9]

où D : charges mortes

L : charges vives

T° : charges de température

Seules les combinaisons de charge que nous pouvons reproduire expérimentalement seront considérées. Dans un premier temps, avec SAP90 nous calculons individuellement tous les efforts causés par les charges D, L et E_s. Les effets P-Δ et P-δ sont calculés à partir de ces résultats et selon la méthode donnée dans la norme A23.3-M94 au chapitre 10. Dans notre cas, les effets P-δ sont négligeables et l'article 10.16.4 indique qu'ils peuvent être ignorés. Pour les effets P-Δ, il s'agit de calculer un

facteur δ_S qui amplifie les moments provenant des charges latérales (M_L) et qui se calcule comme suit:

$$\delta_S = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_f}{\phi_x \Sigma P_c}} \qquad [3.10]$$

où P_f : charges axiales pondérées dans les poteaux

P_c : charges critiques de flambement des poteaux

ϕ_x : coefficient de pondération égale à 0,75

Ensuite, les combinaisons des efforts sont faites en considérant l'amplification du facteur δ_S sur les moments (M_L) qui sont additionnés aux moments provenant des charges de gravité (M_g), c'est-à-dire que $M_T = M_g + \delta_S M_L$. Les résultats des analyses ainsi que les calculs des combinaisons sont présentés à l'annexe A. Les combinaisons calculées sont les suivantes:

1) 1,25D + 1,5L	3) 1D - 1E_s	5) 1D + 0,5L + E_s
2) 1D + 1E_s	4) 0,85D + 1,5L	6) 1D + 0,5L - E_s

3.2.2.5 Vérification des déplacements

Selon le CNBC (1995), l'ossature doit être suffisamment rigide pour que les déplacements inter-étages soient inférieurs à 2% de la hauteur entre deux étages consécutifs, donc inférieur à 30 mm. Les déplacements obtenus par l'analyse linéaire sont multipliés par le facteur de réduction des charges sismiques (R=2) et le facteur δ_S. Ce calcul permet de considérer le déplacement inélastique lors d'un séisme et les effets P-Δ sur l'ossature. Les résultats des déplacements horizontaux de l'ossature sont donnés au tableau 3.1. Les déplacements inter-étages sont deux fois plus petits que ceux permis par

le code. Néanmoins, rappelons que les poteaux sont dimensionnés avec une largeur minimale de 130 mm.

Tableau 3.1 Déplacements latéraux et inter-étages

Niveau	Dépl. latéraux (mm) de l'analyse	Dépl. latéraux (mm) $\times R \times \delta_S$	Dépl. inter-étages (mm)
au toit	14,3	30,2	15,1
à l'étage	6,8	15,1	15,1

3.2.2.6 Répartition des efforts sur l'ossature

Les efforts sont calculés avec le même modèle que pour les déplacements latéraux sauf que les extensions rigides sont ajoutées dans les membrures au niveau des joints. Une redistribution de moins de 20% est faite sur les moments dus aux efforts de gravité (D et L) comme l'article 9.2.4 de la norme A23.3-M94 le permet. Les résultats de l'analyse et de la redistribution sont donnés à l'annexe A. La combinaison des charges de gravité (1,25D + 1,5L) produit, dans la plupart des membrures, les plus grands efforts. Rappelons qu'il ne faut pas ignorer pour autant les normes parasismiques, puisque les charges sismiques sont réduites par le facteur (R) et que l'on s'attend à avoir des déformations inélastiques dans l'ossature. La valeur du cisaillement est sensiblement la même aux deux extrémités d'une membrure. Pour les poutres, on s'attend à ce que la norme parasismique de l'espacement s=d/2 gouverne où d est la distance entre le centroïde de la barre tendu et la fibre en compression la plus éloignée. Donc, seul l'effort tranchant maximal est retenu pour chaque membrure. De plus, étant donné la symétrie de la structure et du chargement, les efforts sont considérés pour un seul côté de l'ossature. La figure 3.5 illustre les efforts pondérés maximaux sur les poutres à l'étage et au toit.

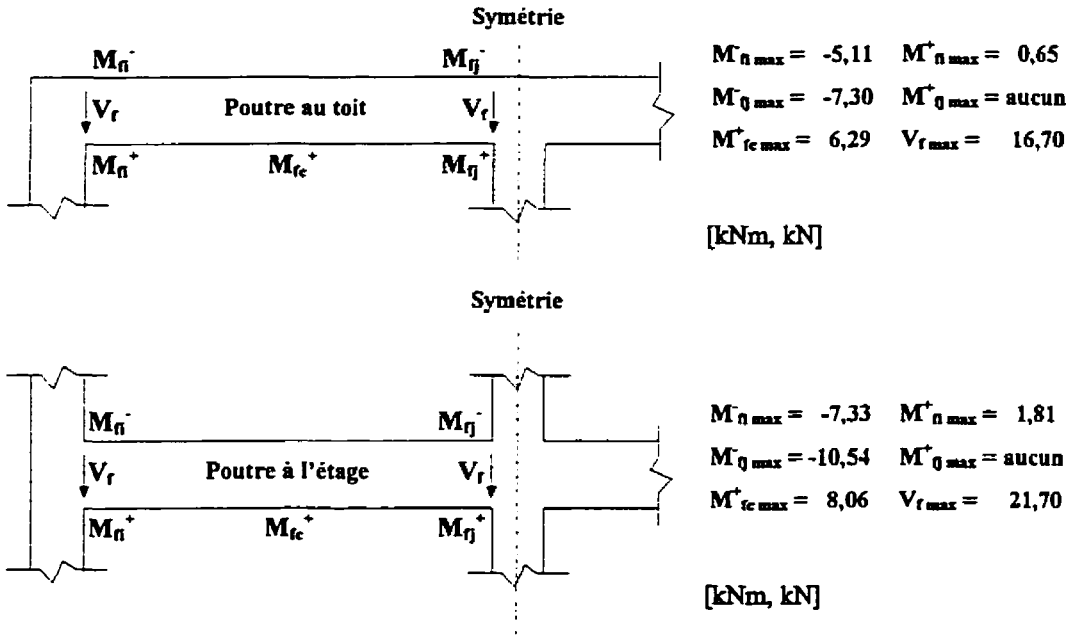


Figure 3.5 Efforts pondérés maximaux dans les poutres à l'étage et au toit.

Dans le cas des poteaux, on doit considérer toutes les combinaisons d'efforts et les comparer à leur courbe d'interaction moment-charge axiale. Les efforts pondérés maximaux dans les poteaux sont donnés au tableau 3.2.

3.3 Dimensionnement parasismiques de l'ossature selon la norme de béton armé A23.3-M94

Connaissant tous les efforts exercés sur l'ossature, nous sommes en mesure de déterminer la disposition et la quantité d'armature nécessaire pour obtenir une résistance adéquate. Étant donné la symétrie de la structure, le dimensionnement de l'ossature est montré pour un seul côté. Nous dimensionnons les membrures selon la norme canadienne de béton armé A23.3-M94 (CSA, 1994) et tous les articles mentionnés dans la section 3.3 se rapportent à cette norme. Les poutres et les poteaux sont dimensionnés avec

l'armature longitudinale crénelée minimale (10M) disponible sur le marché. À cause du facteur d'échelle, nous utilisons de l'armature transversale non crénelée d'un diamètre de 1/8 de pouce (3 mm) dans les membrures et de 1/4 de pouce (6 mm) dans certains joints.

Tableau 3.2 Efforts pondérés maximaux dans les poteaux

Combinaisons	Poteaux extérieurs			Poteau intérieur		
	Moment M_{fi} (kNm)	Moment M_{fj} (kNm)	Force axiale P (kN)	Moment M_{fi} (kNm)	Moment M_{fj} (kNm)	Force axiale P (kN)
Poteaux au rez-de-chaussée						
1) 1,25D + 1,5L	1,84	-3,38	-56,10	0,00	0,00	-116,66
2) 1D + 1E_s	-5,21	1,34	-18,89	-7,31	4,77	-49,29
3) 1D - 1E_s	-6,99	4,68	-30,29	7,31	-4,77	-49,29
4) 0,85D + 1,5L	1,48	-2,71	-46,26	0,00	0,00	-96,95
5) 1D + 0,5L +E_s	-5,22	1,03	-27,34	-7,60	4,96	-67,65
6) 1D + 0,5L - E_s	-7,47	5,22	-38,74	7,60	-4,96	-67,65
Poteaux à l'étage						
1) 1,25D + 1,5L	6,03	-6,64	-24,17	0,00	0,00	-50,69
2) 1D + 1E_s	1,06	0,00	-7,56	-3,76	4,55	-18,75
3) 1D - 1E_s	-4,08	4,96	-11,51	3,76	-4,55	-18,75
4) 0,85D + 1,5L	5,01	5,65	-20,36	0,00	0,00	-43,19
5) 1D + 0,5L +E_s	1,97	-1,12	-11,64	-3,86	4,67	-27,83
6) 1D + 0,5L - E_s	-5,06	6,20	-15,59	3,86	-4,67	-27,83

3.3.1 Dimensionnement de l'ossature pour le moment fléchissant

Nous commençons par dimensionner les poutres et les poteaux pour le moment fléchissant car nous avons besoin de connaître leur moment nominal pour le calcul de

l'effort tranchant de la section 3.3.2. Les membrures ont un recouvrement maximal d'environ 15 mm, afin d'éviter un changement brusque de la résistance s'il y a un écaillement du recouvrement. Pour des raisons parasismiques, l'armature longitudinale doit être placée à chaque coin des étriers. Rappelons les propriétés des matériaux utilisés:

Nuance de l'acier d'armature longitudinale (400R): $f_y = 400$ MPa

Résistance en compression du béton: $f_c' = 25$ MPa

Pour un béton de 25 MPa, l'article 10.1.7 donne un α_1 de 0,81 et un β_1 de 0,91 qui sont les paramètres de la contrainte équivalente du béton.

3.3.1.1 Les poutres à l'étage

Au niveau du joint central, les poutres doivent résister à un moment pondéré négatif de 10,54 kNm. Par équilibre des forces en supposant que l'acier tendu (A_s) se plastifie et que la contrainte (f'_s) de l'acier comprimé (A'_s) est inférieure à f_y, nous trouvons que la résistance désirée est atteinte en plaçant trois barres dans le haut (d = 136 mm) et deux barres dans le bas (d' = 24 mm) de la poutre. La figure 3.6 illustre les hypothèses de calculs.

$$M_r = \alpha_1 \phi_c f'_c\, ba(d - a/2) + \phi_s A'_s\, f'_s\,(d - d') = 7{,}28\,\text{kNm} + 4{,}59\,\text{kNm} \qquad [3.11]$$

$$M_r = 11{,}87\,\text{kNm} > M_f = 10{,}54\,\text{kNm} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

où $$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \qquad [3.12]$$

$$A = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 b \qquad [3.13]$$

$$B = \phi_s(700A'_s - A_s f_y) \qquad [3.14]$$

$$C = -700\phi_s A'_s d' \qquad [3.15]$$

$$a = \beta_1 c \qquad [3.16]$$

$$f'_s = 700\,(c-d')/c \qquad [3.17]$$

ϕ_c : coefficient de pondération de la résistance du béton (0,6)

ϕ_s : coefficient de pondération de la résistance de l'acier d'armature (0,85)

a : profondeur de la contrainte équivalente du béton

b : largeur de la membrure

c : distance entre l'axe neutre et la plus éloignée des fibres comprimées

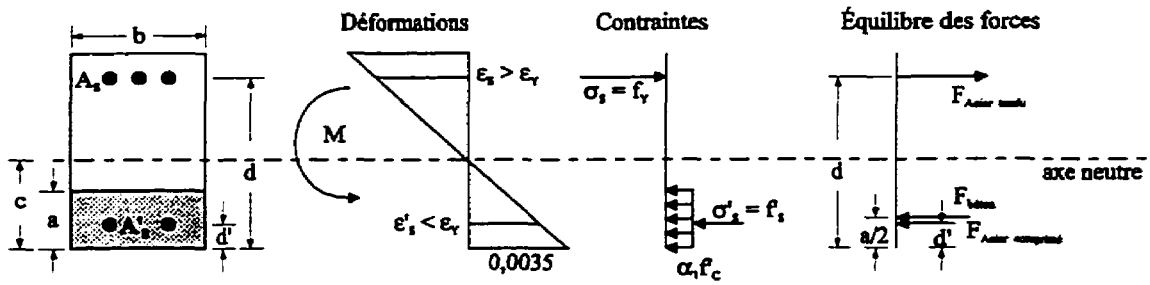


Figure 3.6 Hypothèse du calcul de l'équilibre des forces.

La section de la poutre au joint central est illustrée à la figure 3.7. L'espacement entre les barres (s = 40 mm) répond aux exigences de l'article 12.5.2. Nous devons vérifier les restrictions concernant l'acier minimum et maximum.

$$\rho_{min} = 0{,}2\sqrt{f'_c}/f_y = 0{,}25\% \qquad [3.18]$$

$$\rho_{max} = \frac{\alpha_1 \phi_c f'_c}{\phi_s f_y}\beta_1\left(\frac{700}{700+f_y}\right) + \frac{A'_s}{bd}\left(\frac{f'_s}{f_y}\right) = 2{,}66\% \qquad [3.19]$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 1{,}47\% \qquad [3.20]$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

Pour répondre aux exigences des longueurs de développement de l'article 12.2 à 12.12, la barre du centre au moment négatif est interrompue à 475 mm de la face du joint des deux côtés. Elle a une longueur totale de 1080 mm.

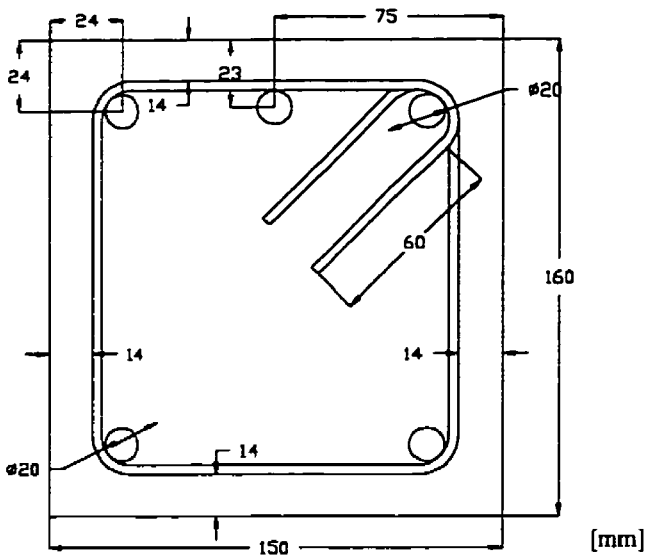


Figure 3.7 Section des poutres à l'étage au niveau du joint central.

De la même façon, pour toutes les autres sections des poutres à l'étage, une barre 10M à chaque coin de l'étrier est suffisante pour résister aux autres moments pondérés, dont le plus élevé est le moment positif au centre de la travée (M_f = 8,06 kNm).

$$M_r = \alpha_1 \phi_c f'_c\, ba(d - a/2) + \phi_s A'_s\, f'_s\, (d - d') = 5{,}90\,\text{kNm} + 2{,}24\,\text{kNm} \qquad [3.21]$$

$$M_r = 8{,}14\,\text{kNm} > M_f = 8{,}06\,\text{kNm} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

La disposition de l'acier d'armature dans les sections des poutres à l'étage est illustrée à la figure 3.8. L'espacement entre les barres est encore moins critique pour ces sections. Les critères de l'acier minimum et maximum est aussi vérifiés.

$$\rho_{min} = 0{,}2\sqrt{f'_c}/f_y = 0{,}25\% \qquad [3.22]$$

$$\rho_{max} = \frac{\alpha_1 \phi_c f'_c}{\phi_s f_y}\beta_1\left(\frac{700}{700+f_y}\right) + \frac{A'_s}{bd}\left(\frac{f'_s}{f_y}\right) = 2{,}36\% \qquad [3.23]$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0{,}98\% \qquad [3.24]$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

Finalement, les exigences parasismiques de l'article 21.9.2.1.1 sont respectées. Le moment résistant positif à la face des joints est plus grand que le tiers du moment résistant négatif au même endroit. Tous les autres moments résistants (positifs et négatifs) dans la poutre sont plus grands que le cinquième du moment résistant maximal.

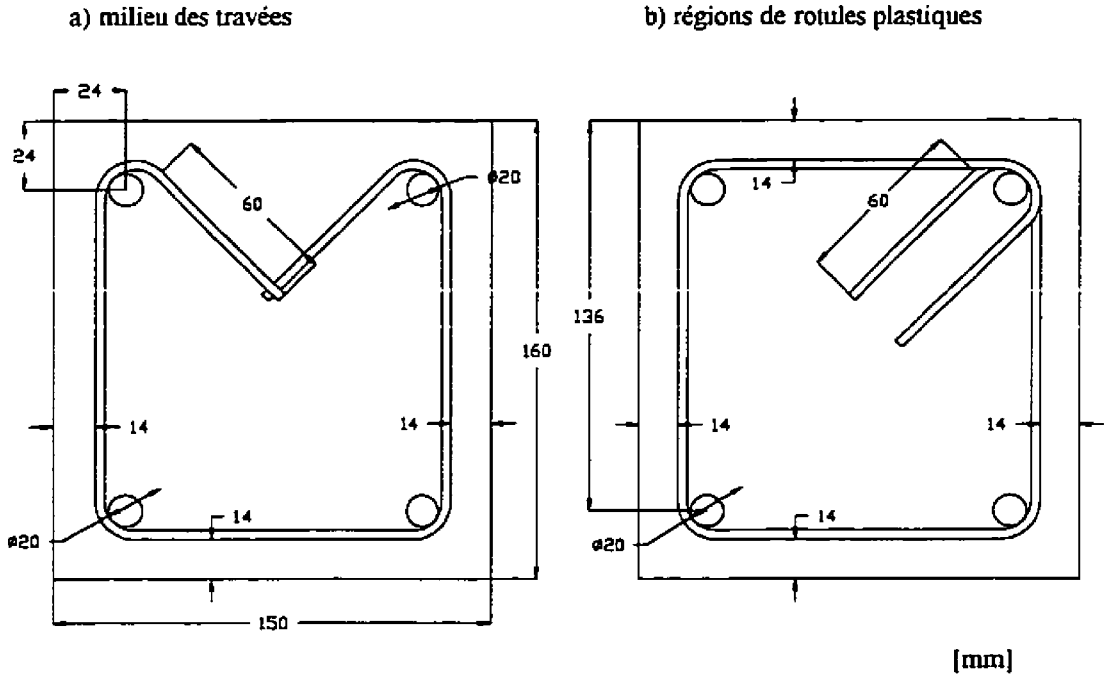


Figure 3.8 Autres sections des poutres à l'étage.

3.3.1.2 Les poutres au toit

Les moments fléchissants pondérés sont plus faibles dans les poutres au toit. Toutes leurs sections sont dimensionnées de la même façon. Donc, une barre 10M à chaque coin de l'armature transversale est suffisante pour résister au plus grand moment pondéré (M_f = 7,30 kNm). Le calcul du moment résistant est fait comme pour les poutres à l'étage sauf que les barres sont plus rapprochées: d = 126 mm et d' = 24 mm.

$$M_r = \alpha_1 \phi_c f'_c\, ba(d - a/2) + \phi_s A'_s f'_s (d - d') = 5{,}18\,\text{kNm} + 2{,}24\,\text{kNm} \qquad [3.25]$$

$$M_r = 7{,}42\,\text{kNm} > M_f = 7{,}30\,\text{kNm} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

La figure 3.9 montre les sections des poutres au toit. L'exigence concernant l'espacement entre les barres est encore satisfaite. Les critères de l'acier minimum et maximum sont vérifiés.

$$\rho_{min} = 0{,}2\sqrt{f'_c}/f_y = 0{,}25\% \qquad [3.26]$$

$$\rho_{max} = \frac{\alpha_1 \phi_c f'_c}{\phi_s f_y} \beta_1 \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) + \frac{A'_s}{bd} \left(\frac{f'_s}{f_y} \right) = 2{,}44\% \qquad [3.27]$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 1{,}13\% \qquad [3.28]$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \quad \Rightarrow \text{O.K.}$$

Finalement, les exigences parasismiques de l'article 21.9.2.1.1 sont aussi respectées pour les poutres au toit.

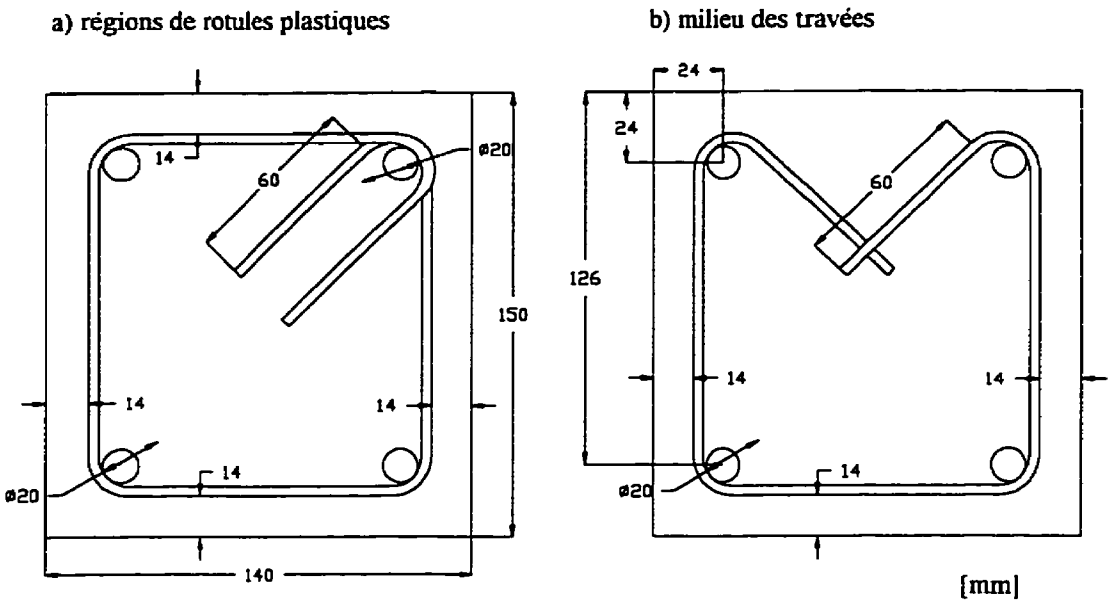


Figure 3.9 Sections des poutres au toit.

3.3.1.3 Les poteaux extérieurs

Le dimensionnement des poteaux extérieurs est effectué de sorte qu'il y ait une barre longitudinale 10M à chaque coin des frettes. Les poteaux sont plus larges que les poutres, afin de permettre le croisement des armatures longitudinales dans les joints. La figure 3.10 illustre une section des poteaux extérieurs.

La courbe du moment résistant en fonction de la charge axiale est calculée avec le logiciel RESPONSE (Felber, 1990) et avec les diagrammes du Concrete Design Handbook (CDH, 1995). Les deux méthodes donnent une courbe un peu différente car le logiciel RESPONSE calcule avec un ε_{cu} pour le béton de 0,003 (A23.3-M84), tandis que le CDH (1995) utilise un ε_{cu} de 0,0035 (A23.3-M94). Le graphique des courbes d'interaction moment résistant versus la charge axiale est illustré à la figure 3.11. Les combinaisons des efforts dans les poteaux extérieurs, obtenues de l'analyse linéaire, sont

inscrites sur ce graphique. La résistance des poteaux extérieurs est suffisante pour ce niveau d'effort.

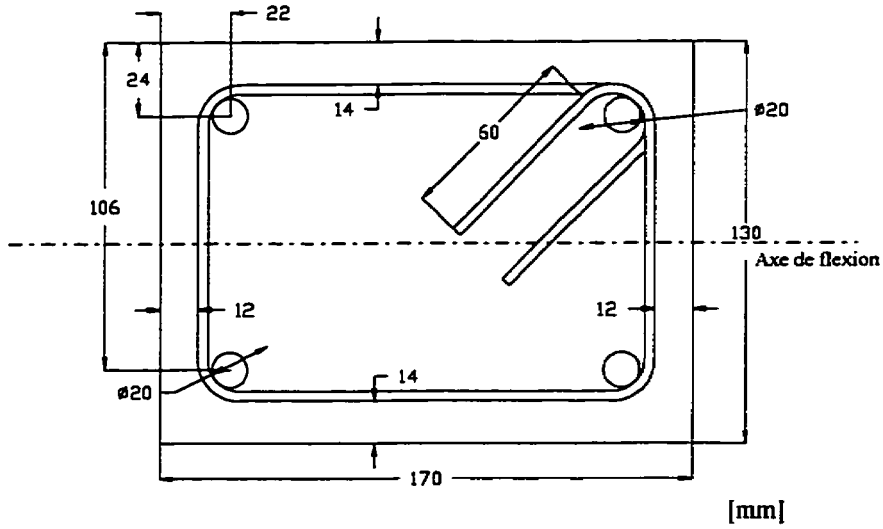


Figure 3.10 Section des poteaux extérieurs.

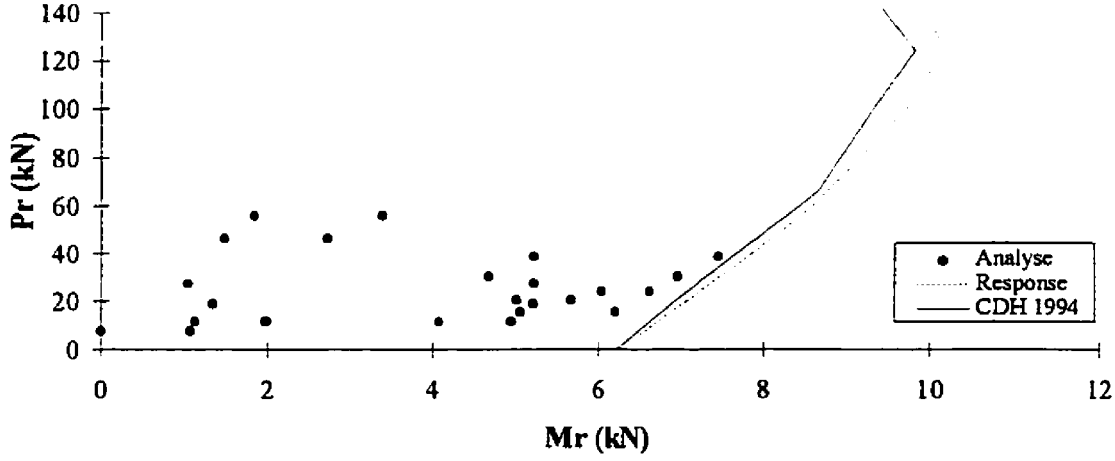


Figure 3.11 Courbes d'interaction du moment résistant versus la charge axiale pour les poteaux extérieurs.

Selon l'article 10.9.1, nous devons vérifier l'acier minimum dans les poteaux.

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = 1{,}7\% > 1\% \quad \Rightarrow \text{O.K} \qquad [3.29]$$

3.3.1.4 Le poteau intérieur

Le dimensionnement du poteau intérieur est semblable à celui des poteaux extérieurs. La seule différence est que la largeur du poteau est un peu plus grande pour permettre le croisement des armatures longitudinales munies d'un manchon (expliqué en détail à la section 3.3.6) dans les joints centraux. La figure 3.12 illustre une section du poteau intérieur.

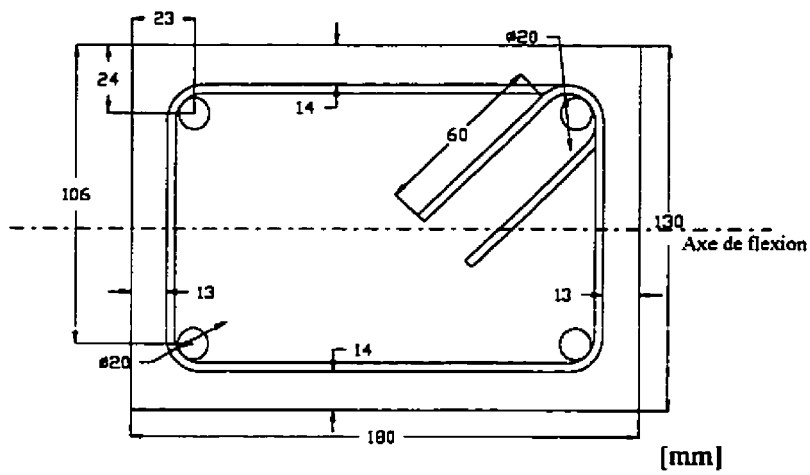


Figure 3.12 Section du poteau intérieur.

Les courbes d'interaction du moment résistant versus la charge axiale du poteau intérieur sont calculées comme celles des poteaux extérieurs. Elles sont tracées sur le graphique de la figure 3.13. Les combinaisons des efforts pondérés dans le poteau intérieur, obtenues de l'analyse linéaire, sont inscrites sur ce graphique. Le poteau intérieur est bien dimensionné pour résister aux efforts.

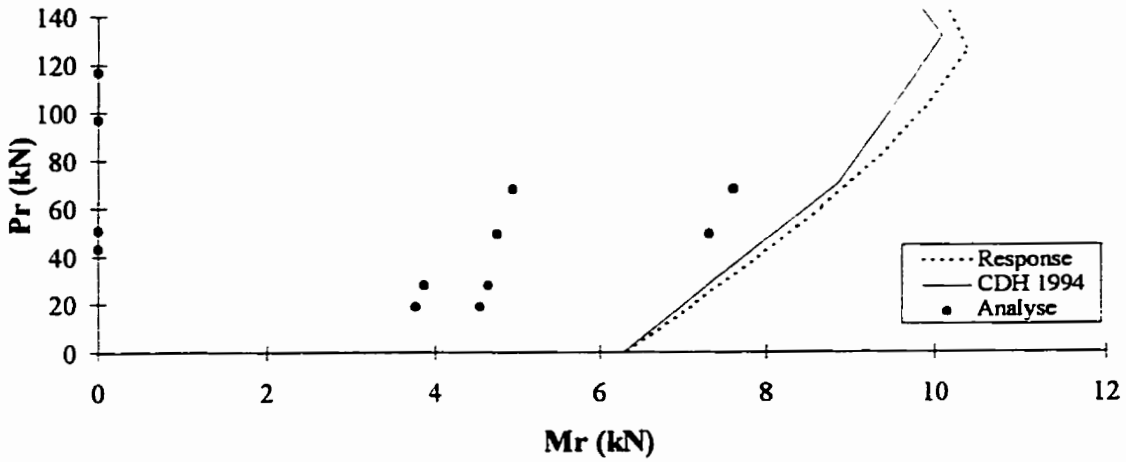


Figure 3.13 Courbes d'interaction du moment résistant versus la charge axiale pour le poteau intérieur.

Selon l'article 10.9.1, nous devons vérifier l'acier minimum dans les poteaux.

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = 1{,}8\% > 1\% \quad \Rightarrow \text{O.K.} \qquad [3.30]$$

3.3.2 Calcul de l'effort tranchant selon l'article 21.9.2.3 de la norme A23.3-M94

L'effort tranchant dans les membrures, calculé par l'analyse linéaire avec R=2, doit être comparé à celui obtenu par les calculs supplémentaires de l'article 21.9.2.3. Les deux méthodes de calculs de l'article ont été présentées à la section 2.2. Les fichiers d'entrée et les résultats de l'analyse avec R=1 sont donnés à l'annexe A. Rappelons que l'effort tranchant retenu, est le plus petit effort obtenu des deux méthodes de l'article. Les poutres et les poteaux sont dimensionnés pour l'effort maximal obtenu de l'analyse linéaire avec R=2 et des calculs supplémentaires. Le tableau 3.3 donne les résultats des calculs et le choix final de l'effort tranchant. Pour les poteaux, les moments nominaux de la condition balancée sont utilisés dans les calculs.

Tableau 3.3 Efforts tranchants dans l'ossature

	Effort tranchant (kN)				
Membrures	**a) calcul avec les moments nominaux**	**b) analyse avec R=1**	**c) valeur minimale entre a) et b)**	**d) analyse avec R=2**	**e) valeur maximale entre c) et d)**
poutres à l'étage	22,1	20,4	20,4	21,7	21,7
poutres au toit	15,7	12,9	12,9	16,7	16,7
poteaux extérieurs au rez-de-chaussée	17,8	13,8	13,8	8,1	13,8
poteau intérieur au rez-de-chaussée	15,2	15,4	15,2	7,7	15,2
poteaux extérieurs à l'étage	17,8	10,9	10,9	9,4	10,9
poteau intérieur à l'étage	15,2	11,7	11,7	5,9	11,7

3.3.3 Dimensionnement de l'ossature pour l'effort tranchant

Connaissant l'effort tranchant maximal appliqué (V_f) sur chaque membrure, on peut maintenant dimensionner l'ossature pour résister aux cisaillements. Cet effort est repris par l'effort tranchant résistant de l'acier d'armature (V_s) et du béton (V_c). Ceux-ci sont évalués à l'aide des équations suivantes:

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \qquad [3.31]$$

$$V_c = 0{,}2 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \qquad [3.32]$$

où A_v : aire de l'acier d'armature transversale perpendiculaire à l'axe de la membrure sur une distance s

s : espacement entre les armatures transversales

λ : coefficient pour tenir compte du béton à faible densité

Par contre, pour éviter d'avoir un mode de rupture fragile en cisaillement, la norme limite la valeur de V_s et recommande d'utiliser l'acier minimum comme suit:

$$V_s \max = 0{,}8 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \qquad [3.33]$$

$$A_v \min = 0{,}06 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b \cdot s}{f_y} \qquad [3.34]$$

L'article 11.2.11 limite l'espacement de l'armature transversale (s) à la valeur minimale déterminée comme suit:

a) 600 mm ou 0,7d si $V_f < 0{,}1 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b \cdot d$ [3.35]

b) 300 mm ou 0,35d si $V_f \geq 0{,}1 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b \cdot d$ [3.36]

De plus, pour les poutres, les articles parasismiques 21.9.2.1.2 et 21.9.2.1.3 indiquent que l'armature transversale doit être espacée selon les règles résumées au chapitre 2.

L'article 11.2.11 s'applique aussi pour les poteaux, mais l'espacement des frettes ne doit pas être plus grand que celui donné par l'article 7.6.5.2 correspondant aux limites suivantes:

a) 16 fois le diamètre de l'armature longitudinale

b) 48 fois le diamètre de l'armature transversale

c) la plus petite dimension du poteau

d) 300 mm

La norme parasismique à l'article 21.9.2.2 exige que des frettes soient espacées à la moitié de la valeur calculée à l'article 7.6.5.2 sur une distance mesurée à partir de la face du joint vers la mi-portée. Pour des raisons de facteur d'échelle et pour ne pas atteindre le V_s max, nous utilisons de l'armature transversale de 1/8 pouce de diamètre avec une nuance d'acier de f_y = 700 MPa.

3.3.3.1 Les poutres à l'étage

Le V_c des poutres à l'étage est de 12,2 kN. Le V_f étant de 21,7 kN, un V_s plus grand que 9,5 kN est suffisant pour que les poutres résistent à l'effort tranchant. L'article 11.2.11 donne un espacement maximal de 95 mm. Mais, les articles parasismiques gouvernent avec un espacement maximal de 34 mm dans les régions de rotules plastiques sur une distance minimale de 272 mm et un espacement maximal de 68 mm dans le reste des poutres. Donc, 10 frettes espacées à 30 mm c/c sont placées à chaque extrémité des poutres et la première frette est à 15 mm de la face du joint. Un total de 29 étriers espacés à 60 mm c/c occupe l'espace centrale des poutres. On obtient un V_s pour les régions de rotules plastiques de 42,7 kN et un V_s de 21,3 kN dans le reste des poutres. Ces efforts tranchants résistants sont plus petit que le V_s max de 49 kN calculé avec l'équation [3.33] et beaucoup plus grand que le V_s requis de 9,5 kN. La quantité d'acier utilisée est supérieure à l'acier minimum requis par l'équation [3.34]. La figure 3.14 illustre la disposition de l'armature transversale dans les poutres à l'étage.

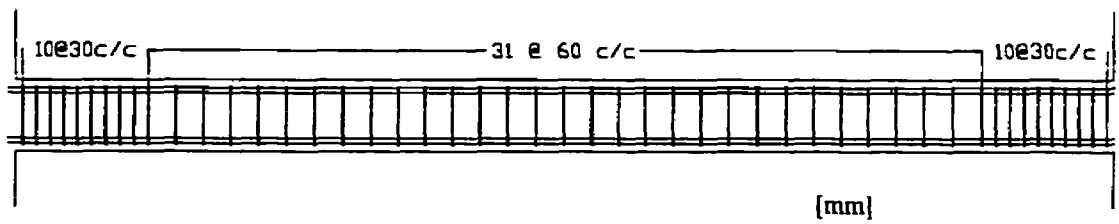


Figure 3.14 Disposition de l'armature transversale dans les poutres à l'étage.

3.3.3.2 Les poutres au toit

Le V_c des poutres au toit est de 10,6 kN. Le V_f étant de 16,7 kN, un V_s plus grand que 6,1 kN est suffisant pour que les poutres résistent à l'effort tranchant. L'article 11.2.11 donne un espacement maximal de 88 mm. Mais, les articles parasismiques

gouvernent avec un espacement maximal de 32 mm dans les régions de rotules plastiques sur une distance minimale de 252 mm et un espacement maximal de 63 mm dans le reste des poutres. Donc, les frettes et les étriers des poutres au toit sont espacés de la même façon que dans les poutres à l'étage. On obtient un V_s pour les régions de rotules plastiques de 39,6 kN et un V_s de 19,8 kN ailleurs. Ces efforts tranchants résistants sont plus petit que le V_s max de 42,3 kN calculé avec l'équation [3.33] et beaucoup plus grand que le V_s requis de 6,1 kN. La quantité d'acier utilisée est supérieure à l'acier minimum requis par l'équation [3.34]. La figure 3.15 illustre la disposition de l'armature transversale dans les poutres au toit.

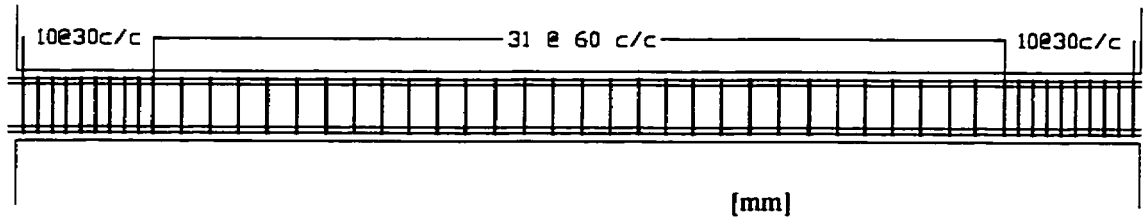


Figure 3.15 Disposition de l'armature transversale dans les poutres au toit.

3.3.3.3 Les poteaux

Tous les poteaux sont dimensionnés sur les deux étages avec l'effort tranchant maximal obtenu dans les poteaux, soit V_f =15,2 kN. Le V_c des poteaux extérieurs est de 10,8 kN et celui du poteau intérieur est de 11,5 kN. Un V_s plus grand que 4,4 kN est suffisant pour que les poteaux résistent à l'effort tranchant. L'article 7.6.5 donne un espacement maximal de 130 mm, alors que l'article 11.2.11 exige 70 mm. De plus, l'article parasismique 21.9.2.2 oblige à réduire l'espacement maximal à 65 mm dans les régions de rotules plastiques sur une distance minimale de 450 mm. Donc, pour simplifier le dimensionnement, les frettes sont espacées à 65 mm c/c dans tous les poteaux. Les premières frettes sont placées à moins de 25 mm de la face du joint. La norme ne

mentionne pas que les poteaux doivent avoir un V_s plus petit que la limite donné par l'équation [3.33]. Toutefois, c'est le cas pour les poteaux de l'ossature avec un V_s de 15,3 kN qui est environ trois fois le V_s requis. La quantité d'acier utilisée est supérieure à l'acier minimum requis par l'équation [3.34]. La figure 3.16 illustre la disposition de l'armature transversale dans les poteaux.

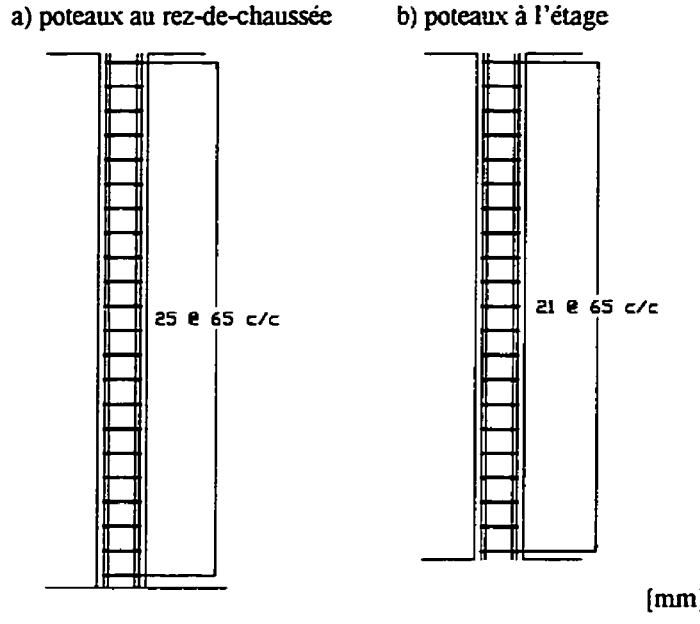


Figure 3.16 Disposition de l'armature transversale dans les poteaux.

3.3.4 Dimensionnement des joints poteaux-poutres

Les joints poteaux-poutres doivent reprendre l'effort tranchant (V_{col}) résultant des forces induites par la plus petite résistance nominale des poutres ou des poteaux. Cet effort tranchant est calculé en prenant $1{,}2M_r$ comme moment nominal (M_n) des poutres et des poteaux. Le M_r des poteaux est pris pour une charge axiale nulle. Le cisaillement dans le joint est déterminé par l'équilibre entre V_{col} et les forces dues à la contrainte développée (f_y) dans l'acier longitudinale des poutres à la jonction du joint. La figure 3.17

illustre le calcul du cisaillement dans un joint. L'annexe B contient les calculs détaillés du cisaillement dans les joints.

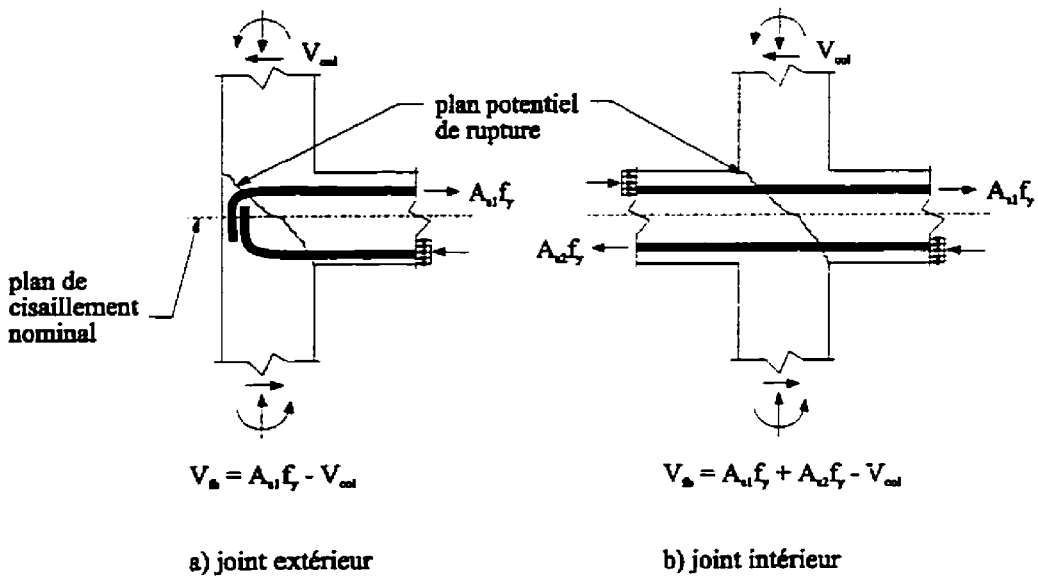


Figure 3.17 Calcul du cisaillement dans les joints.

La norme donne trois conditions pour le cisaillement maximal admis dans le joint. Les conditions ont été présentées à la section 2.2.2, l'effort tranchant doit être plus petit que celui calculé avec les équations [2.5], [2.6] ou [2.7]. En pratique, si l'effort tranchant est trop élevé, on augmente les dimensions des poteaux ou des poutres afin d'obtenir un effort résistant du béton (V_c) plus grand dans le joint. Pour des raisons expérimentales, le dimensionnement n'est pas modifié, des frettes sont ajoutées aux joints pour reprendre l'effort tranchant excédant. Les calculs indiquent que seuls les joints centraux ont besoin de frettes supplémentaires: deux frettes dans le joint central à l'étage et une frette dans le joint central au toit. Ces frettes ont un diamètre de 1/4 de pouce (6 mm) et une nuance d'acier de f_y = 700 MPa. De plus, les joints doivent comporter un minimum d'acier d'armature calculé à l'aide de l'équation [2.3] à la section 2.2.2. Donc, tous les autres

joints ont une frette de 1/8 de pouce (3 mm) de diamètre avec une nuance d'acier de $f_y = 700$ MPa.

3.3.5 Dimensionnement des manchons

Nous devons nous assurer d'avoir une adhérence suffisante du béton aux armatures longitudinales traversant un joint, afin de permettre la formation de rotules plastiques près des joints sans avoir de glissement des barres. L'équation [2.4] détermine cette adhérence à l'aide du diamètre des barres (d_b) et la dimension du joint dans la direction des barres traversant l'assemblage (l_j). Pour l'ossature étudiée, ces exigences sont surtout applicables aux joints centraux. Il peut y avoir formation de rotules plastiques simultanément, dans les poutres, de chaque côté de ces joints. Avec les dimensions de l'ossature, nous trouvons que les armatures longitudinales traversant les joints centraux doivent avoir un diamètre maximal de 6,5 mm. Des barres crénelées de ce diamètre ne sont pas disponibles sur le marché. Si on ne veut pas modifier les dimensions des membrures de l'ossature, l'adhérence du béton aux barres doit être améliorée.

Afin d'améliorer cette adhérence, nous augmentons la surface d'adhérence des barres dans les joints à l'aide de manchons illustrés à la figure 3.18 a). Les manchons sont fabriqués avec des morceaux de barres crénelées 20M qui sont percés de part et d'autre, permettant l'insertion des barres 10M à l'intérieur. Par l'équilibre des forces, nous calculons la contrainte de friction maximale (σ_f) reprise par le béton selon la norme comme suit:

$$2f_y \frac{\pi \cdot d_b^{\,2}}{4} = \sigma_f \cdot \pi \cdot d_b \cdot l_j \quad \Rightarrow \quad \sigma_f = \frac{f_y \cdot d_b}{2l_j} \qquad [3.37]$$

selon l'équation [2.4], $d_b \leq \lambda \cdot \frac{l_j}{20}$

$$\text{Ainsi, } \sigma_f \leq \frac{f_y \cdot d_b}{2(20d_b)} \quad \Rightarrow \quad \sigma_f \leq \frac{400\,\text{MPa} \cdot 11{,}3\,\text{mm}}{2(20 \cdot 11{,}3\,\text{mm})} = 10\,\text{MPa} \qquad [3.38]$$

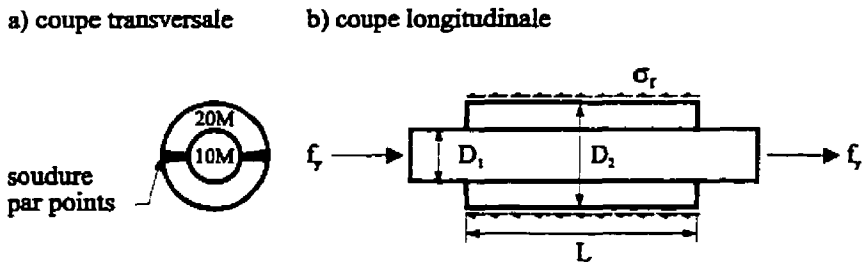


Figure 3.18 Manchons dans les joints centraux.

On considère maintenant une barre ayant un plus grand diamètre dans la région du joint comme à la figure 3.18 b). Les contraintes de contact aux extrémités de D_2 sont négligées car elles seront évitées dans les essais par l'utilisation d'un mastic collé à ces extrémités. Par l'équilibre des forces, avec σ_f = 10 MPa, la longueur du manchon est déterminée comme suit:

$$2f_y \frac{\pi \cdot D_1^{\,2}}{4} = \sigma_f \cdot \pi \cdot D_2 \cdot L \quad \Rightarrow \quad L = \frac{f_y \cdot D_1^{\,2}}{2\sigma_f \cdot D_2} \approx 130\,\text{mm} \qquad [3.39]$$

Donc, un manchon de 130 mm de long, ce qui correspond à la largeur du joint central, est suffisant pour permettre une bonne adhérence. Les soudures sont faites par points et la résistance en traction des barres munies de manchons est vérifiée au chapitre 5.

3.3.6 Dimensionnement des ancrages

Le dimensionnement des ancrages se fait selon l'article 12.5. On trouve la longueur de développement (l_{dh}) pour les ancrages avec les équations suivantes:

$$l_{dh} \geq 8d_b = 90{,}4\,\text{mm} \qquad [3.40]$$

$$l_{dh} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = 226\,\text{mm} \qquad [3.41]$$

et $\quad l_{dh} \geq 150\,\text{mm}$

Donc, une l_{dh} de 230 mm est suffisant pour permettre une adhérence adéquate des ancrages aux extrémités des membrures. Puisque la largeur des joints est trop petite pour cette longueur de développement, nous devons prolonger les armatures des poteaux et des poutres au delà du joint à chaque extrémité. L'ancrage des barres se fait avec des crochets de 180° qui sont confinés par 3 frettes de 1/8 de pouce (3 mm) de diamètre. Ces frettes sont espacées de 35 mm c/c ($3d_b$). Un prolongement de 140 mm est suffisant pour avoir la l_{dh} des barres, un recouvrement de 15 mm et l'espace nécessaire pour les crochets. La figure 3.19 montre trois ancrages avec leur prolongement. Au sommet des poteaux, les crochets sont tournés dans le sens de la plus grande dimension de la section. C'est pour cette raison que l'on ne voit pas les crochets dans le prolongement du poteau à la figure 3.19.

Tous les ancrages des poutres et des poteaux sont dimensionnés de la même manière, sauf pour les poteaux au niveau de la poutre de fondation. La longueur de développement (l_{dh}) pour l'ancrage à la fondation est de 200 mm car les crochets ont un couvert de béton, dans toutes les directions, de plus de 60 mm. La figure 3.20 illustre l'ancrage des poteaux à la fondation. Étant donné que le montage ne nous permet pas d'avoir les crochets sous les poteaux tel que recommandé par la norme, nous ajoutons trois frettes supplémentaires pour confiner le béton autour des ancrages.

a) joint extérieur au toit

b) joint extérieur à l'étage

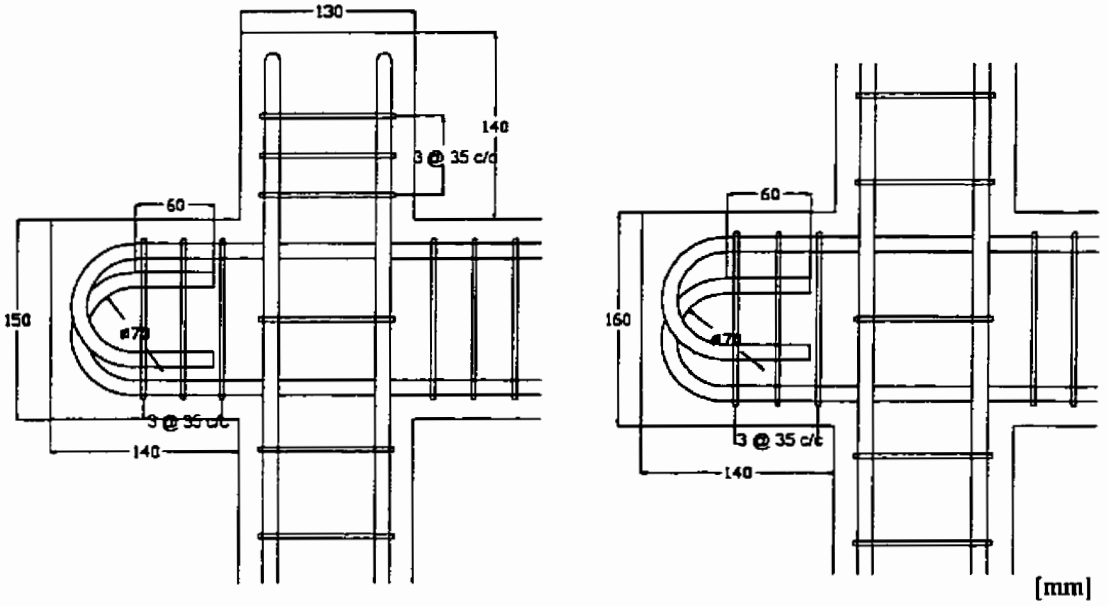


Figure 3.19 Ancrage dans les prolongements des membrures.

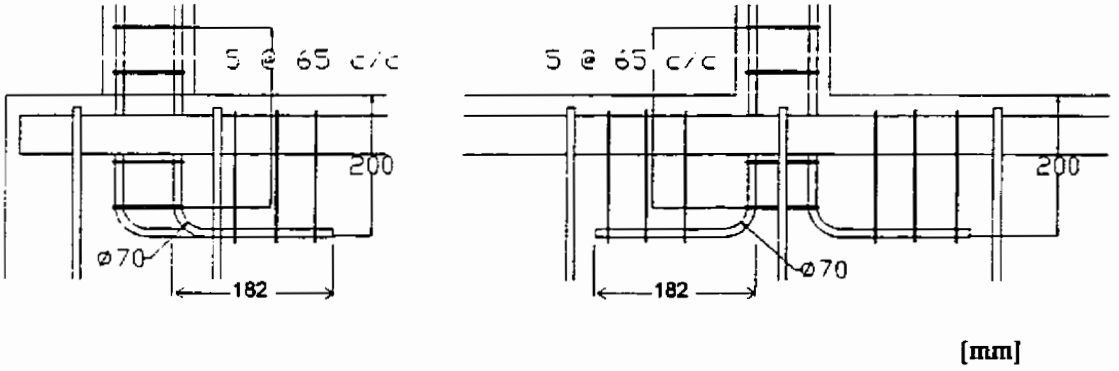


Figure 3.20 Ancrage des poteaux à la fondation.

3.4 Dimensionnement de la poutre de fondation

Nous devons dimensionner la poutre de fondation en considérant plusieurs paramètres. D'abord, les poteaux doivent être bien ancrés dans la poutre pour permettre la formation de rotules plastiques. La hauteur de la poutre ne doit pas excéder 500 mm car on est limité par la hauteur libre sous le crochet du pont roulant au laboratoire. Il faut prévoir assez d'espace entre le crochet du pont et l'ossature pour le déplacement des masses qui seront déposées sur les poutres au toit (charges mortes). La poutre de fondation doit être très rigide puisque ces extrémités sont en porte-à-faux au delà de la table vibrante. Les déplacements aux extrémités de la poutre doivent être très petits. De plus, sa période de vibration doit être très petite pour qu'elle n'entre pas en résonance pendant la simulation sismique. Finalement, nous sommes limités aussi par la capacité portante de la table vibrante (135 kN).

La poutre de fondation a une longueur totale de 5400 mm, une largeur de 420 mm et une hauteur de 500 mm. Elle est dimensionnée pour résister sans fissurer ($M_f < M_{cr}$) à tous les efforts suivants qui sont multipliés par un facteur de sécurité de 1,5: le moment probable (moment balancé) du poteau extérieur, le poids propre de la poutre de fondation, le moment causé par l'excentricité de l'effort tranchant produit par la formation des rotules plastiques et le moment résultant d'une charge maximale, estimée à 60 kN ,appliquée au poteau extérieur. La figure 3.21 illustre les hypothèses de calculs pour le dimensionnement des extrémités en porte-à-faux de la poutre de fondation. Le moment résultant pondéré (M_f) est de 108 kNm. Les propriétés des matériaux utilisés sont les suivantes:

Résistance en compression du béton:	$f'_c = 50$ MPa
Nuance de l'acier d'armatures (400R):	$f_y = 400$ MPa

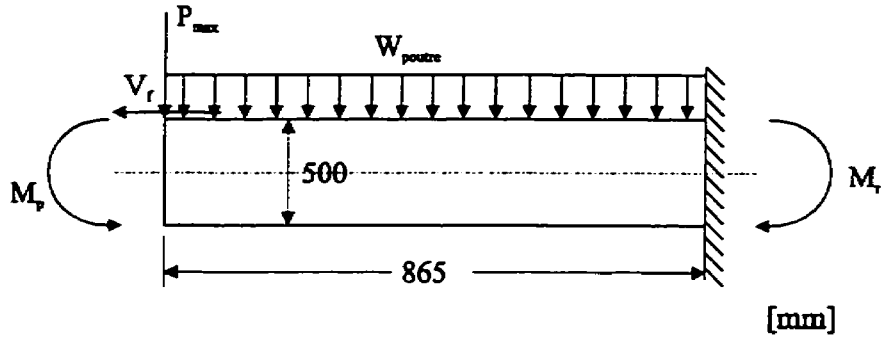


Figure 3.21 Hypothèses de calculs pour le dimensionnement de la poutre de fondation.

À l'aide du logiciel RESPONSE, on trouve que 2 lits, de 2 barres 55M et 2 barres 30M, distancés à 384 mm c/c donnent un moment résistant à la fissuration (M_{cr}) de 122 kNm. Par contre, nous n'avons pas pu nous procurer des barres 55M, alors elles ont été remplacées par 4 barres 30M attachées ensembles donnant un M_{cr} de 129 kNm. Une section de la poutre est montrée à la figure 3.22.

La poutre de fondation est dimensionnée pour résister à un effort tranchant maximal de 90 kN (1,5 fois la charge du poteau extérieur de 60 kN). L'article 11.2.11 de la norme A23.3-M94 gouverne pour l'espacement des frettes 10M à 300 mm c/c pour toute la poutre ($s < 0,7d$).

L'ossature est fixée à la table vibrante par l'entremise de la poutre de fondation. Celle-ci est maintenue en place par friction à l'aide d'une force (N) produite par 8 tiges filetées qui lient la poutre à la table vibrante. La force (N) multipliée par un coefficient de friction statique (μ_s) doit être supérieure à l'effort tranchant maximal (V_{max}) pour empêcher le glissement. V_{max} est la somme des efforts tranchants causés par les moments probables dans les poteaux ($M_p \approx 8,6$ kNm) et 0,2g fois la masse de la poutre de fondation. On obtient un effort tranchant de 93,6 kN (majoré par un facteur de sécurité

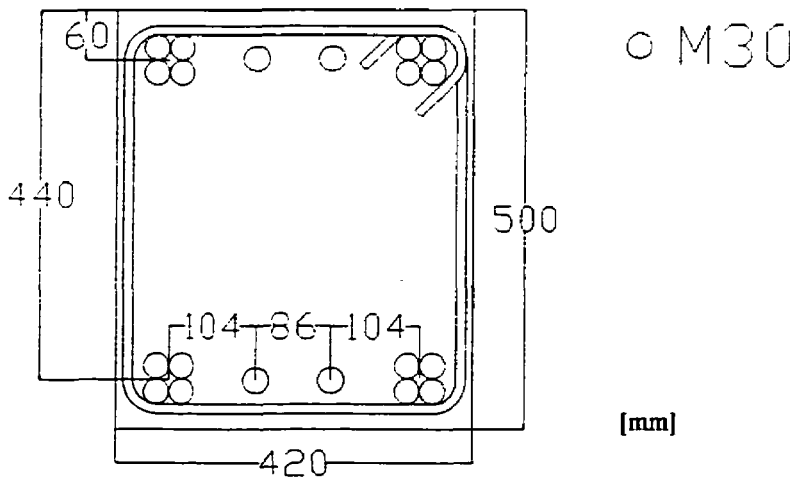


Figure 3.22 Section de la poutre de fondation.

de 1,5). Alors, si on néglige le poids de l'ossature et des masses, pour un μ_s de 0,1 (valeur sécuritaire pour des surfaces bois-béton et bois-acier lisse), N doit être plus grande que 936 kN. Les tiges filetées utilisées développent chacune une force en traction d'environ 250 kN, donc 8 tiges sont largement suffisantes pour empêcher le glissement. La figure 3.23 illustre le système de serrage de la poutre à la table vibrante. Des plaques d'acier de 120 x 120 x 18 mm sont installées sur la poutre de fondation entre le béton et le boulon de la tige pour empêcher l'écrasement du béton.

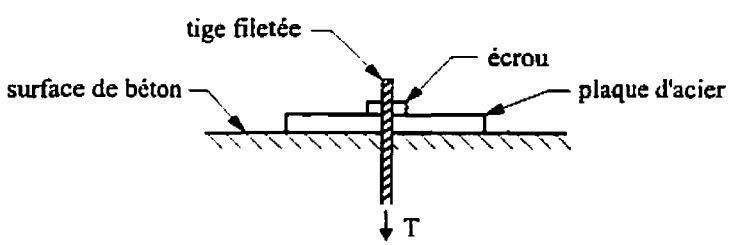


Figure 3.23 Système de serrage de la poutre de fondation à la table vibrante.

3.5 Dimensionnement des blocs de béton

Lors des essais sur table vibrante, des blocs de béton sont déposées sur les poutres de l'ossature pour appliquer les charges mortes calculées dans la section 3.2. À cause de la capacité de la table vibrante (135 kN), on ne peut pas ajouter le 25% des charges de neige au toit tel que recommandé par le CNBC (1995). De plus, pour des raisons expérimentales, le poids des blocs est appliqué au 1/3 et au 2/3 des poutres. Nous ne pouvons pas mettre de charges directement aux joints comme nous l'avons fait à la section 3.2. Donc, les moments dans les poutres seront plus élevés que ceux calculés avec les analyses. La somme des charges mortes pour un étage est transmise par deux blocs. Les blocs sont fixées aux poutres à l'aide d'un système de serrage qui les empêche de glisser. Le montage des blocs sur l'ossature est illustré à la figure 3.24. Chaque bloc pèse 27 kN à l'étage et 16 kN au toit. Ils sont dimensionnées en forme de « U » renversé, afin de simplifier la modélisation numérique du montage. Le centre de gravité des blocs est situé au centre de gravité des poutres. Dans le modèle, les blocs pourront être remplacés

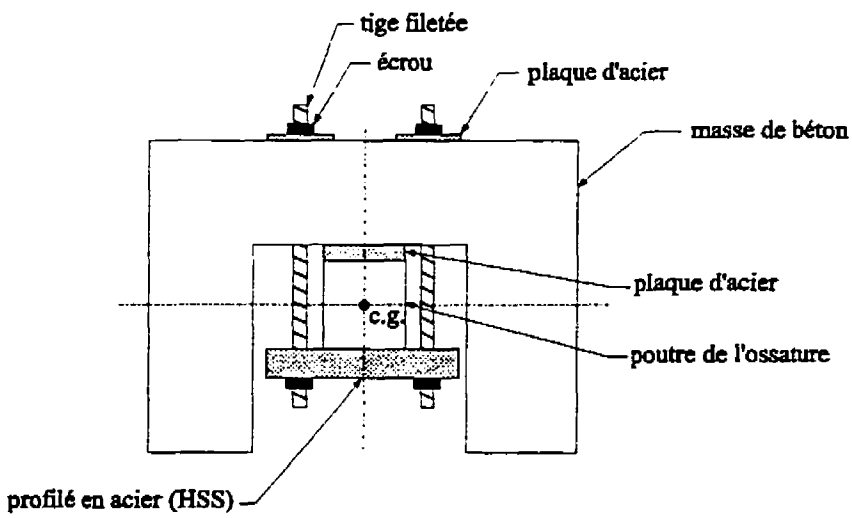


Figure 3.24 Montage des blocs sur l'ossature.

par un élément de poutre superposé à celui des poutres de l'ossature. Le détails des calculs ainsi que les dessins d'atelier des blocs sont donnés à l'annexe C.

3.6 Description de l'ossature

Le dimensionnement final de l'ossature à ductilité nominale est illustré à la figure 3.25. Cette figure montre l'ensemble des dimensions de l'ossature et de la table vibrante. On peut remarquer les porte-à-faux de la poutre de fondation de chaque côté de la table.

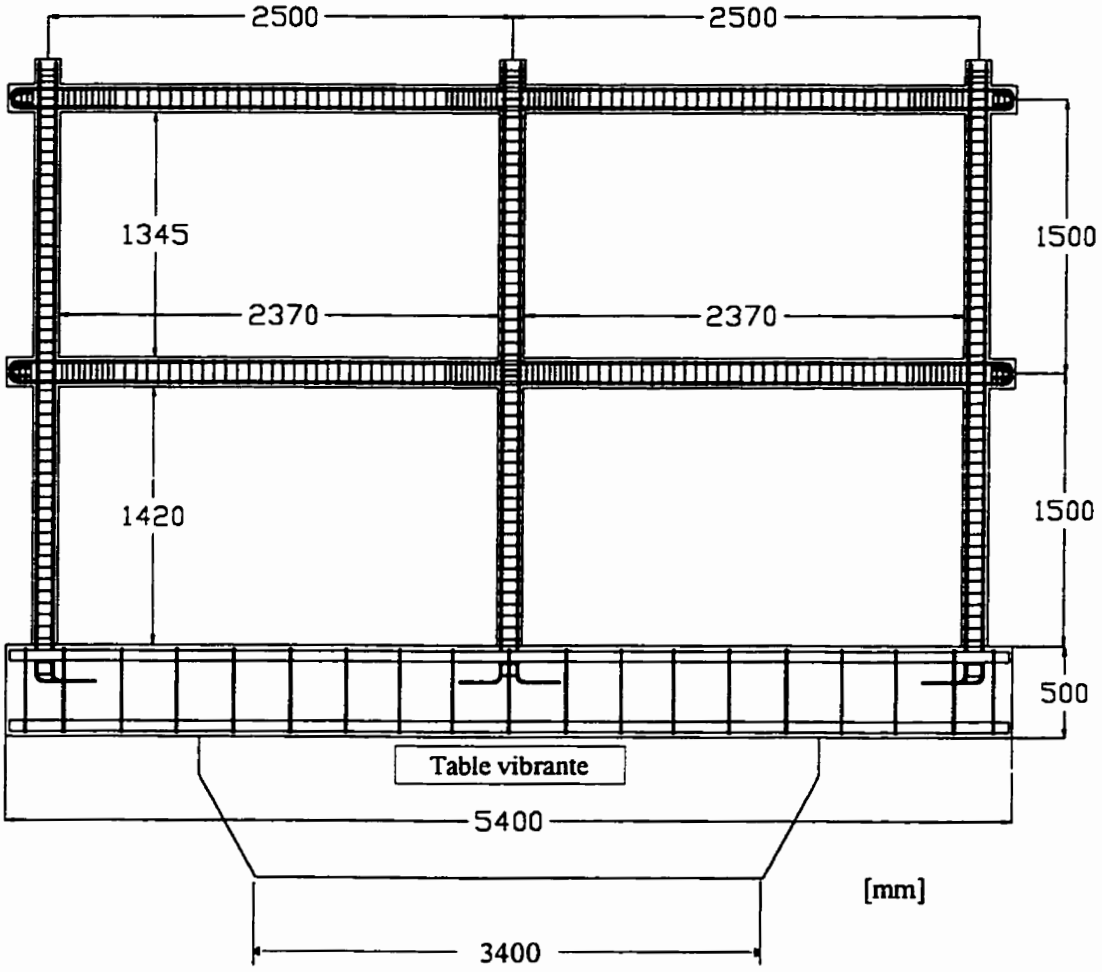


Figure 3.25 Dimensionnement de l'ossature à ductilité nominale.

CHAPITRE 4
ANALYSES PRÉLIMINAIRES

4.1 Sélection d'accélérogrammes sismiques adéquats pour la région considérée

Dans ce chapitre, le choix d'un séisme pour la région de Vancouver est déterminé à partir des analyses dynamiques élastiques linéaires de l'ossature avec plusieurs accélérogrammes de séismes réels. L'accélérogramme du séisme retenu sera reproduit par le simulateur sismique dans la partie expérimentale de ce projet.

La sélection des accélérogrammes sismiques pour la région de Vancouver est basée sur les paramètres donnés par le commentaire J du Supplément du CNBC (1990) car le guide d'utilisation du CNBC (1995) n'était pas disponible au moment des analyses préliminaires. Dans le tableau J-1 du code, pour une zone d'accélération $Z_a = 4$ et une zone de vitesse $Z_v = 4$, on trouve les limites suivantes:

accélération horizontale maximale du sol (AHM),	$0{,}16\ g \leq AHM < 0{,}23\ g$
vitesse horizontale maximale du sol (VHM),	$0{,}16\ m/s \leq VHM < 0{,}23\ m/s$

Ces limites sont pour une probabilité au dépassement de 10% en 50 ans, soit une période de retour de 475 ans. Les séismes doivent respecter ces critères pour être représentatifs de la région de Vancouver. Seuls les séismes qui ont eu lieu près de la côte ouest de l'Amérique du Nord sont considérés, car la sismicité et les caractéristiques géologiques changent d'une région à l'autre. De plus, pour éviter l'effet de filtre sur le contenu fréquentiel de l'accélérogramme, seul les accélérogrammes enregistrés par un récepteur situé dans une station isolée reposant directement sur le sol ont été retenus. Finalement, tous les accélérogrammes des séismes retenus sont normalisés pour une AHM de 0,21g

donnée au tableau J-2 du SCNBC (1990) pour une période de retour de 475 ans. Ainsi, les efforts produits par ces séismes sur l'ossature peuvent être comparés entre eux.

La sélection des accélérogrammes sismiques pour la région de Vancouver est inspirée des travaux effectués par D'Aronco (1993). Nous obtenons six séismes provenant de cinq événements différents dont les paramètres sont donnés au tableau 4.1. Les ratios AHM/VHM sont comparables au ratio de $Z_a/Z_v = 1$.

Tableau 4.1 Séismes retenus pour la région de Vancouver, tiré de D'Aronco (1993)

Événement, Station et Composante	AHM (g)	VHM (m/s)	AHM/VHM
Coalinga 1983, Oil Fields Fire Sta., 270	0,22	0,16	1,38
Whittier 1987, Union Oil Yard, 90	0,22	0,16	1,38
Morgan Hill 1984, San Ysidro Sch. 270	0,22	0,19	1,16
Puget Sound 1949, Hwy Test Lab., N04W	0,16	0,21	0,76
San Fernando 1971, Hollywood St., S00W	0,17	0,17	1,00
San Fernando 1971, Hollywood St., N90E	0,21	0,21	1,00

Pour effectuer des analyses dynamiques, les accélérogrammes de ces séismes sont normalisés à 0,21g et le spectre d'accélération de chacun d'eux est calculé. Le logiciel RESAS (Sarrazin et Filiatrault, 1993) est utilisé pour calculer les réponses spectrales des accélérogrammes (accélérations spectrales, Sa (g) versus périodes naturelles) pour des amortissements de 2% et 5%. L'annexe D contient tous les accélérogrammes et les spectres de réponse des séismes étudiés.

D'Aronco (1993) a comparé le spectre moyen plus l'écart type des séismes retenus à celui obtenu à partir du spectre de calcul normalisé pour un amortissement de 5%, donné au commentaire J du SCNBC (1990). La figure présentée dans son mémoire est erronée car le séisme de Morgan Hill 1984 a été omis par erreur. La figure 4.1

présente les accélérations spectrales de la moyenne plus l'écart type corrigé de tous les séismes retenus et du CNBC (1990) normalisés à 0,21g. On observe une bonne coïncidence entre les deux spectres d'accélération malgré la correction apportée.

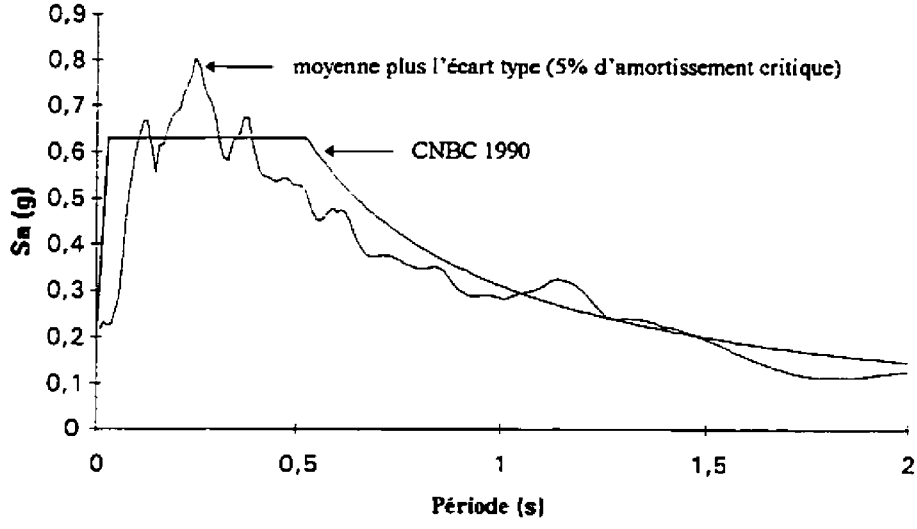


Figure 4.1 Spectres d'accélération de la moyenne plus l'écart type de tous les séismes retenus pour Vancouver et du CNBC (1990) calibrés à 0,21g.

4.2 Analyses dynamiques élastiques linéaires

Pour les essais sismiques au laboratoire, il est important d'évaluer les efforts produits au niveau des appuis coulissants de la table vibrante. Chaque appui peut résister à un effort normal maximal de 175 kN. Pour connaître ces efforts, la table vibrante et la poutre de fondation sont ajoutées au modèle, sans extension rigide, utilisé au chapitre 3. Le modèle est illustré à la figure 4.2.

Toutes les membrures de la table sont des éléments de poutres du même type que l'ossature. On donne aux éléments une inertie (I) de 1 mm^4 et un module d'Young (E) de 200 000 MPa (acier). L'aire des éléments est évaluée de sorte que la fréquence naturelle

verticale du modèle de la table (« dish mode ») soit de 70 Hz qui est la fréquence donnée par le fabricant. La masse de la table (67 kN) est concentrée au centre de la table au noeud 18. Les appuis coulissants sont modélisés avec des éléments de treillis avec une longueur de 200 mm, une aire de 2600 mm^2 et un module d'Young de 200 000 MPa, ce qui correspond à la rigidité connue des appuis de 2600 kN/mm (k=EA/l). Le vérin hydraulique de la table est aussi modélisé par un élément de poutres ayant une aire très élevée, une inertie nulle et le module d'Young de l'acier. Le vérin ne doit pas modifier le comportement de la table vibrante, il est ajouté afin de connaître les efforts produits durant le séisme qui correspondent aux forces devant être appliquées par le vérin. La poutre de fondation est aussi modélisée avec des éléments de poutres qui ont les propriété-

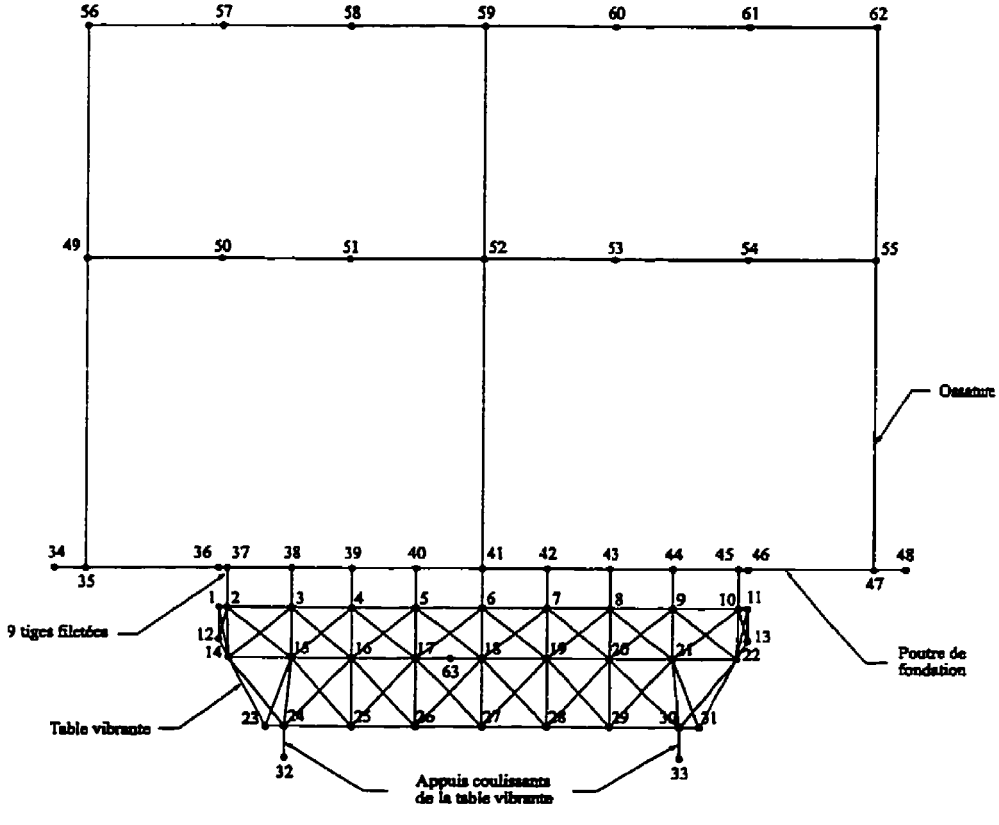


Figure 4.2 Modèle avec la poutre de fondation et la table vibrante sur SAP90.

tés suivantes: une aire de 210 000 mm^2, une inertie de 4,375E9 mm^4, un poids propre de 24 kN/m^3 et un module d'Young égal à $E_c = 4500\sqrt{f'_c} = 31820\,MPa$. L'ossature est encastrée dans la poutre de fondation à l'aide d'extensions rigides d'une longueur égale à la demi-hauteur de la poutre. Celle-ci est liée à la table vibrante par 9 éléments de poutres qui correspondent aux tiges filetées. Elles ont une aire très élevée (sauf celles en dessous du poteau central qui a une aire nulle), le module d'Young de l'acier et une inertie ajustée de sorte que les périodes naturelles du système ne soient pas modifiées. Ces éléments nous permettent de connaître les forces dans les tiges pendant les simulations.

Toutes les conditions de compatibilité sont respectées. Les déplacements en x aux noeuds d'extrémités des appuis coulissants sont maintenus égaux. On fixe tous les degrés de liberté au noeud 63 du vérin, à l'exception de la rotation en Z. Le déplacement en y des noeuds 32 et 33 (base des appuis coulissants) est aussi empêché. Les déplacements en x et y des noeuds 36 à 46 sont programmés pour être les mêmes que les noeuds 1 à 11 puisque la poutre de fondation est supposée demeurer en contact avec la table vibrante. Les charges vives et mortes sur l'ossature sont remplacées par les blocs de 27 kN et de 16 kN calculées à la section 3.5. Chaque bloc est appliqué en deux points, au 1/3 et aux 2/3 de la portée de la poutre.

Une analyse spectrale est faite pour tous les séismes retenus et les résultats des analyses, sous forme de diagrammes du moment fléchissant normalisé par la résistance nominale, sont donnés à l'annexe D. Les analyses indiquent que le moment fléchissant maximal dans la poutre de fondation est deux fois plus petit que le moment de fissuration (M_{cr}). Le tableau 4.2 donne l'effort tranchant à la base des poteaux de l'ossature calculé selon la combinaison statistique de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS), ainsi que le déplacement inter-étage divisé par la hauteur de l'étage en pourcentage.

Tableau 4.2 Résultats partiels des analyses spectrales sur SAP90

Spectre d'accélération	$V_{SRSS,\ base}$ (kN)	Déplacement inter-étage (%)	
		premier étage	deuxième étage
Coalinga 1983	24,5	0,57	0,61
Whittier 1987	25,6	0,60	0,64
Morgan Hill 1984	48,7	1,14	1,22
Puget Sound 1949	54,4	1,27	1,36
San Fernando 1971, S00W	55,9	1,31	1,39
San Fernando 1971, N90E	35,7	0,84	0,89

La moyenne des V_{SRSS} est de 40,8 kN avec un écart type de 14,13 kN. L'effort tranchant élastique (V_e), calculé selon la méthode statique du CNBC(1995), pour le poids propre de l'ossature et le poids des blocs de béton, est de 58,09 kN. Le déplacement inter-étage des analyses est inférieur à la limite de 2 % permise par le CNBC (1995). La charge axiale maximale, obtenue des analyses, dans les appuis coulissants est de 78,35 kN. Elle est environ deux fois plus petite que la charge permise.

De plus, les analyses indiquent que les deux premières périodes fondamentales de l'ossature sont de T_1 = 0,43 s et de T_2 = 0,15 s. La participation des masses modales (M_i*) pour les deux premiers modes de vibration est de M_1*/M_{totale} = 87,4 % et de M_2*/M_{totale} = 6,5 % pour un total de 93,9 %. L'ossature répond principalement dans le premier mode confirmant l'hypothèse de la répartition des charges sismiques donnée par le CNBC (1995).

4.3 Choix final du séisme de calcul

Nous choisissons le séisme de Puget Sound (1949) pour les raisons suivantes: Il produit des déplacements et des efforts dans l'ossature presque aussi grands que le plus

défavorable des séismes, San Fernando (1971, S00W). Son épicentre se situait dans une région voisine à Vancouver (Seattle, Washington). Finalement, l'accélérogramme de ce séisme a été utilisé dans un autre projet de maîtrise traitant du comportement d'une ossature ductile (R=4). Dans un article postérieur à ce mémoire, nous allons comparer le comportement de l'ossature à ductilité nominale à celui de l'ossature ductile.

Le séisme de Puget Sound (1949) produit un effort tranchant à la base des poteaux de l'ossature de 54,4 kN qui correspond à 94 % de V_c calculé selon le CNBC (1990). L'accélérogramme de ce séisme est illustré à la figure 4.3.

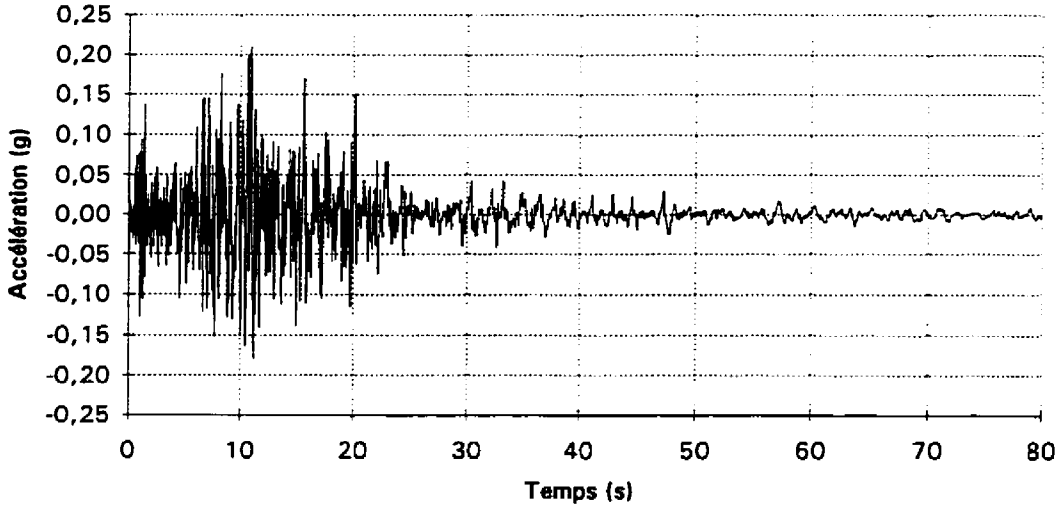


Figure 4.3 Accélérogramme du séisme de Puget Sound (1949), hwy Test Lab., Olympia, N04W, calibré à 0,21g.

CHAPITRE 5
PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS

5.1 Essais de traction de l'acier d'armature

Les propriétés de l'armature utilisée dans la fabrication de l'ossature ont été déterminées par des essais de traction selon la norme CSA G30.12-M77 (CSA, 1977a). La résistance des soudures des manchons et le comportement des barres 10M introduites dans les manchons sont vérifiés également par des essais de traction. Les résultats des essais sont décris dans les sections suivantes. Les valeurs moyennes des essais ont été retenues pour les analyses non linéaires.

5.1.1 Acier d'armature longitudinale

L'armature longitudinale est la même dans les poutres et les poteaux. On a utilisé des barres 10M - 400R conformes à la norme CSA G30.12 (CSA, 1977a) comme l'indique la norme canadienne de béton armé (A23.3-M94). Nous avons fait un essai de traction sur deux échantillons de 50 cm de long pris au hasard dans le lot de barres reçues. On a utilisé une presse hydraulique Amsler munie d'un dynamomètre à pendule et de pinces adaptables pour les essais de traction. La limite élastique (f_y) et la limite ultime (f_u) de l'armature longitudinale sont déterminées par la moyenne de celles obtenues des deux essais. Le module d'élasticité (E) est calculé à partir d'un seul essai dont la courbe contrainte-déformation est illustrée à la figure 5.1. La courbe est tracée jusqu'à une déformation de 5% qui est la limite de l'instrumentation utilisée (micromètre). La charge ultime est lue directement sur le cadran de la presse. Les propriétés de l'armature longitudinale sont données au tableau 5.1.

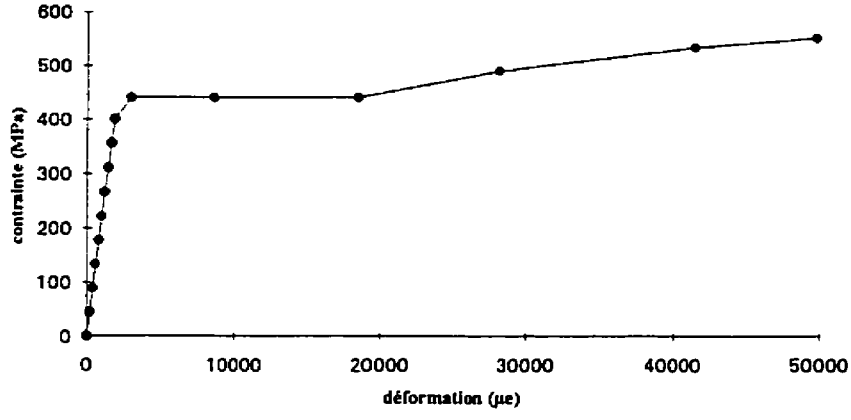


Figure 5.1 Courbe de la contrainte versus la déformation des armatures longitudinales.

Tableau 5.1 Propriétés de l'armature longitudinale

Essais	Module d'élasticité, E (MPa)	Limite élastique, f_y (MPa)	Déformation à f_y, ε_y ($\mu\varepsilon$)	Limite ultime, f_u (MPa)	Déformation ultime, ε_u (%)
1	224 595	436	1950	601	19,5
2	———	440	—	601	20,3
moyenne	224 595	438	1950	601	19,9

5.1.2 Acier d'armature transversale

Pour l'armature transversale, nous utilisons de l'acier non crénelé avec des diamètres de 1/8 et de 1/4 de pouce (3 et 6 mm). Des essais de traction ont été faits sur quatre échantillons de 30 cm de long venant de différentes barres de 1/8 de pouce de diamètre. Nous avons décidé de tester quatre barres car la quantité d'armature transversale est beaucoup plus grande que celle de l'armature longitudinale. De plus, nous

avons utilisé un appareil différent pour ces essais à cause du diamètre des barres qui était trop petit pour les pinces de la presse hydraulique. L'appareil est une presse électrique avec un vérin à déplacement contrôlé également munie de pinces adaptables.

Les courbes de la contrainte versus la déformation, obtenues des essais de traction, sont illustrées à la figure 5.2. Durant l'essai, nous avons observé qu'il y avait du glissement entre les barres et les pinces. Donc, le module d'élasticité ne peut pas être calculé avec ces courbes. Puisqu'on n'a pas besoin de le connaître pour les fins de ce mémoire, il sera ignoré. Par contre, la limite élastique et la limite ultime des armatures transversales sont évaluées à partir des courbes. Les résultats sont donnés au tableau 5.2.

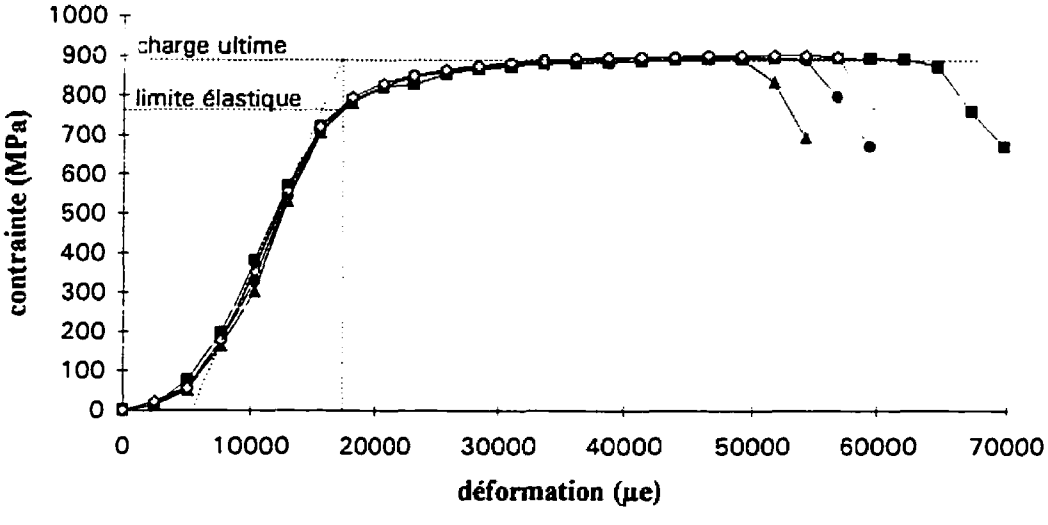


Figure 5.2 Courbes de la contrainte versus la déformation des armatures transversales.

Tableau 5.2 Propriétés de l'armature transversale

Essais	Module d'Young (E) (MPa)	Limite élastique (f_y) (MPa)	Limite ultime (f_u) (MPa)
1	glissement	estimé	901
2	"	"	897
3	"	"	895
4	"	"	892
moyenne	ignoré	750	896

5.1.3 Manchons dans les joints centraux

Deux manchons ont été soudés à des barres 10M de 50 cm de long comme décris à la section 3.3.5 sauf que les barres étaient insérées d'un seul côté des manchons. Nous avons fait des essais de traction avec la presse hydraulique sur les deux montages, ainsi que sur une barre 10M témoin d'une longueur de 50 cm. Les essais ont démontrés que la limite élastique et la limite ultime des montages étaient les mêmes que celles de la barre témoin. Donc, la résistance des soudures est suffisante et l'utilisation de manchons dans les joints centraux n'affecte pas la relation de la contrainte versus la déformation des armatures longitudinales. Durant les essais, la plastification des barres est apparue près des manchons. Alors, la position et la formation des rotules plastiques ne devraient pas être affectées par les manchons.

5.2 Mélanges de béton

Nous avons fait deux mélanges de béton différents avec une résistance en compression (f'_c) de 25 MPa pour l'ossature et de 50 MPa pour la poutre de fondation. Les deux mélanges ont un rapport eau-ciment respectivement de 0,68 et de 0,38. On a utilisé du ciment de type 30 à résistance initiale élevée et des agrégats avec un diamètre

maximal de 6 mm. Du superplastifiant (WRDA 19) a été ajouté pour améliorer l'ouvrabilité du béton. Les mélanges de béton sont conçus conformément à la norme A23.1-M90 (CSA, 1990). Le tableau 5.3 indique le dosage des mélanges de béton.

Tableau 5.3 Dosage des mélanges de béton

Matériau	Quantité (kg/m^3)	
	Béton de 25 MPa	**Béton de 50 MPa**
Ciment	250	450
Eau	170	170
Sable	1100	940
agrégat	800	800
Superplastifiant	1000 ml / 100 kg de ciment	1000 ml / 100 kg de ciment

5.3 Essais de compression de cylindres de béton

Nous avons fait des essais de compression sur trois cylindres de béton du mélange de 25 MPa et de trois autres du mélange de 50 MPa. Les essais ont été exécutés conformément à la norme ASTM C-39 (1986). Les cylindres avait un diamètre de 150 mm et une hauteur de 300 mm. Une presse hydraulique AMSLER munie d'un dynamomètre à pendule a été utilisée pour ces essais. La presse a une précision de ± 1% pour chaque échelle de sensibilité. On utilise aussi les valeurs moyennes des essais pour les analyses non linéaires.

5.3.1 Béton de l'ossature

Pour le béton de l'ossature, nous avons évalué son module d'Young (E_c) et son coefficient de Poisson (μ_P) à l'aide d'un des trois cylindres dont la courbe de la contrainte versus la déformation est tracée à la figure 5.3. La résistance à la compression (f'_c) est

obtenue de la moyenne des trois cylindres. Le tableau 5.4 donne les propriétés du béton de l'ossature.

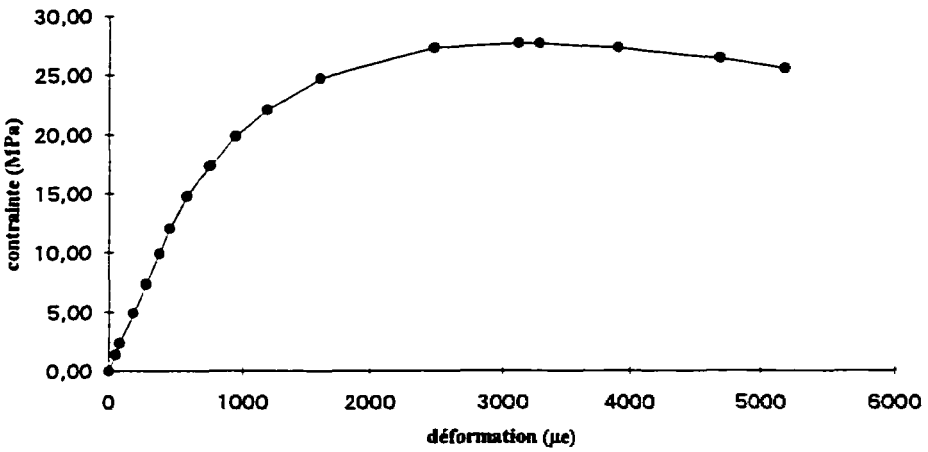


Figure 5.3 Courbe de la contrainte versus la déformation du béton de l'ossature.

Tableau 5.4 Propriétés du béton de l'ossature

Cylindre	Module d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Résistance à la compression (MPa)
1	25 157	0,167	28
2	——	——	33
3	——	——	31
moyenne	25 157	0,167	31

5.3.2 Béton de la poutre de fondation

Nous n'avons pas besoin de connaître le module d'Young (E_c) et le coefficient de Poisson (μ_P) du béton de la poutre de fondation pour étudier le comportement de

l'ossature. Seule la résistance à la compression (f'_c) qui est obtenue de la moyenne des trois cylindres, est importante pour s'assurer d'avoir la résistance de la poutre calculée au chapitre 3. Cette résistance est donnée au tableau 5.5.

Tableau 5.5 Propriétés du béton de la poutre de fondation

Cylindre	Résistance à la compression (MPa)
1	55
2	52
3	50
moyenne	52

CHAPITRE 6
DESCRIPTION DES ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous décrivons la fabrication des blocs de béton et de l'ossature. L'installation et les caractéristiques de l'instrumentation utilisée pour les essais sont détaillées. Le montage expérimental et tous les types d'essais réalisés sont présentés et expliqués.

6.2 Fabrication des blocs

Nous avons fabriqué les quatre blocs de béton qui servent de charge de gravité sur l'ossature selon les détails de calculs et les dessins d'atelier de l'annexe C. Le béton des blocs a une résistance à la compression (f'_c) de 25 MPa. La figure 6.1 illustre les dimensions des deux formats des blocs. Tous les blocs ont une longueur de 1800 mm et leurs systèmes de serrage sont distancés de 833 mm (1/3 de la longueur nette de la poutre). Nous avons pesé et identifié chaque bloc. Ceux à l'étage ont un poids de 26,3 kN

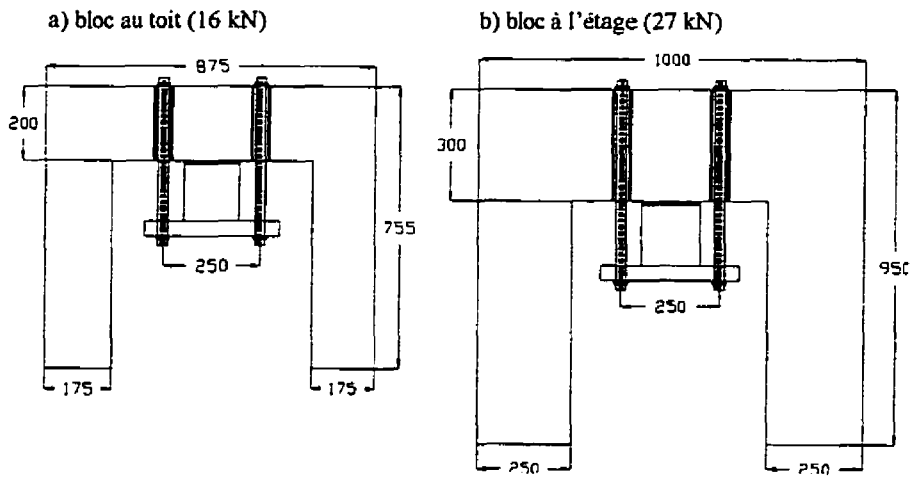


Figure 6.1 Dimensions des blocs de béton servant de charge de gravité.

et 25,9 kN, tandis que ceux au toit ont un poids de 15,2 kN et 15,6 kN. La précision sur la mesure du poids des blocs est de $\pm 0{,}9$ kN.

6.3 Fabrication de l'ossature

La fabrication de l'ossature est faite en plusieurs étapes. D'abord, tous les étriers et les frettes sont fabriqués. Les crochets d'ancrage des armatures longitudinales sont formés. Les manchons sont soudés aux barres des poutres à l'étage et au toit, au niveau des joints centraux. Des jauges électriques de déformation sont collées sur les barres identifiées à la section 6.3.1. Le ferraillage et l'assemblage de l'ossature sans la poutre de fondation sont faits à plat tels qu'illustrés à la figure 6.2. L'armature transversale est attachée avec du fil métallique pour les maintenir en place durant la coulée du béton.

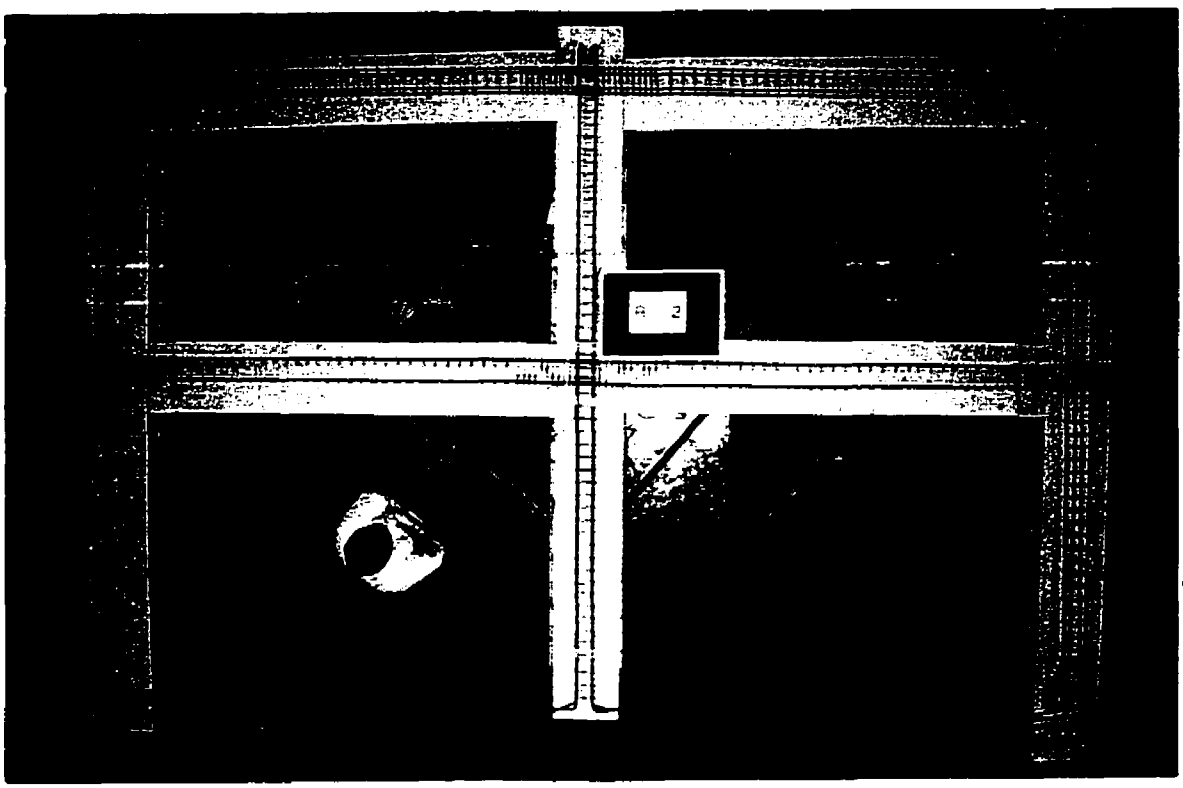


Figure 6.2 Ferraillage de l'ossature.

Ensuite, nous avons construit un coffrage en bois muni de roulettes pour faciliter le déplacement de l'ossature dans le laboratoire Afin que les poteaux soient encastrés dans la poutre de fondation, ils ont été allongés de 20 mm. Le coffrage est conçu de sorte que l'ossature soit à plat durant la coulée du béton. La cage d'armature de l'ossature est placée à l'intérieur du coffrage tel qu'illustré à la figure 6.3.

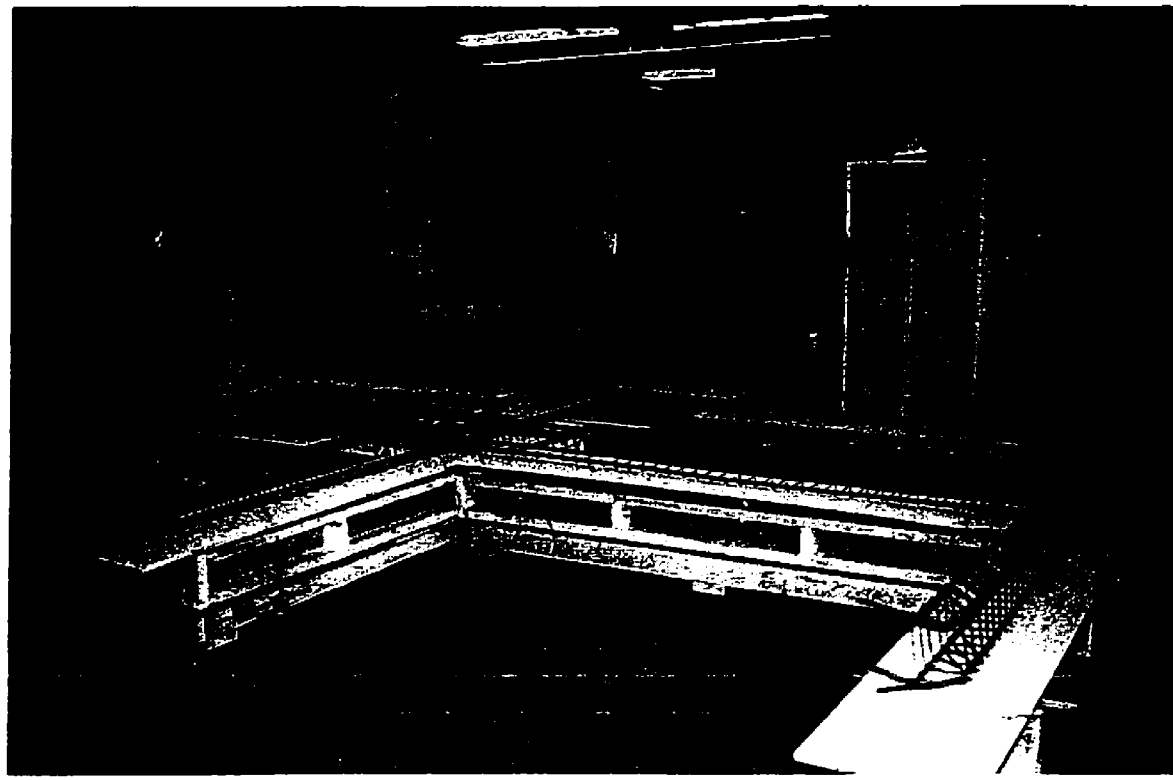


Figure 6.3 Coffrage de l'ossature.

Par la suite, le béton de 25 MPa est coulé en plusieurs gâchées en assurant une vibration adéquate. Après la coulée, le béton est maintenu humide pendant 48 heures à l'aide de jute imbibée d'eau. Pendant le mûrissement du béton de l'ossature, la cage d'armature et le coffrage de la poutre de fondation sont fabriqués. La cage est insérée dans le coffrage huilé. Sept jours après la coulée de l'ossature, elle est soulevée à l'aide du pont roulant avec le coffrage, préalablement renforcé. Le coffrage est coupé de

manière à dégager la surface des poteaux qui est encastrée dans la poutre de fondation. On positionne l'ossature dans le coffrage de la poutre de fondation en vérifiant la rectitude et le nivellement. Le montage est contreventé et rigidifié pour qu'il demeure stable durant la coulée du béton tel qu'illustré à la figure 6.4.

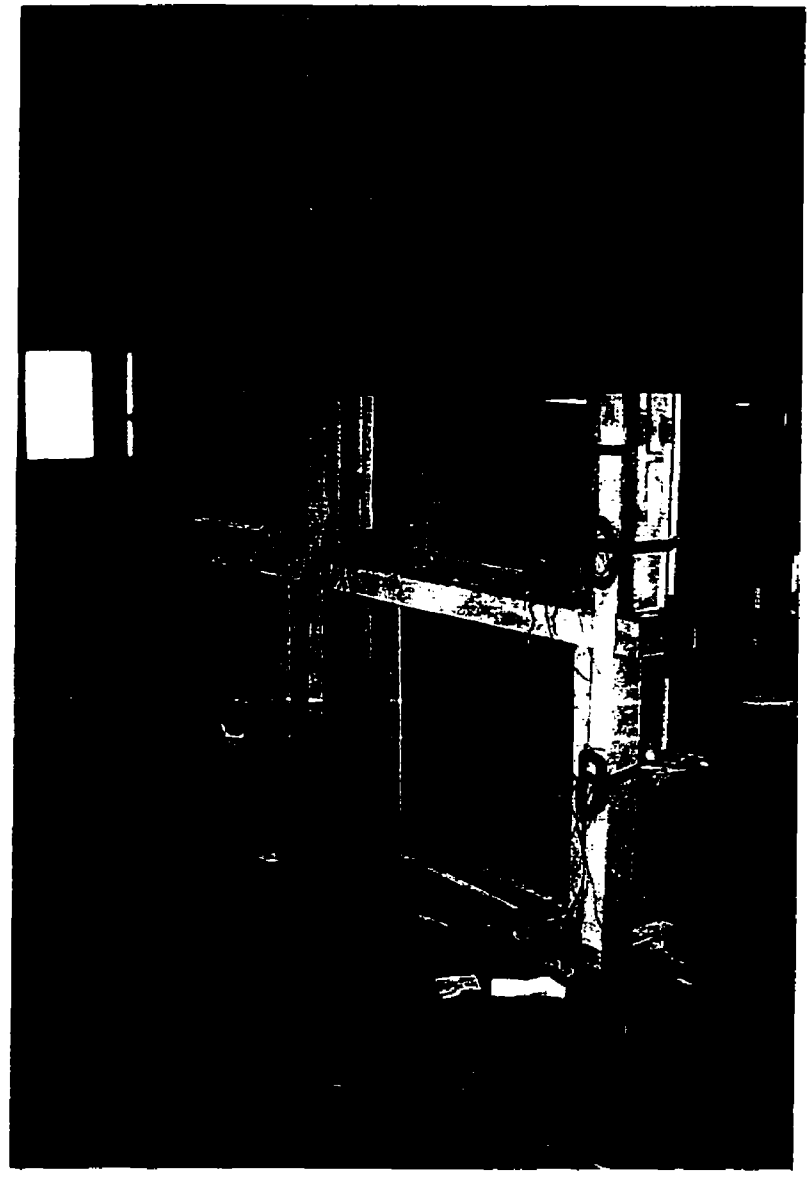


Figure 6.4 Positionnement de l'ossature dans le coffrage de la poutre de fondation.

Finalement, le béton de 50 MPa est coulé dans le coffrage de la poutre de fondation. Pendant 48 heures, le mûrissement du béton s'effectue en utilisant des jutes humides. Sept jours après la coulée de la poutre de fondation, l'ossature et la poutre de fondation sont décoffrées.

6.4 Instrumentation

L'ossature est instrumentée avec des jauges électriques de déformation, des potentiomètres, des accéléromètres et des instruments mécaniques de lecture de courbure. La figure 6.5 illustre l'instrumentation de l'ossature.

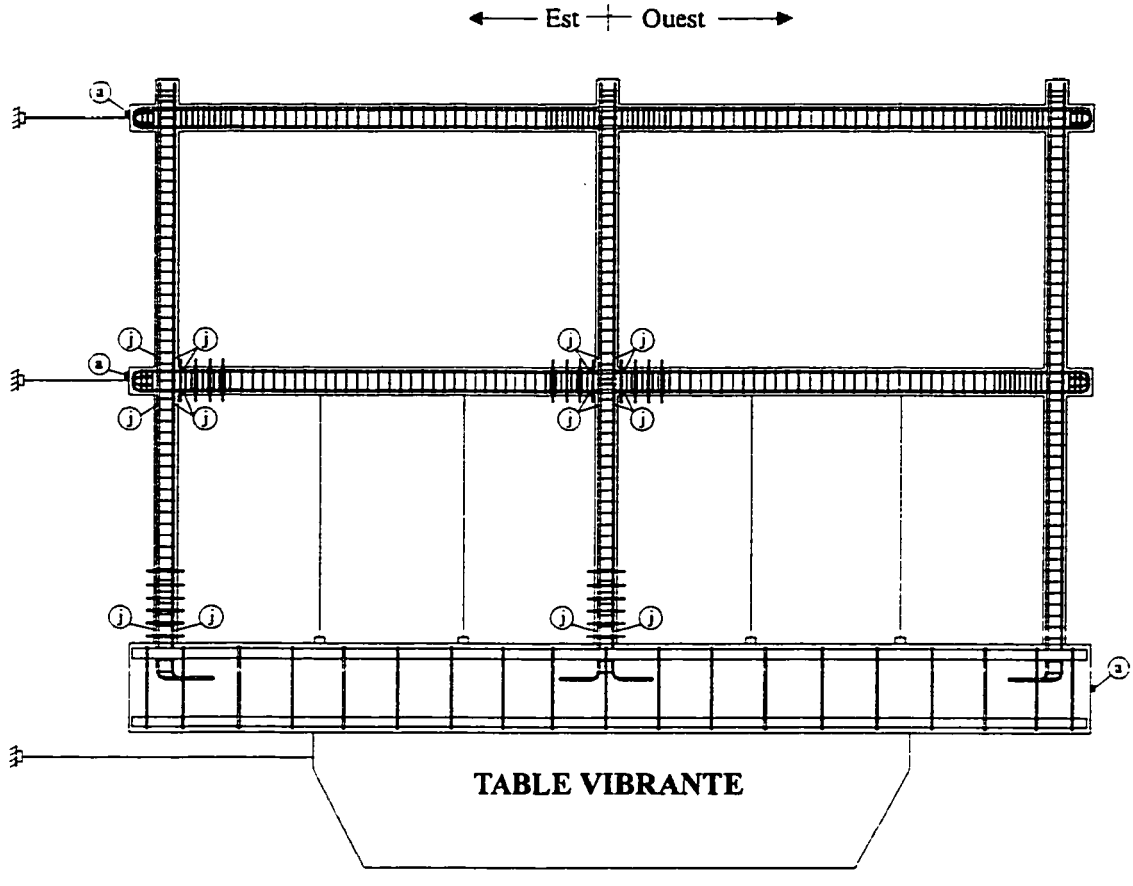
6.4.1 Jauges électriques de déformation

Les jauges électriques de déformation permettent de savoir s'il y a plastification des armatures longitudinales près des joints dans les régions des rotules plastiques. Elles nous indiquent la déformation locale des barres d'armature. Donc, pour une section où l'on a deux jauges sur des barres opposées, il est possible d'évaluer la courbure à cette section. Nous utilisons des jauges à grandes déformations (± 20%). Elles sont collées sur les barres 10M de manière à être le plus éloignées transversalement du centre de la membrure. Elles sont placées au centre de la première et de la deuxième frettes de toutes les membrures.

6.4.2 Potentiomètres

Les potentiomètres servent à déterminer les déplacements absolus horizontaux de la table vibrante, du premier étage et du deuxième étage. Les cordes sont attachées à un ancrage respectivement sur le plateau de la table et aux extrémités des prolongements des poutres. Les potentiomètres sont fixés à une structure très rigide à l'extérieur de la table

vibrante. Les déplacements verticaux au 1/3 et au 2/3 de la portée des poutres à l'étage sont aussi mesurés à l'aide des potentiomètres. Ces derniers sont fixés à la poutre de fondation et leur corde est attachée à un ancrage sur les poutres à l'étage. On a également mesuré le déplacement horizontal de la table à l'aide du LVDT inclus dans le vérin du simulateur sismique.



Légende :

- potentiomètre
- instruments mécaniques de lecture de courbure
- accéléromètre
- jauge électrique de déformation

Figure 6.5 Instrumentation de l'ossature.

6.4.3 Accéléromètres

Pour évaluer l'accélération absolue horizontale de la table vibrante, du premier étage et du deuxième étage, nous prenons des accéléromètres de ± 2g. Ils sont collés aux extrémités des prolongements des poutres et à l'extrémité de la poutre de fondation qui est considérée immobile par rapport à la table. La résistance au glissement de la poutre de fondation peut être vérifiée par la comparaison de l'historique des accélérations enregistré par l'accéléromètre collé sur la poutre à l'historique du séisme de Puget Sound (1949). Les deux historiques devraient être identiques, s'il n'y a pas de glissement. De plus, On a mesuré l'accélération de la table à l'aide de l'accéléromètre installé de manière permanente sur la paroi verticale de la table.

6.4.4 Instruments mécaniques de lecture de courbure

Nous avons conçu et fabriqué des instruments mécaniques de lecture de courbure, afin d'estimer la courbure moyenne des membrures sur toute la longueur de la région des rotules plastiques. De plus, ces instruments permettent d'estimer la longueur des rotules plastiques. Un élément type est constitué de deux supports distancés de 75 mm c/c et fixés à la membrure par la pression de 8 vis. L'un des supports est muni d'un crayon-feutre installé après une lamelle d'acier servant de ressort. L'autre support comporte une plaque horizontale sur laquelle un morceau d'acétate est collé. La lamelle est ajustée pour que le crayon-feutre puisse tracer sur l'acétate les déplacements relatifs entre les deux supports pour une hauteur donnée. Ils sont placés sur les poutres à l'étage à 20 mm de la face des poteaux sur une longueur de 225 mm (4 instruments). Ceux installés à la base des deux poteaux sont placés à 75 mm de la poutre de fondation sur une longueur de 375 mm (6 instruments). Une lamelle avec un crayon-feutre est fixée à la poutre de fondation pour avoir une lecture entre la face du joint et le premier support. Ce montage est possible car la poutre ne devrait pas subir de rotation. La figure 6.6 illustre l'installation

de ces instruments de lecture. La précision de cet instrument n'est pas très bonne (± 0,04 m^{-1}). Il n'est sensible que pour des déplacements très grands correspondant à la plastification (ε_p > 1950 $\mu\varepsilon$). Donc, les résultats obtenus seront considérés de façon plus qualitative que quantitative.

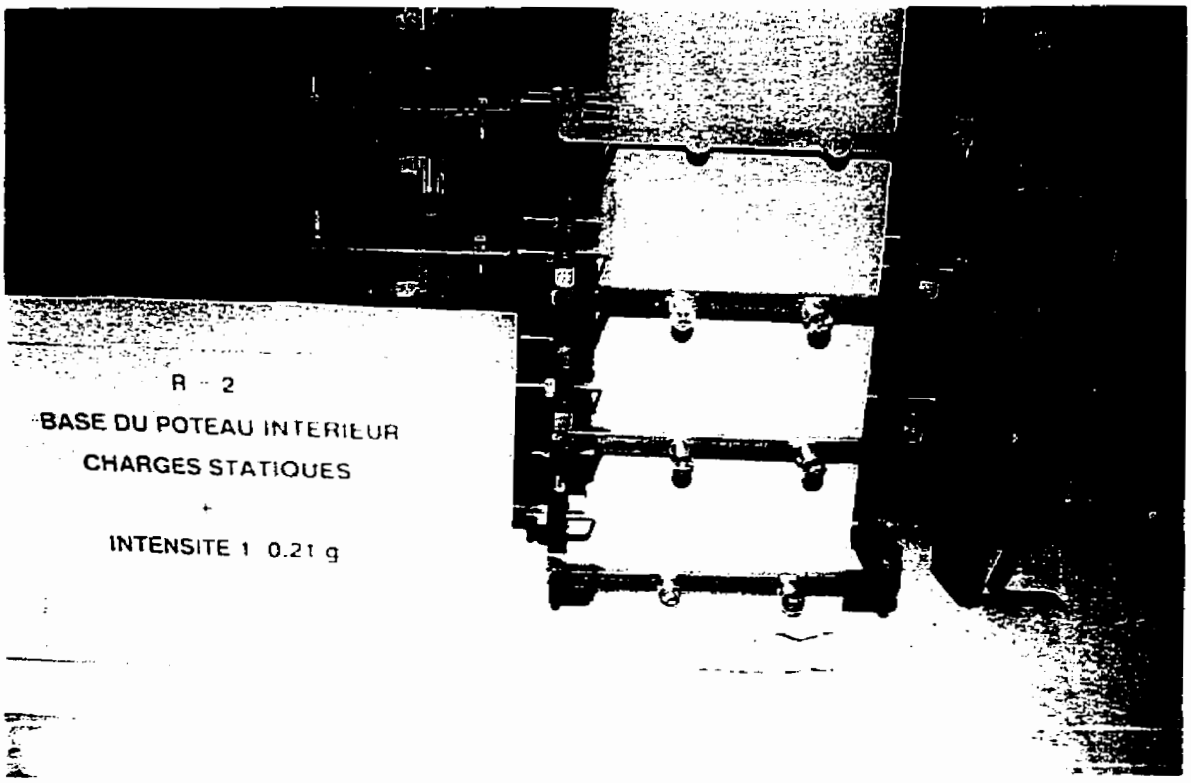


Figure 6.6 Installation des instruments mécaniques de lecture de courbure.

6.5 Montage expérimental

L'ossature est montée et fixée sur la table vibrante par la poutre de fondation avec des tiges filetées tel qu'expliqué à la section 3.4. L'orientation de l'ossature dans le sens de l'excitation est vérifiée, afin d'éviter des efforts de torsion induits à cause d'un mauvais alignement. Un support latéral est fixé à la table vibrante à côté de l'ossature. Cette dernière est attachée au support pour éviter des problèmes d'instabilité lorsque les

blocs de béton sont montés sur les poutres. Les blocs sont fixés de la façon mentionnée à la section 3.5. À l'aide de micromètres, nous avons mesuré les déplacements verticaux des poutres (au 1/3 et 2/3 de la portée) causés par les charges statiques (blocs de béton). Ces déplacements sont additionnés à ceux obtenus durant les simulations sismiques. Les micromètres sont retirés après l'installation des blocs. Les lectures des jauges électriques de déformation sont prises à trois reprises à l'aide d'un système d'acquisition portatif: avant de soulever l'ossature sans la poutre de fondation, après l'avoir soulevé et une fois les blocs installés. Ces résultats nous permettent d'additionner les déformations statiques aux déformations dynamiques des jauges.

Ensuite, un autre support latéral est ajouté de l'autre côté de l'ossature. Des contreventements horizontaux et verticaux sont placés entre les supports latéraux pour les rigidifier. Les supports servent à empêcher tous les déplacements dans le sens perpendiculaire à l'excitation durant la simulation sismique, sans nuire à ceux dans le sens de l'excitation. Ces supports sont décris plus en détail à la section 6.5.3.

Les jauges électriques de déformation, les accéléromètres et les potentiomètres sont branchés à deux systèmes d'acquisition de données. Des caméras sont fixées sur les supports latéraux de manière à filmer l'ensemble du montage ainsi que les déplacements relatifs de quatre joints (centraux et externes); deux au niveau de la poutre de fondation et deux autres au niveau de la poutre à l'étage. La figure 6.7 illustre le montage expérimental.

Les sections suivantes décrivent plus précisément la table vibrante, les systèmes d'acquisition de données et les supports latéraux.

Figure 6.7 Montage expérimental sur le simulateur sismique

6.5.1 Description de la table vibrante

Le simulateur sismique permet de reproduire un signal aléatoire ou périodique, ainsi qu'un enregistrement sismique. Ce signal peut être exprimé en terme de déplacements ou d'accélérations. La plage de fréquences est de 0 à 50 Hz. La vitesse et l'accélération maximale sont respectivement de 800 mm/s et de 3 g.

Les dimensions de la surface de la table sont de 3,4 m x 3,4 m. La structure de la table est composée d'alvéoles en acier. Le poids et la capacité portante de la table sont respectivement de 67 kN et 135 kN. Elle est munie de 10 clés de cisaillement et d'un quadrillage de trous filetés de 25,4 mm de diamètre distancés à 406 mm c/c. L'arrachement admissible des trous filetés est de 160 kN.

Le vérin hydraulique a une capacité de 300 kN en dynamique et de 400 kN en statique avec une course de 250 mm. Les appuis coulissants assurent un mouvement horizontal de la table avec une friction maximale de 0,1 kN. L'alimentation hydraulique (HPS), munie de deux moteurs de 200 hp (150 kW) et d'un moteur de surcharge de 40 hp (30 kW), produit un débit d'huile maximal de 730 litres/minute.

Le système de contrôle électrique est conçu avec un algorithme à 3 variables (TVC). Il favorise le déplacement pour les basses fréquences, l'accélération pour les hautes fréquences et la vitesse pour les fréquences intermédiaires. Il utilise deux systèmes de compensation pour tenir compte de l'influence dynamique du système (table + spécimen): avec des filtres compensatoires invariants ou adaptatifs et par itération préalable ou en temps réel (Filiatrault et al., 1996).

6.5.2 Systèmes d'acquisition de données

Nous utilisons deux systèmes d'acquisition de données à haute vitesse d'une résolution de 12 bits. La fréquence d'acquisition choisie pour les essais est de 50 Hz. Les deux systèmes sont reliés à des micro-ordinateurs par des cartes d'acquisition à haute vitesse. Toutes les jauges électriques des joints extérieurs sont branchées à un des systèmes (8 canaux) et les autres instruments sont branchés à l'autre système (20 canaux).

Les déformations des jauges électriques lues par le premier système ont une précision de ± 25 $\mu\varepsilon$. Tandis que le deuxième système donne une précision de ± 20 $\mu\varepsilon$ sur les déformations des jauges électriques situées aux joints centraux. Les déplacements horizontaux obtenus des potentiomètres aux étages sont précis à ± 0,3 mm. La précision de celui installé sur la table est moins bonne (± 0,9 mm). Tous les déplacements verticaux

mesurés avec des potentiomètres ont une précision inférieure à 0,2 mm. Finalement, le système d'acquisition enregistre les accélérations avec une précision de 0,005g.

6.5.3 Supports latéraux

Les deux supports latéraux sont des assemblages boulonnés en acier. Le poteau principal (profilé W310×253), orienté selon l'axe fort parallèle à l'ossature, est contreventé dans le sens de l'excitation par une membrure (profilé HSS 102×102×6,4). Le poteau et le contreventement sont fixés à la table par de petites poutres (profilés HSS 127×76×8,0) qui sont pressées contre les plaques de base du poteau et du contreventement par des tiges filetées vissées dans les trous de la table vibrante. Deux poutres (profilés W250×73 à l'étage et W250×49 au toit), orientées selon l'axe fort parallèle à l'ossature, sont boulonnées au poteau vis-à-vis et parallèles aux blocs de béton à l'étage et au toit, de sorte que le centre de gravité des poutres soit au même niveau que celui des blocs. Des contreventements (cornières L 55×55×5 et profilés HSS 51×51×4,8) verticaux et horizontaux sont installés entre les deux supports latéraux pour rigidifier le système. Les supports sont illustrés à la figure 6.7 du montage expérimental.

Des patins munies de roulettes sont installés sur les poutres et ils sont appuyés contre des plaques d'acier lisses vissées aux blocs. Les patins permettent d'éviter les forces de friction qui nuisent au mouvement dans le sens de l'excitation. L'alignement des plaques avec les patins est vérifié et ajusté en laissant un espace de quelques millimètres, afin d'éviter des problèmes de coincement des blocs entre les deux supports pendant la simulation sismique. Ainsi, le mouvement perpendiculaire à l'excitation est empêché par les supports. De plus, il faut réaliser que les supports sont une sécurité contre le flambement de l'ossature dans le sens perpendiculaire à l'excitation. Idéalement, l'ossature ne devrait subir des déplacements que dans le sens de l'excitation. Donc, il est

possible et préférable que les supports latéraux ne soient pas sollicités durant les simulations sismiques.

Nous modélisons les deux supports latéraux sur SAP90 avec des éléments de treillis. Un couple de forces est appliqué sur chaque poutre d'un seul des supports. Les forces sont placées sur les poutres au niveau des patins dans le sens perpendiculaire à la simulation sismique. Elles sont égales à 5% des charges sismiques pour chaque étage. L'analyse indique que les déplacements des patins sous de telles charges sont négligeables, ils sont inférieurs au millimètre. Donc, l'ossature ne pourra pas se déplacer de beaucoup perpendiculairement à l'excitation. De plus, la période fondamentale du système des supports latéraux obtenue de l'analyse est de 0,11 seconde (mode de vibration en torsion). Les supports latéraux sont donc peu sensibles au séisme de Puget Sound (1949).

6.6 Types d'essais réalisés

Nous effectuons plusieurs essais en laboratoire pour connaître certaines propriétés mécaniques de l'ossature ainsi que son comportement sismique. Deux simulations sismiques sur la table vibrante sont faites pour des intensités différentes. Des essais d'impact et de vibrations libres sont réalisés avant chaque simulation sismique et à la fin de la deuxième simulation. Le champ de fissuration de l'ossature est identifiée avant tous les essais (charges statiques) et après chaque simulation (intensité 1 et 2). Les essais sont décrits aux sections suivantes.

6.6.1 Simulations sismiques

L'ossature est soumise à deux simulations sismiques (intensité 1 et 2). D'abord, l'accélérogramme du séisme de Puget Sound (1949) calibré à 0,21g, présenté au chapitre

4, est reproduit par la table vibrante. Ensuite, la simulation est refaite, mais les accélérations sont doublées.

6.6.2 Essais d'impact et de vibrations libres

L'essai d'impact permet d'évaluer la première période fondamentale de l'ossature. À l'aide d'un bélier, on produit des impacts sur le prolongement de la poutre au toit à un rythme aléatoire pendant environ 5 minutes. Les déplacements du premier et du deuxième étages sont enregistrés avec le système d'acquisition de données. Le taux d'acquisition (Δt) est de 0,02 seconde, afin d'avoir une fréquence de Nyquist de 25 Hz qui est supérieure aux fréquences prédominantes de l'ossature (2,3 Hz, 6,7 Hz) .

Les données sont traitées avec le logiciel U2 (EDI, 1993). Il divise le signal en plusieurs intervalles de temps égaux. La transformée et le spectre de Fourier sont calculés pour chaque intervalle. Ensuite, le spectre de puissance est obtenu par la moyenne des spectres de Fourier et il indique la fréquence prédominante de la structure pendant l'essai. Nous utilisons 8 intervalles de 40,96 secondes qui correspondent à une résolution en fréquence de $\Delta f = 0{,}0244$ Hz.

L'amortissement visqueux équivalent de l'ossature est déterminé par un essai de vibrations libres. On applique manuellement des impulsions sur le prolongement de la poutre au toit, à la même fréquence que la première fréquence fondamentale de l'ossature. Celle-ci entre en résonance sous son premier mode de vibration. Lorsque les déplacements atteignent une limite (environ 25 mm au toit) déterminée par le nombre de cycles désiré (6) pour obtenir une bonne précision (une erreur maximale d'environ 10% sur le dernier cycle), on cesse l'application des impulsions et on enregistre l'historique des déplacements du premier et deuxième étages jusqu'à ce que les déplacements soient très petits. L'amortissement (ζ) est calculé à l'aide du décrément logarithmique (δ) qui est

obtenu à partir du logarithme naturel des rapports de l'amplitude de deux séries de crêtes successives (x_n-x_{n+1}/x_{n+2}-x_{n+3}). Le calcul est illustré à la figure 6.8. Finalement, l'amortissement de l'ossature correspond à la moyenne des amortissements calculés pour tous les cycles aux deux étages.

$$\zeta = \frac{\delta}{2\pi\sqrt{1+\left(\frac{\delta}{2\pi}\right)^2}} \qquad [6.1]$$

où $$\delta = \ln\left(\frac{x_n - x_{n+1}}{x_{n+2} - x_{n+3}}\right) \qquad [6.2]$$

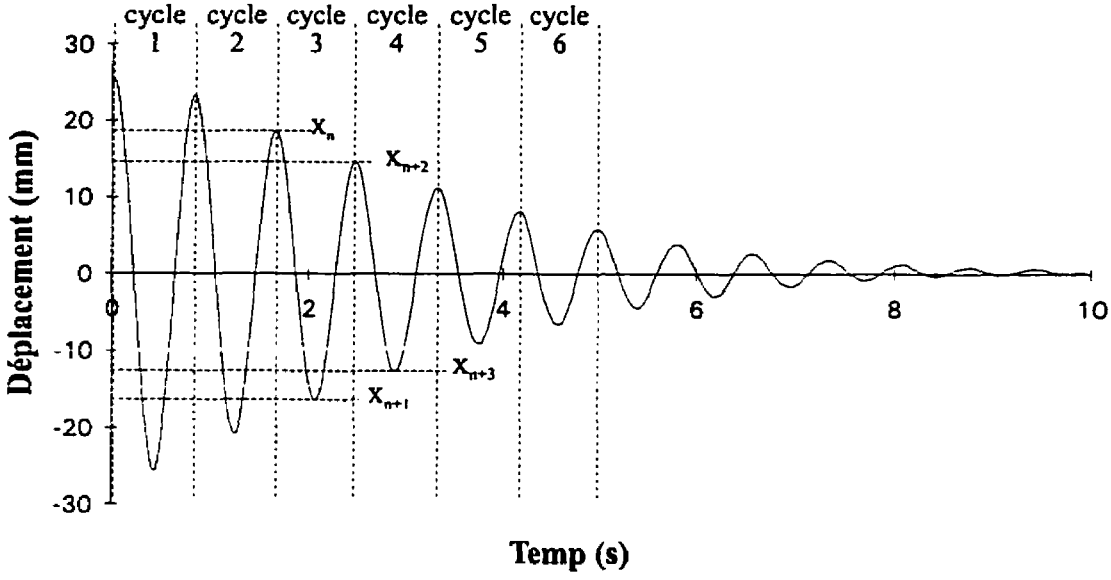


Figure 6.8 Évaluation de l'amortissement.

L'essai de vibrations libres permet également d'estimer le premier mode de déformation à l'aide des historiques de déplacements enregistrés. L'historique des déplacements du premier étage est normalisé par celui du deuxième étage. Alors, le

premier mode de déformation correspond à la moyenne des valeurs de l'historique normalisé.

6.6.3 Identification du champ de fissuration

Toutes les fissures apparentes après l'installation des blocs sont marquées à l'aide d'un crayon-feutre noir et reproduite sur un diagramme à l'échelle de l'ossature, pour la vue en plan seulement (face au nord). Le diagramme est donné à la figure 6.9. Le champ de fissuration causé par les charges statiques indique la présence d'efforts de flexion (plusieurs fissures perpendiculaires à la membrure) principalement dans les poutres. On observe grâce aux deux fissures diagonales au centre de la travée que la poutre ouest au toit a subi des efforts de torsion causés par l'installation du bloc de béton. Ces fissures se prolongeaient sur tous les autres côtés de la poutre. L'effort tranchant dans les poutres est visible grâce aux fissures en diagonale près des joints. Les poteaux sont peu sollicités par les charges statiques.

Après chaque simulation sismique, les nouvelles fissures et l'allongement des fissures déjà marquées sont identifiés avec des crayons-feutres de couleurs différentes: rouge pour l'intensité 1 et bleu pour l'intensité 2.

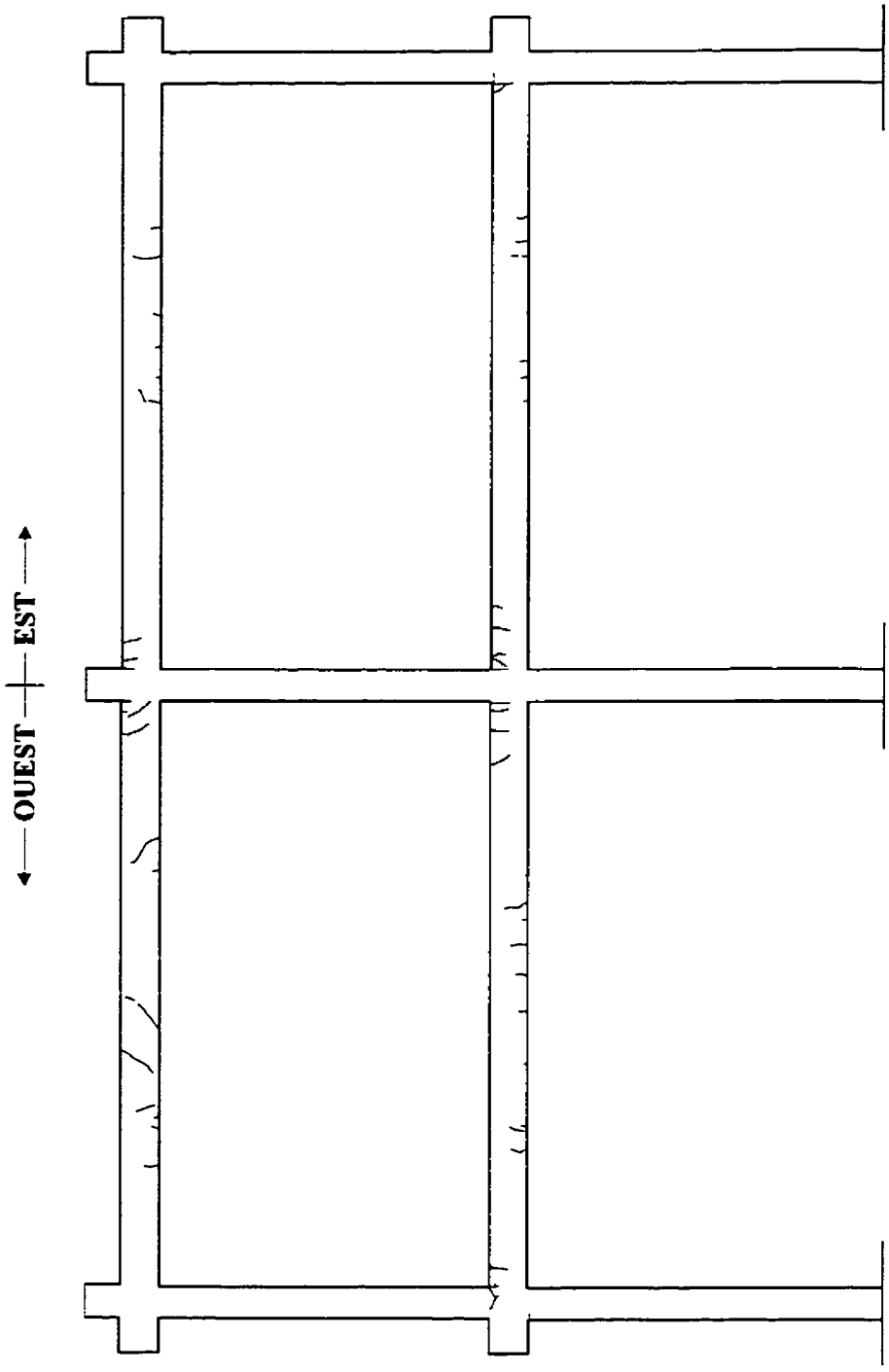


Figure 6.9 Champ de fissuration (chargement statique).

CHAPITRE 7
RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

7.1 Généralités

Dans ce chapitre, la performance de la table vibrante est vérifiée. Nous présentons tous les résultats expérimentaux des essais d'impact et de vibrations libres, ainsi que les résultats des simulations sismiques. Des observations générales sont faites sur le comportement de l'ossature.

Les historiques expérimentaux enregistrés par les systèmes d'acquisition de données sont filtrés à 7,5 Hz à l'aide du logiciel U2 (EDI, 1993). C'est-à-dire que toutes les fréquences supérieures à 7,5 Hz sont enlevées. Seuls les historiques de l'accélération de la table vibrante pour le séisme d'intensité 1 et 2 ne sont pas filtrés car ils sont utilisés pour les analyses non linéaires. Tous les historiques filtrés et celui de l'accélération de la table vibrante non filtré sont donnés à l'annexe E. La jauge électrique, située sur le poteau au joint extérieur sur la barre est-inférieure (voir figure 6.5), semble défectueuse et elle sera ignorée.

Durant tous les essais, l'ossature n'a jamais touché aux patins des supports latéraux. Donc, ces derniers n'ont pas eu d'influence sur le comportement sismique de l'ossature.

7.2 Performance de la table vibrante

À l'aide du logiciel RESAS (Sarrazin et Filiatrault, 1993), nous avons calculé les spectres d'accélération du séisme de Puget Sound (1949) pour l'intensité 1 et 2 (0,21 g et 0,42 g). Les spectres de la table vibrante sont aussi calculés avec RESAS à partir des

historiques enregistrés durant les essais. Ces spectres sont illustrés aux figures 7.1 et 7.2 pour chaque intensité.

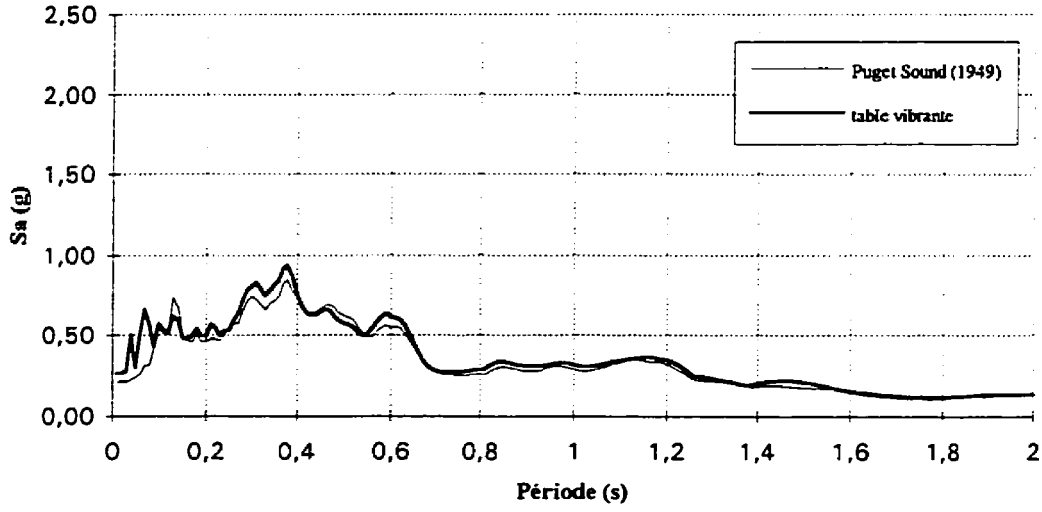


Figure 7.1 Spectre d'accélération de la table vibrante et de Puget Sound (1949) pour l'intensité 1 avec un amortissement critique de 5%.

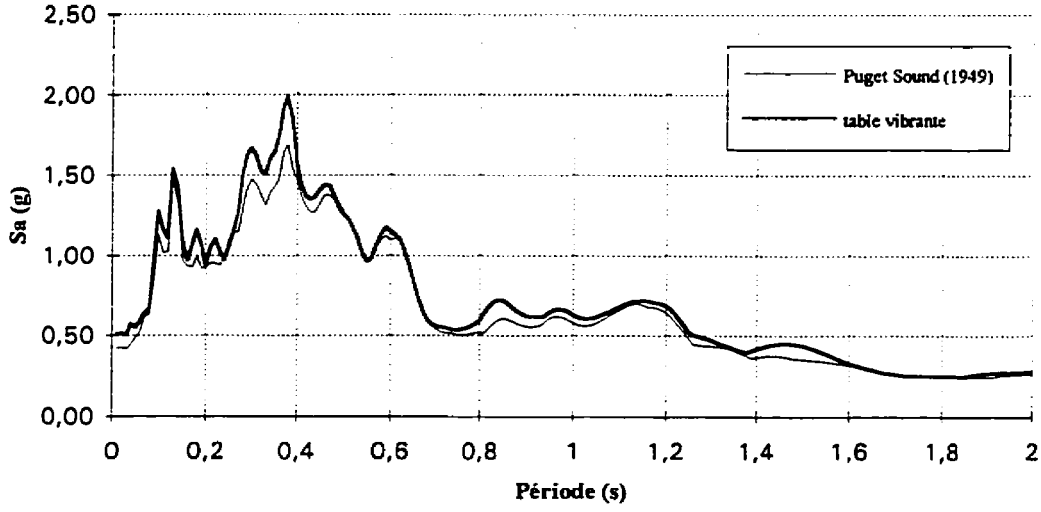


Figure 7.2 Spectre d'accélération de la table vibrante et de Puget Sound (1949) pour l'intensité 2 avec un amortissement critique de 5%.

La comparaison de ces spectres montre que le simulateur sismique a reproduit assez bien le séisme de Puget Sound (1949). On sait que lors de la simulation sismique, à cause de la détérioration de la rigidité de l'ossature, sa période fondamentale augmente. Puisque le premier mode de vibration de l'ossature prédomine sur les autres modes (participation de la masse modale à 87,4%), les spectres doivent concorder surtout pour des périodes supérieures à la première période fondamentale calculée de 0,43 seconde. D'ailleurs, avec les essais d'impact, nous avons évalué la première période fondamentale de l'ossature avant et après chaque simulation. Elle varie de 0,36 à 0,55 seconde pour l'intensité 1 et de 0,55 à 0,76 seconde pour l'intensité 2. Les modes supérieures de vibration sont négligeables.

Les deux spectres obtenus avec le séisme d'intensité 1 pour un intervalle entre 0,36 et 0,55 seconde ont une différence maximale de 16,6% et moyenne de 8,5%. Ceux obtenus avec l'intensité 2 pour un intervalle entre 0,55 et 0,76 seconde ont une différence maximale de 6,2% et moyenne de 2,8%.

7.3 Comportement global de l'ossature

Dans cette section, le comportement global de l'ossature est étudié. On traite principalement des déplacements maximums, des accélérations maximums, du cisaillement à la base, de la fissuration, de la formation des rotules plastiques et des courbures de certaines membrures obtenus des simulations sismiques. La variation de l'amortissement, de la rigidité et de la période est évalué à partir des essais d'impact et de vibrations libres. Les courbes d'hystérésis obtenues des essais sont présentées et analysées.

7.3.1 Déplacements maximums

Les déplacements horizontaux maximums relatifs et inter-étages sont calculés avec les historiques des déplacements absolus des deux étages et de la table vibrante. Les déplacements inter-étages sont aussi calculés en pourcentage de la hauteur de l'étage pour être comparés à la limite de 2% du CNBC (1995). Le tableau 7.1 donne les résultats des déplacements horizontaux maximums pour les deux simulations sismiques (intensité 1 et 2). Rappelons que la précision sur les déplacements est de ± 0,3 mm, donc pour les déplacements inter-étages en pourcentage, on a ± 0,02 %.

Tableau 7.1 Déplacements horizontaux maximums

Étage	Déplacement relatif (mm)	Déplacement inter-étage (mm)	Déplacement inter-étage (%)
Intensité 1			
2e	48,9	19,2	1,3
1er	29,7	29,7	2,0
Intensité 2			
2e	96,3	26,2	1,8
1er	70,1	70,1	4,7

Pour l'intensité 1, les déplacements relatifs indiquent que l'ossature se déforme principalement selon le premier mode de vibration, tel que prévu par le CNBC (1995). Les déplacements inter-étages sont inférieurs à la limite de 2%.

Pour l'intensité 2, il y a formation d'un mécanisme d'instabilité au premier étage. Le déplacement inter-étage maximal du premier étage est amplifié de 2,36 fois la valeur obtenue pour l'intensité 1. Alors que pour le deuxième étage, l'amplification est

seulement de 1,36. Au premier étage, la limite de 2% du CNBC (1995) est largement dépassée.

Les déplacements verticaux mesurés durant l'installation des blocs de béton sur les poutres sont additionnés à ceux obtenus durant l'intensité 1. Ensuite, les derniers déplacements verticaux (déplacements résiduels) obtenus de l'historique modifié de l'intensité 1 (statique + dynamique) sont additionnés à l'historique des déplacements de l'intensité 2. Rappelons que les déplacements ont été mesurés au 1/3 et au 2/3 de la portée des deux poutres à l'est et à l'ouest (la portée de la poutre est calculée de l'est à l'ouest). Le tableau 7.2 donne les valeurs de déplacement vertical maximal statique, résiduel, dynamique et total.

Tableau 7.2 Déplacements verticaux maximaux

Intensité 1			
Position sur les poutres à l'étage	**Déplacement statique (mm)**	**Déplacement dynamique (mm)**	**Déplacement total (mm)**
au 1/3 côté est	-2,65	-0,93	-3,58
au 2/3 côté est	-2,20	-1,42	-3,62
au 1/3 côté ouest	-1,58	-1,71	-3,29
au 2/3 côté ouest	-2,16	-0,74	-2,90
Intensité 2			
Position sur les poutres à l'étage	**Déplacement résiduel (mm)**	**Déplacement dynamique (mm)**	**Déplacement total (mm)**
au 1/3 côté est	-3,54	-3,10	-6,64
au 2/3 côté est	-3,22	-5,96	-9,18
au 1/3 côté ouest	-2,42	-5,69	-8,11
au 2/3 côté ouest	-2,82	-2,75	-5,57

Le CNBC (1995) recommande d'avoir une flèche plus petite que l/360; l étant la longueur de la portée de la poutre. Dans notre cas, la flèche maximale devrait être plus petite que 2500 mm / 360 = 6,94 mm. Ce critère est respecté pour l'intensité 1, car les flèches mesurées sont en moyenne de 48% de la valeur permise. La flèche maximale durant l'intensité 1 ne peut pas être du double de celles mesurées au 1/3 et au 2/3 de la portée des poutres à l'étage. Tandis que pour l'intensité 2, les flèches mesurées à deux endroits dépassent la valeur permise respectivement de 32% et de 17%.

7.3.2 Accélérations maximales

Les accélérations absolues horizontales maximales enregistrées durant chaque simulation sont données en valeur absolue au tableau 7.3.

Tableau 7.3 Accélérations absolues horizontales maximales

Position	Accélération (g)	
	Intensité 1	Intensité 2
2e étage	0,63	0,77
1er étage	0,36	0,59
Table vibrante	0,24	0,48

Les accélérations produites par la table vibrante sont légèrement plus élevées (14%) que ceux prévues: accélérations maximales de 0,21 g et 0,42 g. Pour l'intensité 1, on remarque une amplification au deuxième étage de l'accélération de la table vibrante de 2,625. Alors que pour l'intensité 2, l'amplification n'est que de 1,604. Cette diminution est due à l'augmentation de l'amortissement causé par la plastification et la fissuration des membrures de l'ossature.

7.3.3 Cisaillement maximal à la base

L'historique du cisaillement à la base est calculé en faisant la somme des historiques des forces d'inertie au toit et à l'étage. Les forces d'inertie sont obtenues en multipliant la masse des blocs de béton pour un étage par la valeur de l'accélération à cette étage. Le tableau 7.4 donne le cisaillement maximal à la base pour l'intensité 1 et 2. Ces valeurs peuvent être comparées à celle calculée au chapitre 4 selon le CNBC (1995): V_e = 58,09 kN. Cependant, V_e est deux fois plus grand pour l'intensité 2. Le cisaillement obtenu des simulations sismiques doit être multiplié par le coefficient R = 2 pour correspondre à un système élastique. On obtient un cisaillement à la base plus élevé que V_e pour l'intensité 1 et plus faible pour l'intensité 2, avec une différence respectivement de 28% et 23%. Ces différences ne sont pas très importantes, si l'on considère l'accélération de la table vibrante plus élevé de 14%.

Tableau 7.4 Cisaillement maximal à la base

Intensité	Cisaillement maximal à la base (kN)
1	37,22
2	44,45

7.3.4 Fissuration

Le champ de fissuration nous renseigne sur la dispersion des efforts dans les éléments de l'ossature et sur la longueur maximale des rotules plastiques. Le béton étant faible en traction, l'orientation des fissures indique la direction des efforts de tension. On reconnaît ainsi les efforts de cisaillement (fissure en diagonale), les efforts de flexion (concentration de quelques fissures perpendiculaires aux membrures) et les pertes d'adhérence du béton aux barres (large fissure perpendiculaire aux membrures).

Les figures 7.3 et 7.4 illustrent le diagramme de fissuration tracé après chaque simulation sismique. Le champ de fissuration obtenu du chargement statique a été discuté à la section 6.6.3. Mais l'étude de celui obtenu de l'intensité 1 et 2, nous permet de tirer les conclusions suivantes.

L'ossature n'a pas subit beaucoup de dommage durant le séisme d'intensité 1. Les efforts de flexion se sont concentrés principalement dans les poutres près des joints et à la base des poteaux près de la poutre de fondation. Les éléments (poutres et poteaux) du premier étage sont beaucoup plus fissurés que ceux du deuxième étage. Les trois poteaux ayant environ la même rigidité ont repris chacun le même degré d'effort. La concentration des fissures de flexion confirme que la longueur des rotules plastiques est inférieure à d/2 et qu'elles se produisent près des joints. Les fissures diagonales dans les joints poteaux-poutres à l'étage indiquent la présence d'effort de cisaillement très élevé. Elles semblent traversées les joints au complet.

Par contre, l'ossature a été très endommagé durant l'intensité 2. Elle paraît instable sous les charges statiques. Les poteaux au premier étage ont repris beaucoup d'efforts de flexion, contrairement aux poutres qui sont à peine plus fissurées que lors de la première simulation sismique. Une concentration de fissures de flexion est observée sur les poteaux à leur base près de la poutre de fondation. Les poteaux du premier étages ont une fissure importante traversant leur section près des joints. Les joints se sont détériorés sévèrement durant la deuxième simulation sismique. Ils ne semblent plus être en mesure de transmettre adéquatement les efforts de flexion d'un élément à l'autre. Le champ de fissuration indique encore que les rotules plastiques sont localisées près des joints avec une longueur inférieure à d/2.

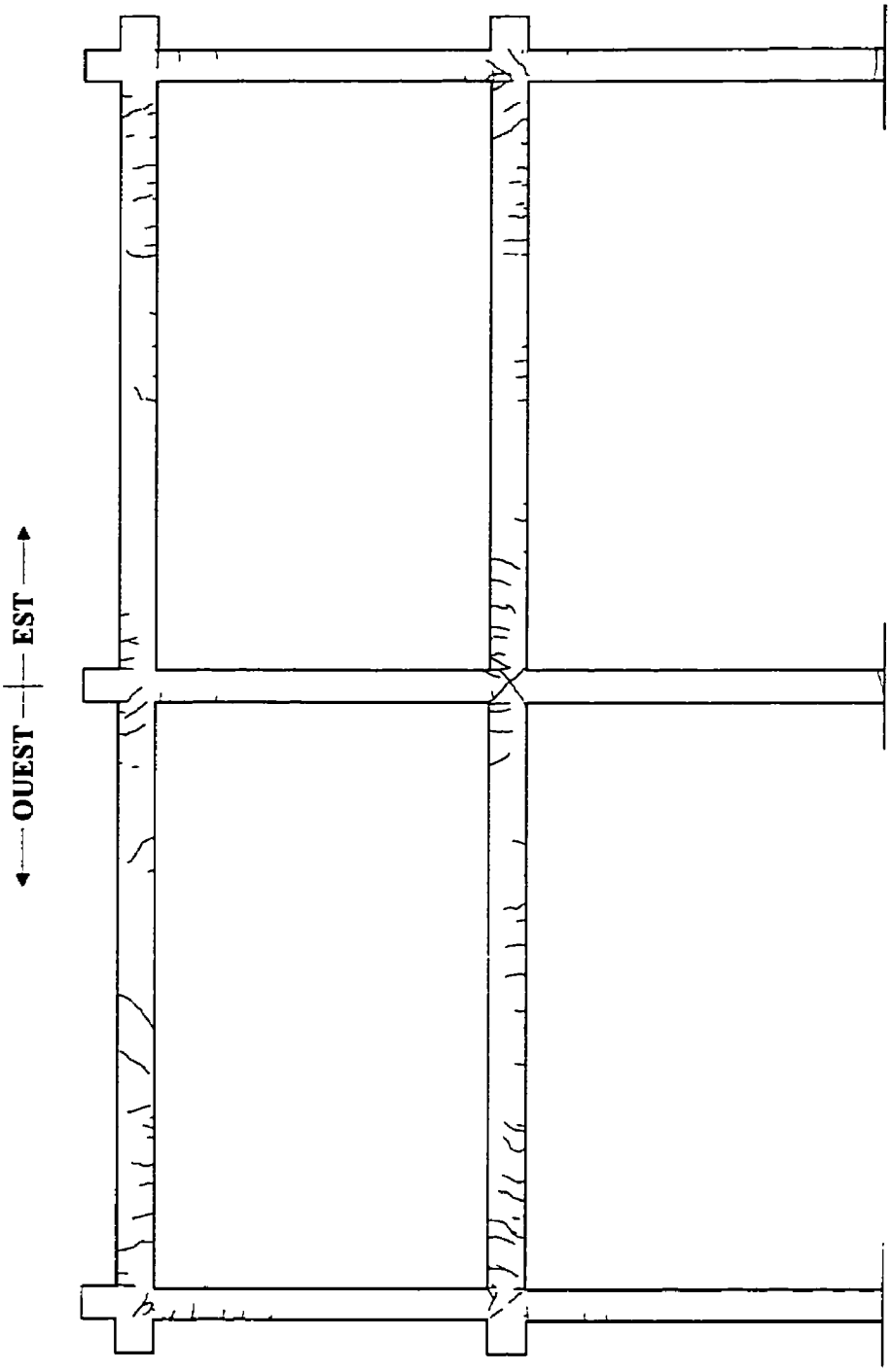


Figure 7.3 Champ de fissuration (intensité 1).

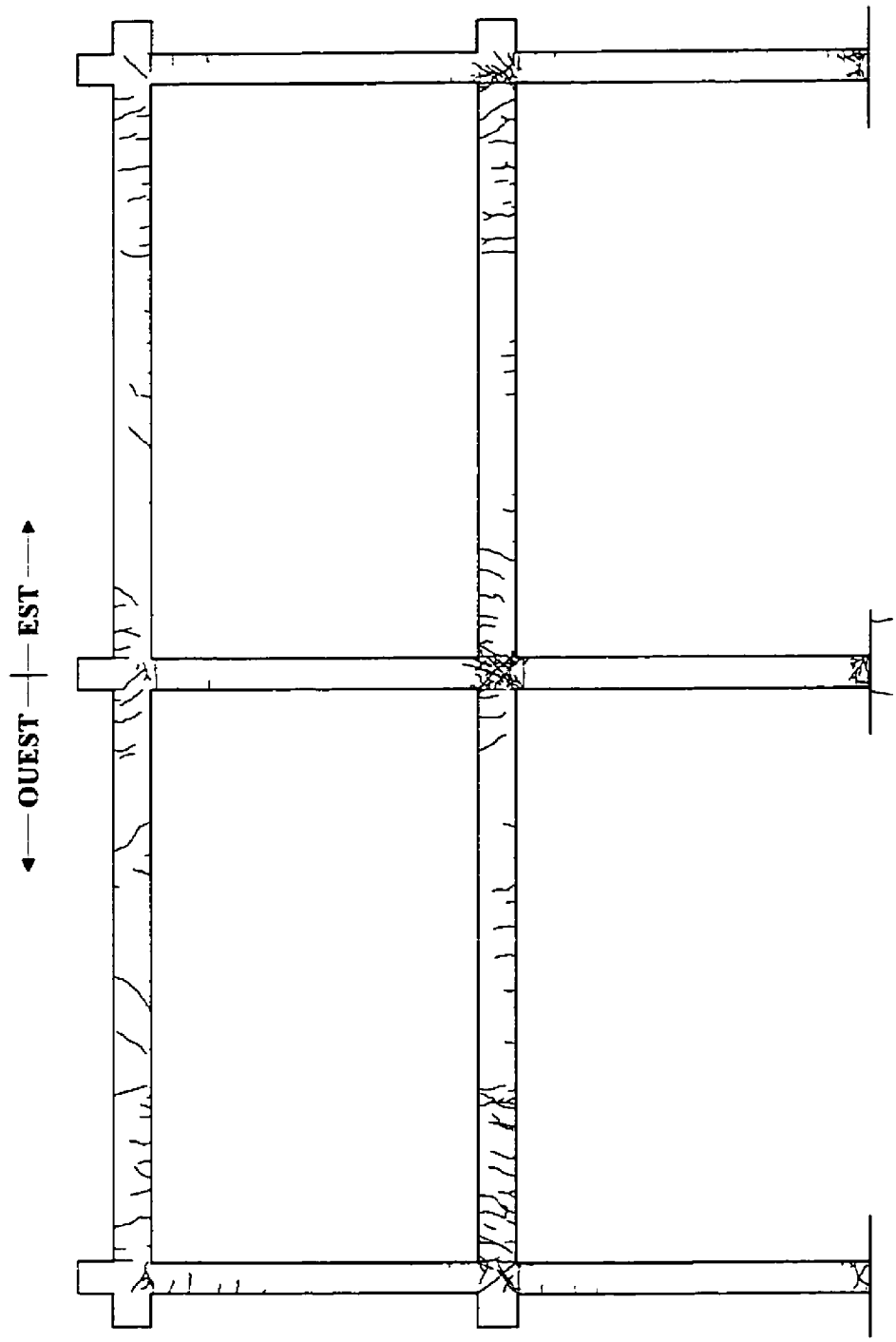
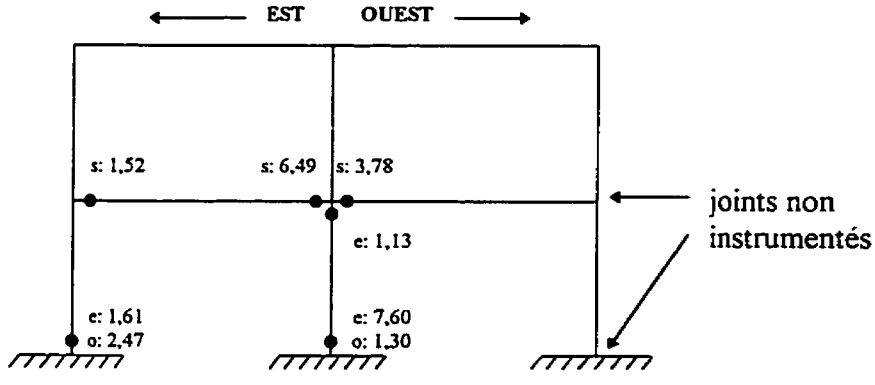


Figure 7.4 Champ de fissuration (intensité 2).

7.3.5 Rotules plastiques et courbures

La plastification des armatures longitudinales est déterminée à partir des historiques des déformations mesurées par les jauges électriques. Les historiques de l'intensité 1 sont ajustés en additionnant la déformation initiale (charge statique) mesurée avec le système d'acquisition portatif lors du montage. Tandis que ceux de l'intensité 2 sont ajustés en additionnant la déformation résiduelle à la fin de la première simulation sismique en plus de la déformation initiale. Les déformations initiales sont données à l'annexe E. Nous avons mesuré la déformation plastique (ε_p = 1950 $\mu\varepsilon$) des armatures longitudinales au chapitre 5. Donc, il y a plastification de l'acier pour toute déformation supérieure à cette valeur. De plus, puisque ces déformations sont dues à des efforts de flexion, on confirme la formation d'une rotule plastique dans la région de la lecture de la jauge. La formation des rotules plastiques dans l'ossature est illustrée à la figure 7.5 pour l'intensité 1 et à la figure 7.6 pour l'intensité 2.



Légende : 7,60 = $\frac{\text{tension dans l'armature longitudunale } (\mu\varepsilon)}{1950\ \mu\varepsilon}$

s = supérieure, i = inférieure, e = est, o = ouest

Figure 7.5 Formation des rotules plastiques dans l'ossature durant l'intensité 1.

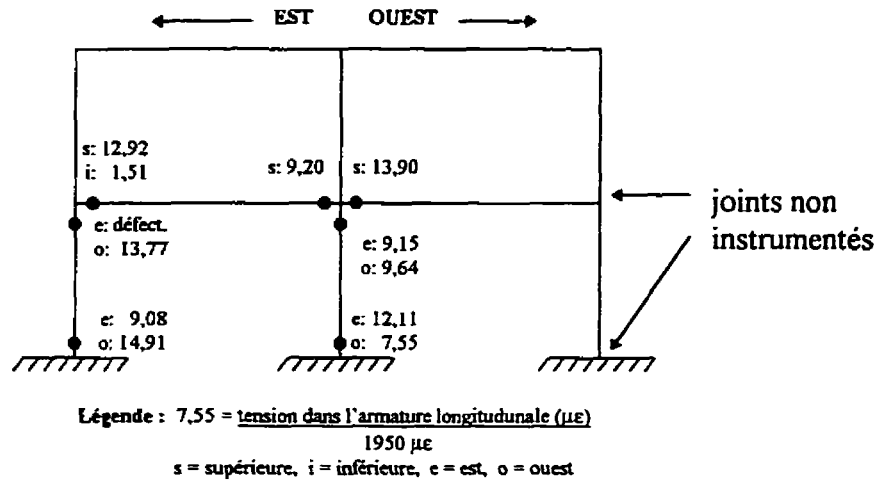


Figure 7.6 Formation des rotules plastiques dans l'ossature durant l'intensité 2.

Pour la première simulation sismique, la répartition des rotules plastiques dans l'ossature correspond à un comportement sismique souhaitable tel que présenté à l'introduction. C'est-à-dire, la formation des rotules plastiques dans les poutres et à la base des poteaux. De plus, la plastification des armatures longitudinales n'est pas très élevée limitant ainsi les déformations de l'ossature.

Pour la deuxième simulation, cependant, la formation de rotules plastiques aux deux extrémités des poteaux produit un mécanisme d'instabilité au premier étage tel que discuté à l'introduction. On assume que le poteau extérieur à l'ouest est sollicité de la même manière que celui de l'est, ce qui est confirmé par l'observation du champ de fissuration de l'ossature. L'ampleur de la plastification des armatures cause de grands déplacements au premier étage.

Le calcul des courbures à une section des membrures à l'aide des déformations des jauges s'avère incohérent. Certaines courbures calculées ne correspondent pas à ce qui est observé durant le visionnage des simulations sismiques. C'est-à-dire, nous avons

observé que les poteaux ont courbé dans les deux directions de la même manière, alors que les calculs nous indiquent qu'ils auraient courbés uniquement vers l'ouest. Nous supposons qu'il y a eu glissement des barres longitudinales. D'ailleurs, les crénelures des armatures longitudinales ont été usinées à la position des jauges et celles-ci étaient recouvertes d'un mastic de protection. L'adhérence entre le béton et l'armature est réduite dans cette région. Donc, les courbures obtenues à partir des jauges de déformation ont été ignorées.

Par contre, les instruments mécaniques de lecture de courbures ont bien fonctionné. En plus de fournir les mesures des courbures données au tableau 7.5, ils donnent un indice de la longueur des rotules plastiques. Seuls les premiers instruments sur les poteaux ont tracés des déplacements (sur une distance de 75 mm ≈ 0,71d). La longueur des rotules plastiques des poutres est inférieure à d/2 selon ces appareils.

Tableau 7.5 Courbures maximales obtenues des instruments mécaniques

Position	Courbure maximale (m^{-1})
Intensité 1	
Base du poteau central, courbe vers l'ouest	0,258 ± 0,038
Base du poteau central, courbe vers l'est	0,175 ± 0,038
Base du poteau extérieur, courbe vers l'ouest	0,193 ± 0,038
Base du poteau extérieur, courbe vers l'est	0,157 ± 0,038
Intensité 2	
Base du poteau central, courbe vers l'ouest	0,423 ± 0,038
Base du poteau central, courbe vers l'est	0,412 ± 0,038
Base du poteau extérieur, courbe vers l'ouest	0,503 ± 0,038
Base du poteau extérieur, courbe vers l'est	0,491 ± 0,038

Rappelons que ces instruments ont été dimensionnés pour réagir à des déformations moyennes supérieures à la plastification.

Malgré la faible précision des valeurs obtenues, on constate que les poteaux ont courbés dans les deux directions tel qu'observé durant le visionnage. Au chapitre 8, nous estimerons le moment ultime atteint dans les poteaux à l'aide des courbures mesurées.

7.3.6 Variation de l'amortissement, de la rigidité et de la période

Nous avons déterminé la première période naturelle, l'amortissement visqueux équivalent et le premier mode de vibration de l'ossature à l'aide des essais d'impact et de vibrations libres tel que mentionné au chapitre précédent. Le tableau 7.6 donne les résultats de ces essais.

Tableau 7.6 Résultats des essais d'impact et de vibrations libres

Condition	Première période naturelle (s)	Amortissement visqueux équivalent (%)	Premier mode de vibration	
			1er étage	2e étage
charges statiques	0,36	3,26	0,553	1
charges statiques + intensité 1	0,55	3,71	0,613	1
charges statiques + intensité 2	0,76	4,20	0,603	1

Dans les analyses dynamiques élastiques du chapitre 4, nous avions trouvé une première période naturelle égale à 0,43 seconde calculé avec une section fissurée. Les résultats expérimentaux sont cohérents puisque T_1 = 0,36 seconde correspond à l'ossature à peine fissurée (surtout les poutres) et T_1 = 0,55 seconde correspond à l'ossature très fissurée. La figure 7.7 illustre la variation de la première période naturelle de l'ossature.

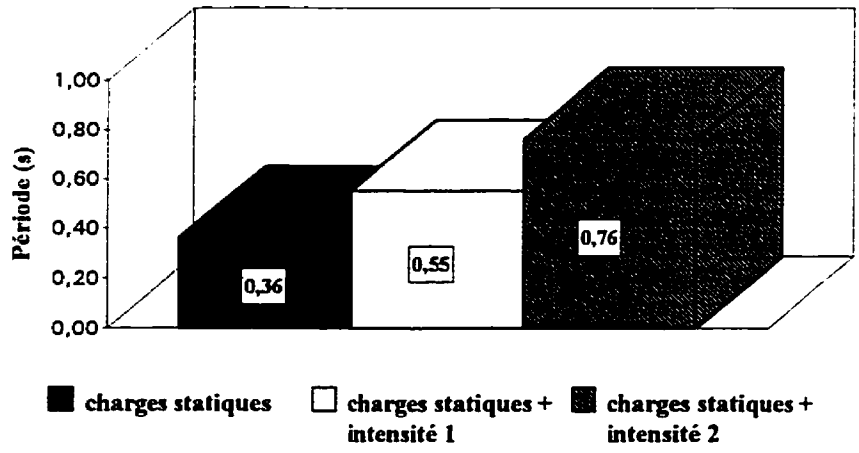


Figure 7.7 Histogramme de la période de vibration versus le chargement.

Puisqu'on connaît la masse totale appliquée sur l'ossature, il est possible de déterminer la variation de la rigidité avec la relation suivante:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow k = \frac{m \cdot T^2}{4\pi^2} \qquad [7.1]$$

La variation de la rigidité est illustrée à la figure 7.8. L'ossature subit une grande perte de rigidité après chaque simulation. Sa rigidité après la première simulation est 2,38 fois plus petite que la rigidité initiale et après la deuxième simulation, elle est 4,46 fois plus petite. Cette perte de rigidité importante peut entraîner une instabilité de l'ossature sous les charges statiques (effets P-Δ).

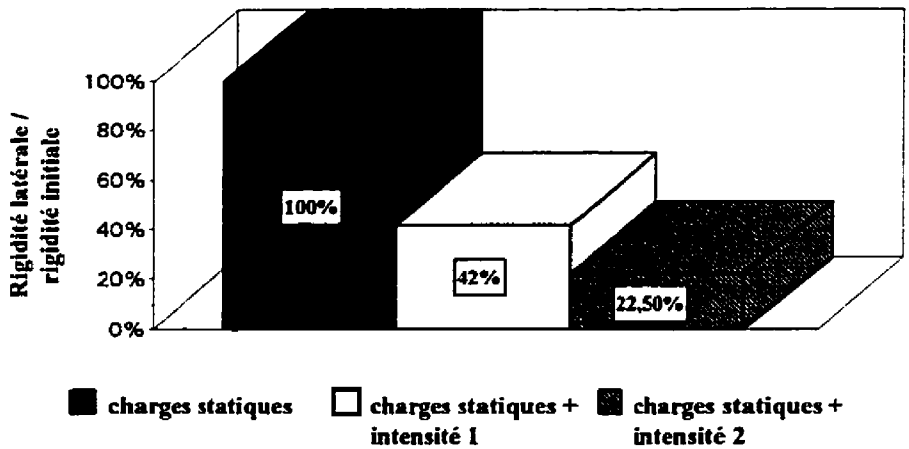


Figure 7.8 Histogramme de la rigidité latérale versus le chargement.

Durant les essais de vibrations libres, nous avons observé que l'amortissement de l'ossature augmente avec l'augmentation de la fissuration des membrures. De plus, l'amortissement diminue avec l'augmentation des déplacements puisque la friction inter-granulaire est diminuée par l'ouverture plus grande des fissures. Nous avons calculé l'amortissement visqueux équivalent moyen pour des déplacements au toit décroissants de 25 mm à environ 5mm. Durant les simulations, l'amortissement peut être légèrement plus faible puisque les déplacements sont plus importants. Donc, un amortissement de 3% pour le béton armé serait un choix sécuritaire pour le calcul parasismique. La variation de l'amortissement visqueux équivalent avant et après chaque simulation est illustrée à la figure 7.9.

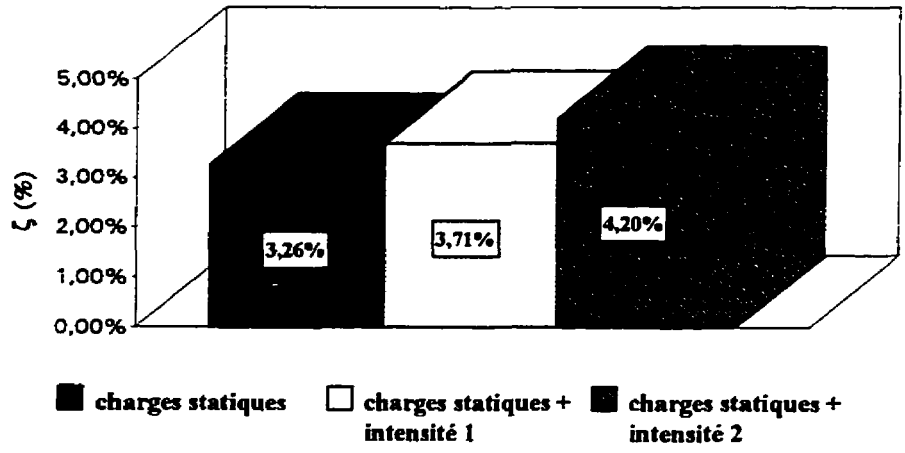


Figure 7.9 Histogramme de l'amortissement visqueux équivalent versus le chargement.

Finalement, les modes de vibration calculés à partir des essais de vibrations libres (0,55; 0,61; 0,60) concordent assez bien avec le premier mode de vibration utilisé pour le calcul statique du CNBC (1995) qui est de 7,78 kN / 11,48 kN = 0,68.

7.3.7 Courbes d'hystérésis (cisaillement - déplacement inter-étage)

Les courbes d'hystérésis du cisaillement à l'étage versus le déplacement inter-étage obtenues des deux simulations sismiques sont illustrées aux figure 7.10 à 7.13 pour les 30 premières secondes (les plus grandes sollicitations). Sur les hystérésis de l'intensité 1, on peut observer qu'il y a eu une perte soudaine de rigidité. Les boucles d'hystérésis sont orientées selon deux pentes principales. Le visionnage de la simulation sismique révèle que cette perte de rigidité coïncide avec les accélérations maximales et avec l'apparition de grandes fissures diagonales dans les joints. L'étude du champ de fissuration permet de conclure que le changement soudain de rigidité est causé par la détérioration des joints. Outre cette observation, les hystérésis indiquent une bonne

dissipation d'énergie, peu de pincement et une faible dégradation de la rigidité qui sont des caractéristiques d'un bon comportement sismique.

Les hystérésis de l'intensité 2 révèlent un moins bon comportement. Il y a une bonne dissipation d'énergie à cause de la plastification et de la fissuration des membrures de l'ossature. Par contre, on remarque une dégradation de la rigidité plus élevée et une tendance au pincement, en particulier au premier étage (formation du mécanisme d'instabilité).

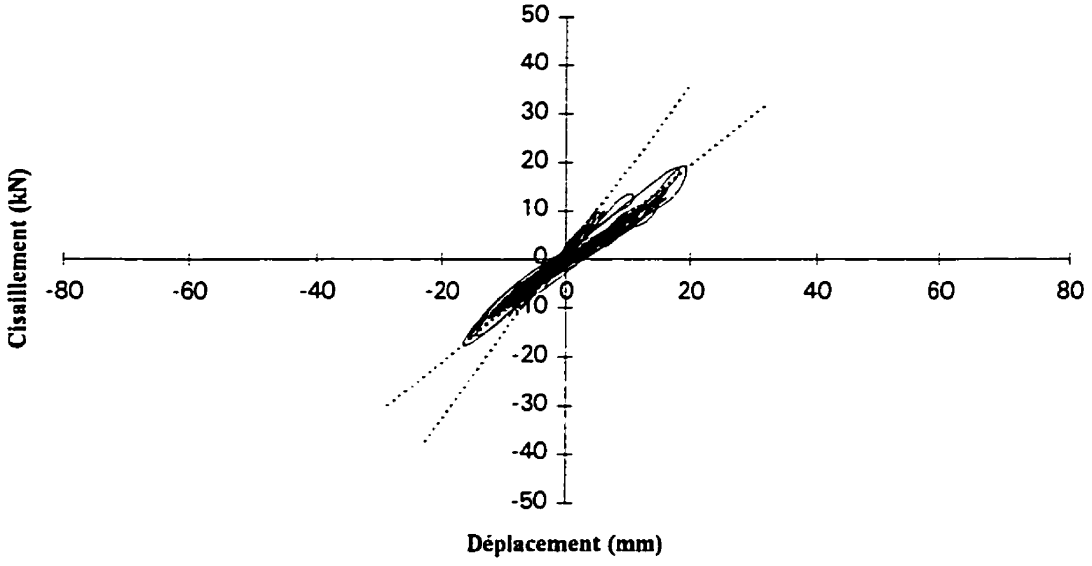


Figure 7.10 : Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1)

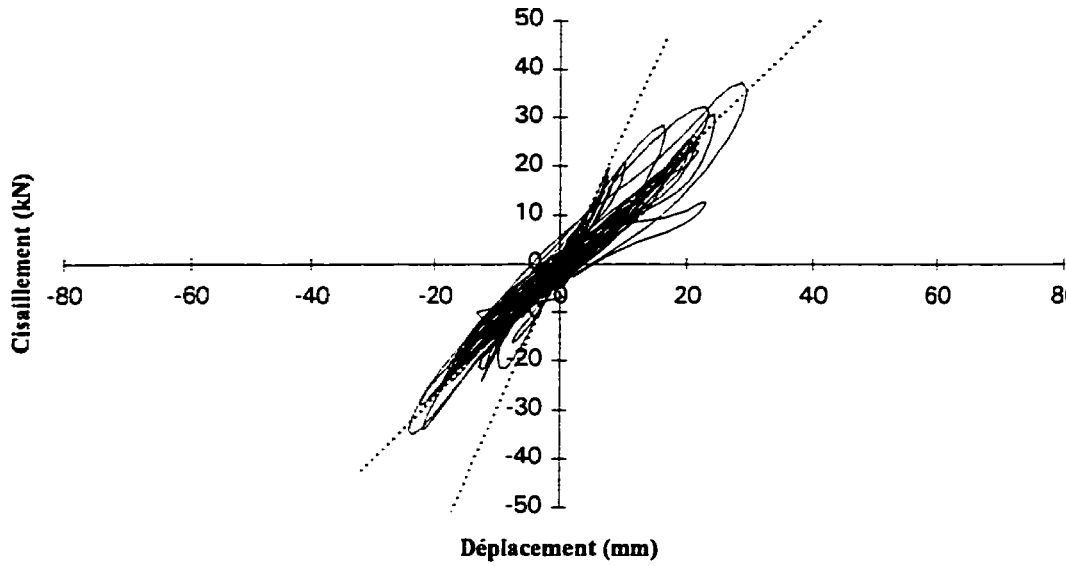


Figure 7.11 : Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1)

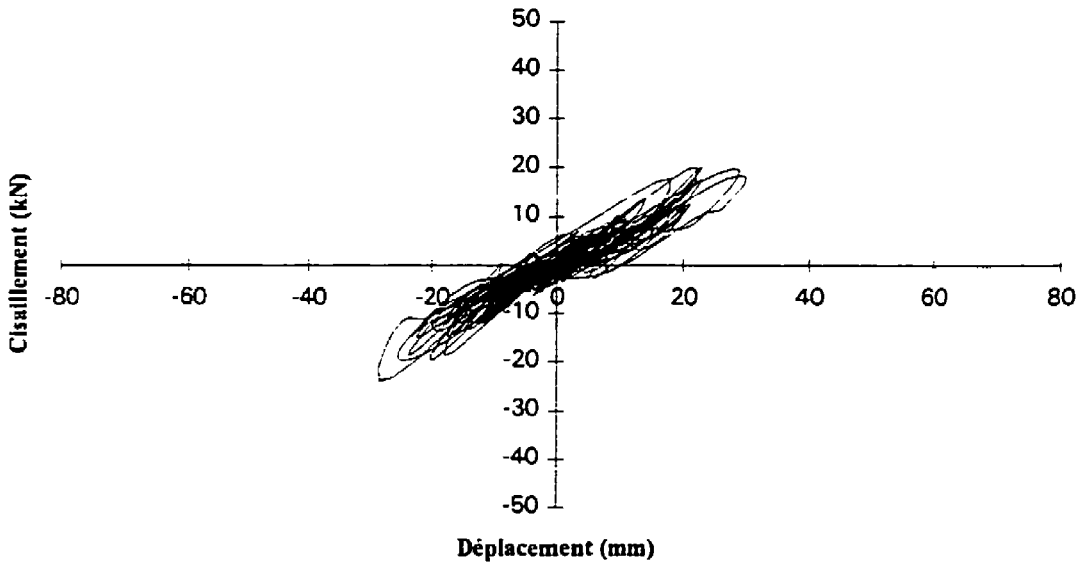


Figure 7.12 : Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2)

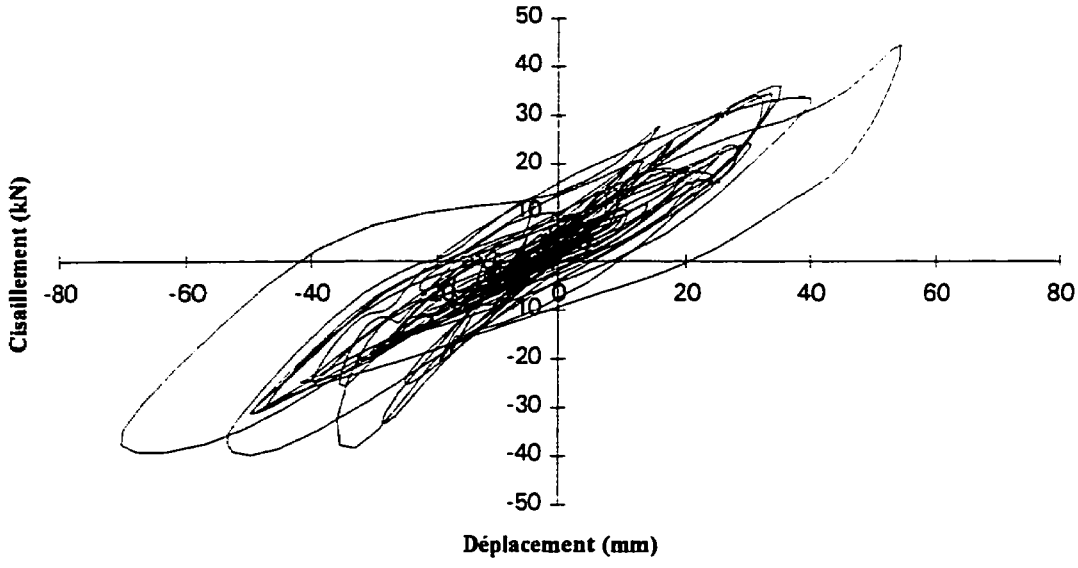


Figure 7.13 : Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2)

7.3.8 Discussion

Priestley (1995) indique la possibilité de la formation d'un mécanisme d'instabilité dans les poteaux d'une ossature à un étage donné, si le coefficient de potentiel d'instabilité (S_p) d'un étage est supérieur à 0,85. S_p est calculé avec l'équation suivante:

$$S_p = \frac{\sum_{i=1}^{j}(\Sigma M_{Bn,i}) + \sum_{i=1}^{j}(\Sigma M_{Bn+1,i})}{\sum_{i=1}^{j}(\Sigma M_{Cn,i}) + \sum_{i=1}^{j}(\Sigma M_{Cn+1,i})} \qquad [7.2]$$

où $\Sigma M_{B\,n,i}$ = Sommation des moments nominaux des poutres (droite + gauche) au centroïde du joint i, au niveau n.

$\Sigma M_{C\ n,i}$ = Sommation des moments nominaux des poteaux (au dessus et en dessous) au centroïde du joint i, au niveau n.

En considérant les charges statiques pour déterminer les moments nominaux dans les poteaux, on obtient S_p = 0,87 pour le premier étage et S_p = 1,07 pour le deuxième étage.

Suite à l'analyse des résultats expérimentaux, malgré la conception de l'ossature selon « poutres fortes et poteaux faibles » et la valeur du coefficient S_p supérieure à 0,85, nous pouvons conclure que l'ossature à ductilité nominale s'est bien comportée durant le séisme de calcul (intensité 1). On a obtenu un des modes de rupture souhaitable, c'est-à-dire la formation des rotules plastiques dans les poutres et à la base des poteaux, ainsi que la fissuration des éléments de l'ossature, principalement dans les joints et les poutres. Toutefois, ce type d'ossature a montré une certaine faiblesse au niveau des joints causant une perte soudaine de rigidité.

Par contre, lors de la deuxième simulation sismique, nous avons observé la formation d'un mécanisme d'instabilité dans les poteaux du premier étage pouvant entraîner l'effondrement de l'ossature. Des rotules plastiques se sont formées dans les poteaux du premier étage près des joints. Ce mécanisme a causé un déplacement horizontal inter-étage et des déplacements verticaux au premier étage beaucoup trop élevés. Les éléments architecturaux d'un bâtiment seraient probablement très endommagés ou détruit suite à de tels déplacements. La vie des occupants d'un tel bâtiment serait mise en danger. Il y a eu une fissuration et une détérioration excessives du béton des joints et des poteaux. L'ossature semble instable sous les charges statiques, une faible charge latérale serait suffisante pour causer l'effondrement de la structure.

Aussi, Priestley (1995) détermine la longueur possible d'une rotule plastique (l_p) dans une poutre avec l'équation suivante:

$$l_p = 0{,}08 l_i + 0{,}022 f_{ya} d_{bl} \qquad [7.3]$$

où l_i : la distance entre la face du joint et le point d'inflexion

f_{ya} : la limite élastique de l'armature longitudinale

d_{bl} : le diamètre des barres longitudinales

Le premier et le second terme donne respectivement la longueur de la rotule plastique qui se forme dans la poutre à l'extérieur et à l'intérieur du joint. Pour l'ossature à l'étude, on obtient pour la poutre à l'étage un l_p = 94,8 + 99,44 = 194,24 mm. Donc, on aurait une longueur de rotule plastique extérieure au joint égale à 0,70d. Cette valeur est sécuritaire comparativement à celles obtenues durant les essais (inférieures à 0,5d). La formule donne une longueur de rotule plastique à l'intérieure du joint très élevé par rapport aux dimensions des joints. Cette valeur peut être erronée à cause des effets d'échelle. L'équation est empirique et elle doit découler de résultats obtenus à partir d'essais en grandeur réelle.

CHAPITRE 8
MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE L'OSSATURE

8.1 Introduction

Dans ce chapitre, le comportement sismique de l'ossature à ductilité nominale est étudié en détail. Les relations moment-courbure des différentes sections des membrures de l'ossature sont calculées. Elles sont utilisées pour une évaluation du moment maximal atteint dans les membrures durant les essais, ainsi que pour une modélisation numérique plus raffinée de l'ossature.

Des analyses non linéaires sont effectuées à l'aide du logiciel RUAUMOKO (Carr, 1995) pour deux modèles. Le premier modèle (modèle initial) est relativement simple à développer. Il peut être utilisé pour la conception et le dimensionnement des bâtiments par les ingénieurs de la pratique. Le deuxième modèle (modèle final) est plus complexe. Il est basé sur les résultats expérimentaux obtenus des deux simulations sismiques en laboratoire. On utilise le modèle final pour comprendre et simuler de façon réaliste le comportement sismique de l'ossature. Ce type de modèle est utilisé principalement pour des expertises ou de la recherche. Les résultats finaux des analyses non linéaires des deux modèles sont comparés à ceux obtenus lors des essais sur table vibrante.

8.2 Calcul des relations moment-courbure

Les relations moment-courbure des membrures sont simplifiées par un modèle trilinéaire défini par trois points tel qu'illustré à la figure 8.1. Le point A représente la limite élastique de la section complète avec la plastification de l'acier tendu (f_y). Le point B correspond à la condition ultime lorsque le béton atteint une déformation en

compression de 0,0035 (écaillement du recouvrement). Finalement, le point C est la condition ultime lorsque le béton du noyau confiné atteint la déformation ultime en compression (ε_{cu}) du béton confiné.

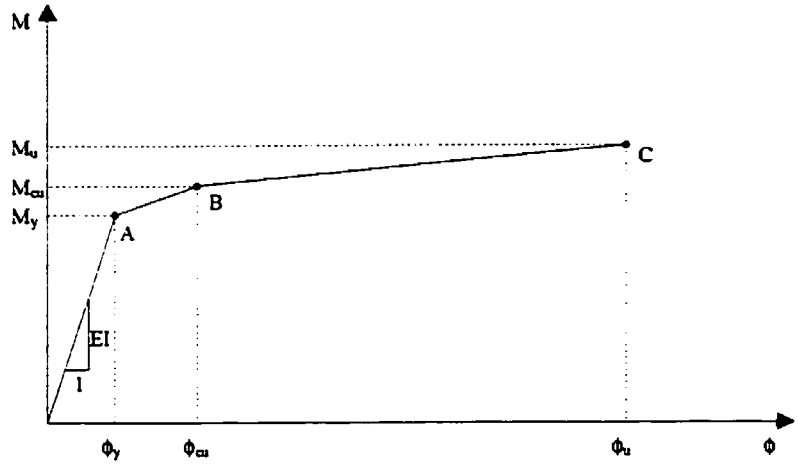


Figure 8.1 Modèle trilinéaire de la relation moment-courbure des membrures.

Nous utilisons le logiciel RESPONSE pour calculer les coordonnées des points A et B. Les propriétés utilisées dans les calculs sont celles données au chapitre 5. L'effet du confinement produit par l'armature transversale est pris en considération dans le calcul du moment ultime. Le modèle contrainte-déformation (f_c-ε_c) du béton comprimé proposé par Park et al. (1982) est simplifié par le modèle bilinéaire illustré à la figure 8.2.

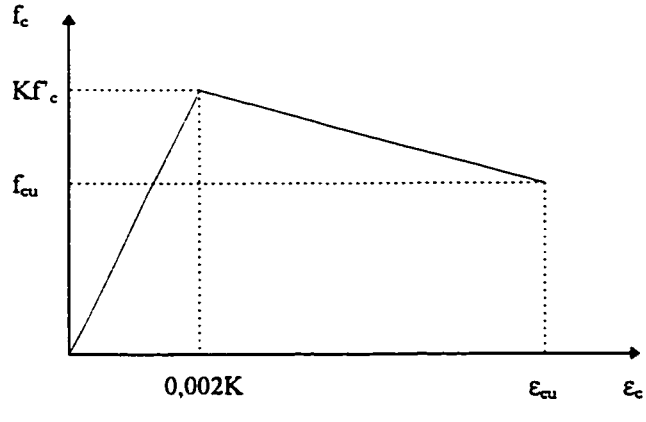


Figure 8.2 Simplification du modèle de Park et al. (1982).

Selon ce modèle simplifié, la contrainte dans le béton (f_c) est donnée par les équations suivante:

$$f_c = \frac{f'_c}{0{,}002}\varepsilon_c \quad \text{pour } \varepsilon_c \leq 0{,}002K \qquad [8.1]$$

$$f_c = \frac{(f_{cu} - Kf'_c)\varepsilon_c + (Kf'_c\,\varepsilon_{cu} - 0{,}002Kf_{cu})}{\varepsilon_{cu} - 0{,}002K} \quad \text{pour } 0{,}002K < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \qquad [8.2]$$

$$\text{Avec:} \quad K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \qquad [8.3]$$

où ρ_s : rapport du volume d'armature au volume de béton confiné (volume du noyau)

f_{yh} : limite élastique de l'armature transversale (MPa)

La contrainte ultime (f_{cu}) dans le béton est donnée par :

$$f_{cu} = Kf'_c\left(1 - Z_m(\varepsilon_{cu} - 0{,}002K)\right) \qquad [8.4]$$

$$\text{Avec:} \quad Z_m = \frac{0{,}5}{\left(\frac{3 + 0{,}29f'_c}{145f'_c - 1000}\right) + 0{,}75\rho_s\sqrt{\frac{h_m}{s}} - 0{,}002K} \qquad [8.5]$$

où s : espacement des frettes

h_m : dimension de la membrure perpendiculaire à l'axe de flexion

La déformation ultime du béton comprimé (ε_{cu}), confiné par des frettes rectangulaires, est calculée avec l'équation proposée par W.G. Corley (1966).

$$\varepsilon_{cu} = 0{,}003 + 0{,}02\frac{b}{l_c} + \left(\frac{\rho_{hc} \cdot f_{yh}}{138}\right)^2 \qquad [8.6]$$

où l_c : distance entre la section critique (moment maximum) et le point d'inflexion (moment nul)

ρ_{hc} : rapport du volume d'armature de confinement incluant l'armature comprimée au volume de béton confiné (volume du noyau)

b : largeur totale de la section

Les relations moment-courbure, en flexion positive et négative, sont construites pour chaque section différente des poteaux et des poutres de l'ossature. Ces relations pour les poteaux sont calculées pour le chargement axial statique. Les résultats de RESPONSE, ainsi que le détail des calculs de M_u et de ϕ_u sont donnés à l'annexe F. Les figures 8.3 et 8.4 illustrent les relations moment-courbure obtenues.

À l'aide des valeurs de courbures mesurées avec les instruments mécaniques de lecture (voir tableau 7.5) et des relations de la figure 8.4, nous pouvons estimer le moment maximal atteint à la base des poteaux tel que montré au tableau 8.1.

Tableau 8.1 Estimé des moments maximaux atteints à la base des poteaux

Position	Moment (kNm)
Intensité 1	
Base du poteau central, courbe vers l'ouest	10,30 ± 0,03
Base du poteau central, courbe vers l'est	10,37 ± 0,03
Base du poteau extérieur, courbe vers l'ouest	9,49 ± 0,05
Base du poteau extérieur, courbe vers l'est	9,44 ± 0,05
Intensité 2	
Base du poteau central, courbe vers l'ouest	*10,16 ± 0,03
Base du poteau central, courbe vers l'est	*10,16 ± 0,03
Base du poteau extérieur, courbe vers l'ouest	9,93 ± 0,05
Base du poteau extérieur, courbe vers l'est	9,91 ± 0,05

* Les moments maximaux atteints sous l'intensité 2 sont plus petits que ceux sous l'intensité 1, car la relation moment-courbure pour le poteau central au rez-de-chaussée a une pente d'écrouissage négative (voir figure 8.4).

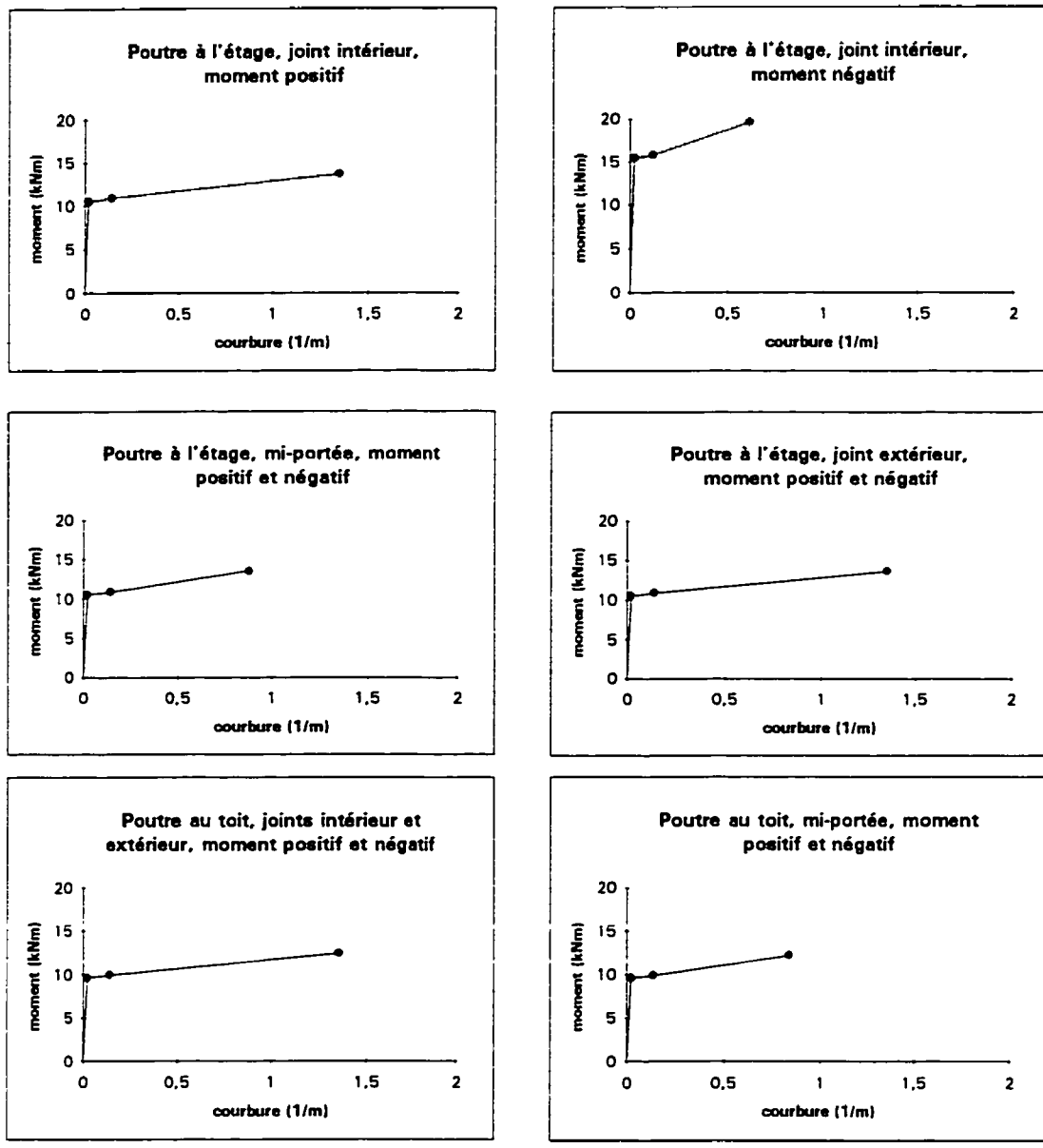
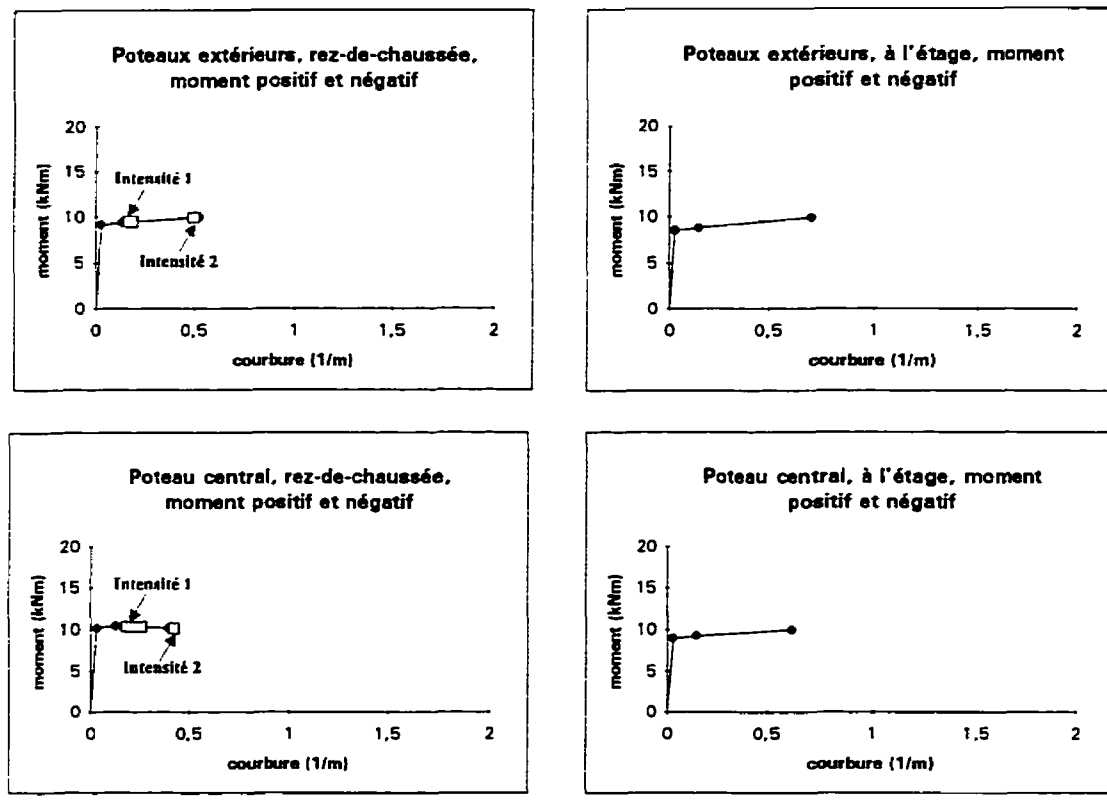


Figure 8.3 Relations moment-courbure des différentes sections des poutres.



Note: Les zones des moments maximaux (courbe vers l'ouest et l'est) atteints durant les simulations sismiques sont représentées par des carrés pleins.

Figure 8.4 Relations moment-courbure des différentes sections des poteaux.

Les relations moment-courbure montrent bien la différence de ductilité entre les poutres et les poteaux. Les poutres peuvent subir une plus grande flexion et de plus grandes déformations avant d'atteindre la limite ultime. L'estimation du moment maximal obtenu à la base des poteaux est un bon indicateur du niveau d'endommagement subi par l'ossature. À la fin de l'intensité 1, la base des poteaux du premier étage ont encore une bonne réserve de ductilité. Alors que lors de l'intensité 2, la capacité maximale des poteaux au premier étage est atteinte.

8.3 Analyses dynamiques non linéaires

Dans cette section, le logiciel RUAUMOKO est décrit brièvement et le modèle d'hystérésis utilisé est présenté. Nous faisons l'élaboration de deux modèles pour l'ossature. Les conclusions d'une étude paramétrique sur les analyses dynamiques non linéaires des modèles sont présentées. Finalement, deux analyses statiques latérales jusqu'à effondrement sont effectuées.

8.3.1 Logiciel RUAUMOKO

Le logiciel RUAUMOKO (Carr, 1995) est conçu pour effectuer des analyses statiques et dynamiques non linéaires sur des structures en deux dimensions. Il utilise l'algorithme de Newmark-Béta avec $\beta = 0{,}25$. Il permet de considérer les effets P-Δ dans les analyses. Quatre modèles de matrice d'amortissement sont disponibles: Rayleigh, amortissement linéaire, constant et trilinéaire. La plastification des éléments de poutres peut suivre plusieurs modèles: l'élément de poutre de Giberson (Sharpe, 1974), les deux éléments de poutre jumelés de Kanaan et Powell (1975), etc.

Les forces statiques sont considérées par le logiciel uniquement lors des analyses statiques. Pour les analyses dynamiques, le chargement est spécifié à l'aide d'accélérogrammes ou de forces variant dans le temps. Les forces statiques doivent être transformées en poids. Le programme offre plusieurs options pratiques telles que des extensions rigides aux extrémités des éléments, des ressorts, des éléments de murs, des éléments de contact, des membrures à charge constante, etc. On peut utiliser plus d'une quinzaine de modèles d'hystérésis et un modèle de dégradation de la rigidité. Le logiciel peut effectuer une analyse statique latérale jusqu'à effondrement. Une interface graphique, DYNAPLOT (Carr, 1995), permet de visualiser les déformations et la formation des rotules plastiques durant l'analyse dynamique.

8.3.2 Modèle d'hystérésis

Le modèle d'hystérésis moment-courbure Q-HYST avec dégradation de la rigidité (Saiidi, 1979) est utilisé dans la modélisation de tous les éléments de l'ossature. Il est illustré à la figure 8.5. La première pente (k_0) correspond à la rigidité élastique initiale de la membrure fissurée. La rigidité avant la fissuration peut être négligée pour les analyses dynamiques, puisque la fissuration apparaît dès les premiers cycles. La deuxième pente (rk_0) correspond à l'écrouissage de la membrure. Ce modèle convient bien à des membrures en béton armé, car il comprend une loi de chargement et de déchargement avec dégradation. Le rechargement dans les deux directions suit une pente orientée vers la courbure maximale atteinte au cycle précédant. Le déchargement est une fonction de la déformation maximale atteinte et du paramètre (α). Ce paramètre résulte de l'expérience et il varie entre 0 et 0,5.

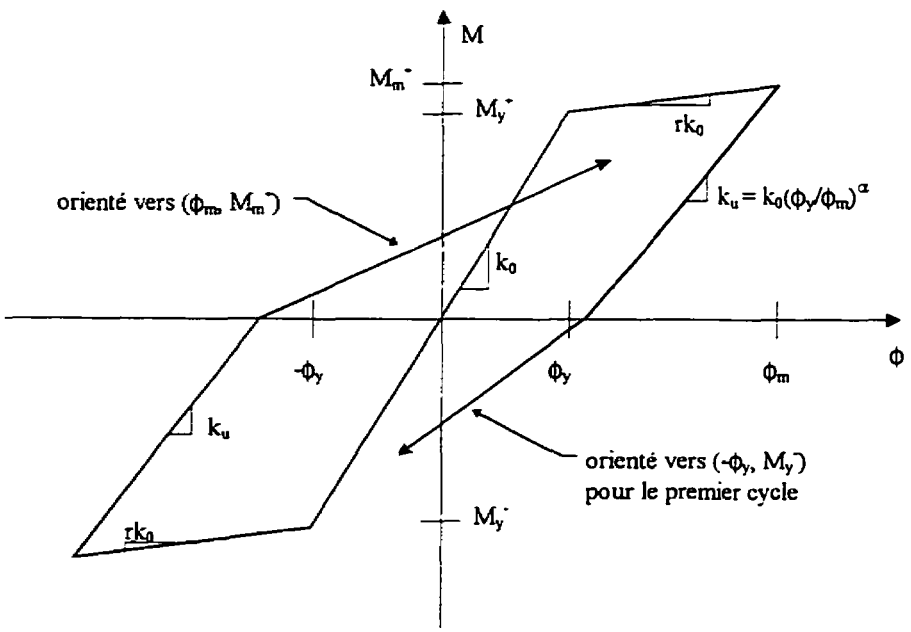


Figure 8.5 Modèle d'hystérésis Q-HYST (Saiidi, 1979).

8.3.3 Élaboration d'un modèle initial de l'ossature

La modélisation de l'ossature sur RUAUMOKO est illustrée à la figure 8.6. Elle est semblable à celle faite sur SAP90, à l'exception des éléments de poutres pour lesquels on spécifie des propriétés inélastiques. Les éléments ont le poids mesuré au laboratoire. La longueur des rotules plastiques est fixée à d/2 partout dans l'ossature. Les blocs de béton sont modélisés par des éléments de poutres élastiques (19,20,21 et 22) avec les propriétés mesurées au laboratoire.

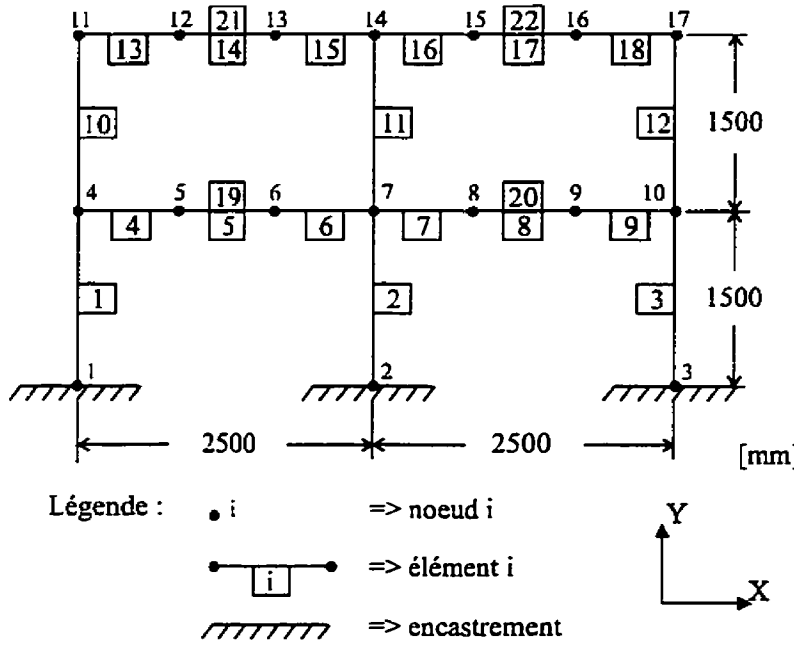


Figure 8.6 Modélisation initiale de l'ossature sur RUAUMOKO.

On utilise la matrice d'amortissement de Rayleigh dont les facteurs α_R et β_R sont déterminés à partir de la période et de l'amortissement mesurés au début ainsi qu'à la fin des simulations sismiques. On s'assure aussi que la période et l'amortissement mesurés entre les deux simulations concordent avec les facteurs calculés.

• périodes et amortissements mesurés: $\omega_1 = 17{,}4874$ rad/s $\zeta_1 = 3{,}26\ \%$ (1)

$\omega_2 = 11{,}3512$ rad/s $\zeta_2 = 3{,}71\ \%$ (2)

$\omega_3 = 8{,}2838$ rad/s $\zeta_3 = 4{,}20\ \%$ (3)

• on calcule avec (1) et (3):

$$\alpha_R = 2 \cdot \omega_i \omega_j \left[\frac{\zeta_j \omega_i - \zeta_i \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \right] \qquad [8.7]$$

$$\alpha_R = 2 \cdot 17{,}4874 \cdot 8{,}2838 \left[\frac{0{,}042 \cdot 17{,}4874 - 0{,}0326 \cdot 8{,}2838}{(17{,}4874)^2 - (8{,}2838)^2} \right] = 0{,}5673$$

$$\beta_R = 2 \left[\frac{\zeta_i \omega_i - \zeta_j \omega_j}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \right] \qquad [8.8]$$

$$\beta_R = 2 \left[\frac{0{,}0326 \cdot 17{,}4874 - 0{,}042 \cdot 8{,}2838}{(17{,}4874)^2 - (8{,}2838)^2} \right] = 1{,}8734 \times 10^{-3}$$

• on vérifie avec (2):

$$\zeta_i = \frac{\alpha_R}{2\omega_i} + \frac{\beta_R \omega_i}{2} \qquad [8.9]$$

$$\zeta_2 = \frac{0{,}5673}{2 \cdot 11{,}3512} + \frac{1{,}8734 \times 10^{-3} \cdot 11{,}3512}{2} = 0{,}0356 \approx 0{,}0371$$

À l'aide des valeurs de M_y et de ϕ_y calculées à la section 8.2 pour chaque section différente des poteaux et des poutres, nous déterminons l'inertie équivalente (I_{eq}) de chaque élément du modèle par la moyenne des inerties équivalentes de toutes les sections de l'élément. L'équation suivante permet de calculer l'inertie équivalente pour une section et le tableau 8.2 donne l'inertie équivalente de tous les éléments du modèle.

$$I_{eq} = \frac{M_y}{(E_c \phi_y)} \qquad [8.10]$$

Tableau 8.2 Inertie équivalente des éléments du modèle

Éléments	Inertie équivalente, I_{eq} (10^6 mm^4)	I_{eq}/I_g (%)
Poteaux extérieurs au rez-de-chaussée (1 et 3)	12,56	40,3
Poteau central au rez-de-chaussée (2)	13,49	40,9
Poteaux extérieurs à l'étage (10 et 12)	12,05	38,7
Poteau central à l'étage (11)	12,54	38,0
Poutres à l'étage (4 et 9)	20,21	39,4
Poutres à l'étage (5 et 8)	21,11	41,2
Poutres à l'étage (6 et 7)	22,91	44,7
Poutres au toit (13 à 18)	16,37	41,4

La norme canadienne de béton armé A23.3-M94 indique à l'article 21.2.2.1 que l'inertie des poutres doit être réduite à 40% de l'inertie de la section non fissurée (I_g) et celle des poteaux à 70% de I_g pour des analyses dynamiques. On considère que la rigidité des membrures est diminuée par la fissuration lors d'un séisme. Nous avons calculé l'inertie équivalente des membrures de l'ossature pour une section fissurée. L'inertie équivalente des poutres et des poteaux correspond environ à 40% de I_g. Selon la norme, l'inertie équivalente des poteaux est beaucoup trop petite, alors que celle des poutres est adéquate. Les essais sur la table vibrante ont montré que la fissuration dans les poteaux est très importante. La réduction de 70% de I_g ne semble pas être suffisante pour un dimensionnement basé sur la philosophie des « poteaux faibles et poutres fortes ».

Pour chaque section des éléments, on construit des modèles bilinéaires ajustés aux relations moment-courbure tel qu'illustré à la figure 8.7. Si la pente BC est négative ou qu'elle est plus grande que la pente AB, alors la partie de l'écrouissage du modèle bilinéaire correspond à AC. Les modèles bilinéaires superposés aux relations moment-

courbure sont donnés à l'annexe F. On calcule les valeurs de M_y', ϕ_y', M_u et ϕ_u de chaque modèle. La ductilité disponible (μ), la rigidité initiale (k_0) et le facteur d'écrouissage (r) sont déterminés à l'aide de ces modèles. Le paramètre μ est le rapport de ϕ_u sur ϕ_y'. Ce coefficient sert à donner un indice de l'endommagement des membrures. Le paramètre k_0 est équivalent à E_cI_{eq}. Le paramètre r correspond au rapport de la pente de l'écrouissage sur k_0. Le paramètre α du modèle d'hystérésis est estimé à 0,15 selon les courbes d'hystérésis expérimentales présentées au chapitre 7.

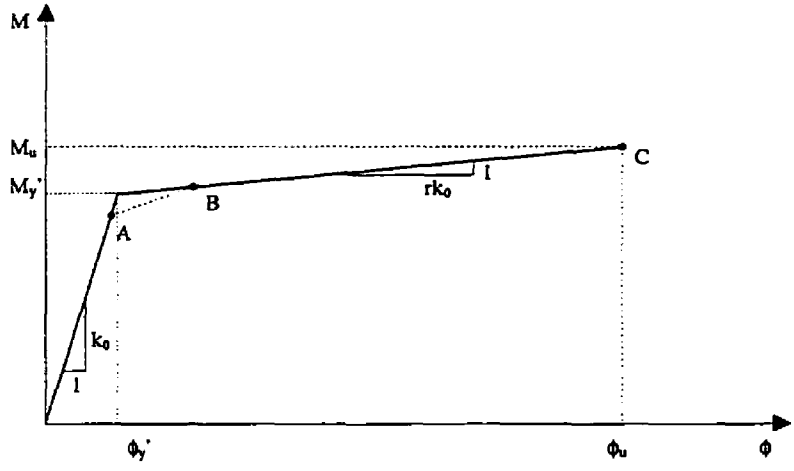
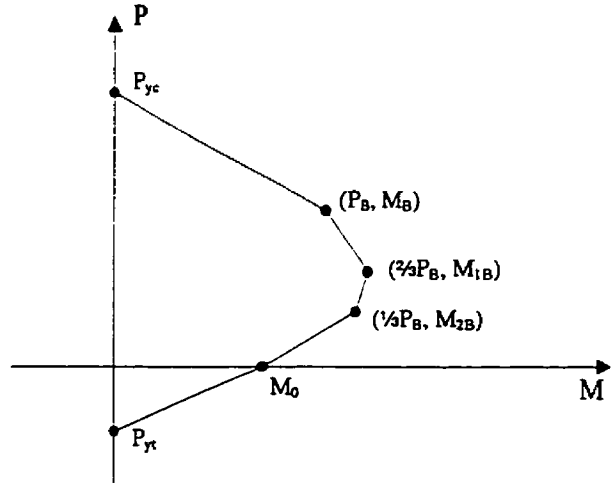


Figure 8.7 Élaboration d'un modèle bilinéaire ajusté à une relation moment-courbure.

Le programme RUAUMOKO permet d'utiliser une courbe d'interaction du moment résistant versus la charge axiale pour chaque poteau. La courbe est composée de six points tel qu'illustré à la figure 8.8. On calcule ces points à l'aide du logiciel RESPONSE. Les charges axiales P_{yc} et P_{yt} correspondent aux charges à la limite élastique pour un moment nul en compression et en traction. La valeur de M_0 est le moment résistant maximal sans charge axiale. Les autres points (P_B, M_B), ($\frac{2}{3}P_B$, M_{1B}) et ($\frac{1}{3}P_B$, M_{2B}) sont évalués pour une valeur de déformation constante de l'acier tendu qui est calculée pour la charge statique avec les paramètres M_y' et ϕ_y' obtenus à partir des

modèles bilinéaires. Les propriétés de tous les éléments du modèle initial sont présentées aux tableaux 8.3 à 8.5. Le fichier d'entrée pour RUAUMOKO est donné à l'annexe F.



Note: L'interaction est symétrique par rapport à l'axe des ordonnées.

Figure 8.8 Courbe d'interaction du moment résistant versus la charge axiale sur RUAUMOKO.

Nous utilisons les accélérogrammes de l'intensité 1 et 2 mesurés sur la table vibrante dans les analyses dynamiques. Chaque analyse est effectuée avec les deux intensités l'une après l'autre de sorte qu'elle considère la fissuration du béton et la plastification de l'acier après la première simulation pour les calculs de la deuxième simulation. Un intervalle sans aucune excitation suffisamment long est placé entre les deux intensités afin que l'ossature soit immobile au début de la deuxième simulation. Les effets P-Δ sont considérés dans les analyses. Le pas d'intégration (Δt) des analyses dynamiques non linéaires est déterminé à partir d'une comparaison entre les résultats d'une analyse dynamique linéaire du modèle effectuée sur RUAUMOKO et d'une autre effectuée sur SAP90. Un Δt de 0,005 seconde sur RUAUMOKO permet d'avoir des résultats identiques à ceux obtenus de SAP90.

Tableau 8.3 Propriétés des éléments du modèle initial (poteaux)

Propriétés	Éléments 1 et 3	Élément 2	Éléments 10 et 12	Élément 11
E_c (MPa)	25,157	25,157	25,157	25,157
Aire (mm^2)	22100	23400	22100	23400
I_{eq} (mm^4)	12,56E6	13,49E6	12,05E6	12,54E6
Poids (kN/mm)	0,589E-3	0,624E-3	0,589E-3	0,624E-3
r	0,0025	0	0,0034	0,0026
μ	17,88	17,88	17,88	17,88
P_{yc} (kN)	-860,30	-900,60	-860,30	-900,60
P_B (kN)	-72,00	-69,9	-27,90	-26,55
M_B (kNm)	11,32	11,15	9,40	9,45
M_{1B} (kNm)	10,31	10,18	8,99	9,05
M_{2B} (kNm)	9,26	9,17	8,57	8,64
M_0 (kNm)	8,47	8,53	8,47	8,53
P_{yt} (kN)	175,20	175,20	175,20	175,20

Tableau 8.4 Propriétés des éléments du modèle initial (poutres)

Propriétés *	Élément 4	Éléments 5 et 8	Élément 6	Élément 7
E_c (MPa)	25,157	25,157	25,157	25,157
Aire (mm^2)	24000	24000	24000	24000
I_{eq} (mm^4)	20,21E6	21,11E6	22,91E6	22,91E6
Poids (kN/mm)	0,640E-3	0,640E-3	0,640E-3	0,640E-3
r	0,0052	0,0065	0,0094	0,0094
μ_i^+	64,81	42,39	42,39	65,43
μ_i^-	64,81	42,39	42,39	27,10
μ_j^+	42,39	42,39	65,43	42,39
μ_j^-	42,39	42,39	27,10	42,39
$M_y'^{+}_{,i}$ (kNm)	10,61	10,53	10,53	10,62
$M_y'^{-}_{,i}$ (kNm)	-10,61	-10,53	-10,53	-15,43
$M_y'^{+}_{,j}$ (kNm)	10,53	10,53	10,62	10,53
$M_y'^{-}_{,j}$ (kNm)	-10,53	-10,53	-15,43	-10,53

* Les propriétés sont données pour le noeud i et j pour chaque élément de poutres.

Tableau 8.5 Propriétés des éléments du modèle initial (poutres, suite)

Propriétés	Élément 9	Éléments 13 et 16	Éléments 14 et 17	Éléments 15 et 18
E_c (MPa)	25,157	25,157	25,157	25,157
Aire (mm^2)	24000	21000	21000	21000
I_{eq} (mm^4)	20,21E6	16,37E6	16,37E6	16,37E6
Poids (kN/mm)	0,640E-3	0,560E-3	0,560E-3	0,560E-3
r	0,0052	0,0036	0,0077	0,003
μ_i^+	42,39	58,56	36,37	36,37
μ_i^-	42,39	58,56	36,37	36,37
μ_j^+	64,81	36,37	36,37	58,56
μ_j^-	64,81	36,37	36,37	58,56
$M_{y',i}^+$ (kNm)	10,53	9,71	9,65	9,65
$M_{y',i}^-$ (kNm)	-10,53	-9,71	-9,65	-9,65
$M_{y',j}^+$ (kNm)	10,61	9,65	9,65	9,71
$M_{y',j}^-$ (kNm)	-10,61	-9,65	-9,65	-9,71

8.3.4 Élaboration d'un modèle final de l'ossature

Le modèle final est l'aboutissement d'une série d'améliorations apportées au modèle initial pour que les résultats des analyses dynamiques correspondent aux résultats expérimentaux. Des extensions rigides sont utilisées à tous les joints et aux connections des blocs de béton aux poutres. En fait, le système de serrage des blocs de béton aux poutres crée un encastrement sur la longueur des plaques d'acier utilisées (150 mm) à chaque connexion. Mais, la plus grande modification est l'ajout de ressorts en torsion avec un modèle d'hystérésis particulier, afin de modéliser la perte de rigidité dans les joints causée par le cisaillement. Les ressorts sont insérés aux extrémités des poutres près des joints tel qu'illustré à la figure 8.9.

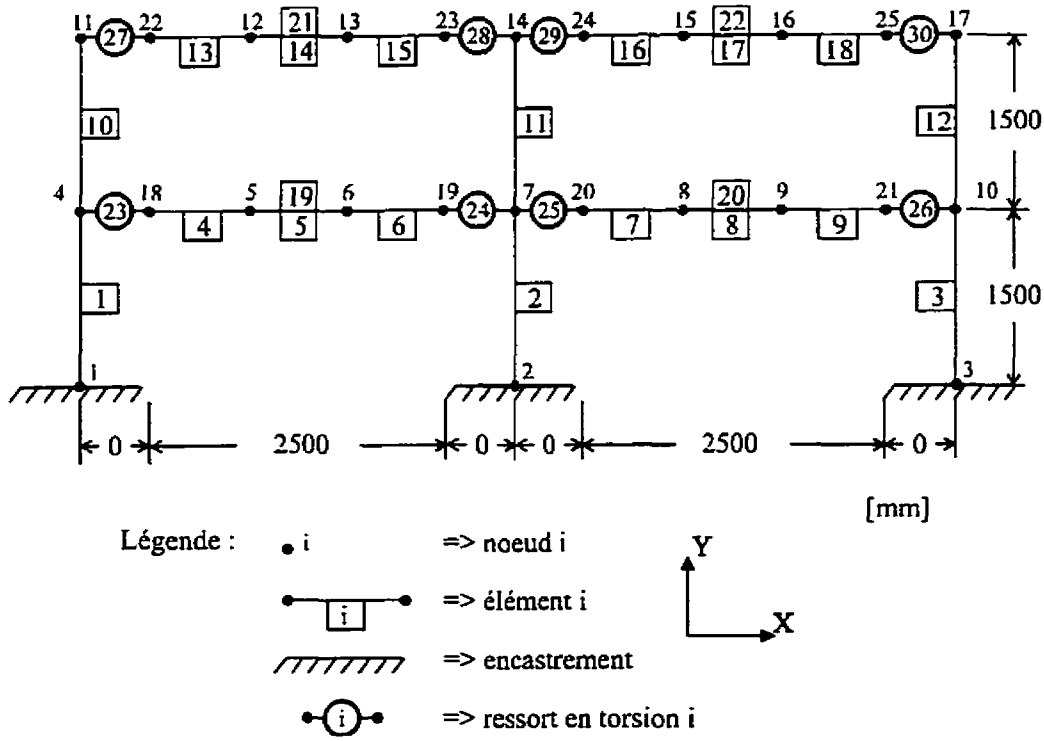
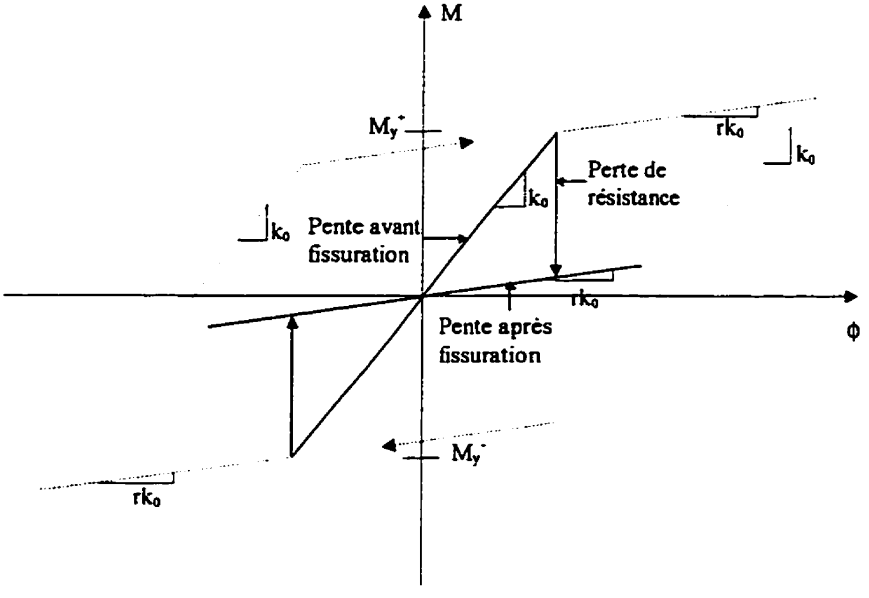


Figure 8.9 Modélisation finale de l'ossature sur RUAUMOKO.

Afin d'avoir des ressorts en torsion, une valeur très grande (infini) est attribuée à tous les paramètres selon l'axe des x et des y. La rigidité en torsion est ajustée de sorte que les périodes fondamentales du modèle ne soient pas modifiées. Les ressorts suivent un modèle bilinéaire avec une dégradation totale de la limite élastique lorsqu'elle est atteinte. La figure 8.10 illustre le modèle d'hystérésis des ressorts. Les historiques d'accélérations obtenus des essais sur table vibrante indique que les amplitudes maximales apparaissent entre la 10e et la 11e seconde. Alors, les limites élastiques des ressorts en torsion sont égales aux moments maximaux atteints par les poutres adjacentes dans cet intervalle de temps. Le coefficient (r) correspond à la fraction de la rigidité initiale du joint après la fissuration. Il est déterminé à la suite de plusieurs analyses dynamiques de

manière à obtenir les meilleurs résultats (20% de la rigidité initiale). Le fichier d'entrée du modèle final sur RUAUMOKO est donné à l'annexe F.



Note: L'hystérésis en pointillé représente le modèle bilinéaire sans l'option de la perte de résistance.

Figure 8.10 Modèle d'hystérésis des ressorts en torsion.

8.3.5 Étude paramétrique

Étant donné la grande sensibilité des analyses dynamiques non linéaires, il est recommandé de faire une étude paramétrique pour chaque modélisation. Plusieurs analyses dynamiques sont exécutées pour chaque modèle en variant les paramètres susceptibles d'avoir une influence sur la réponse sismique de l'ossature. Les poids propres de l'ossature et des blocs de béton sont modifiés selon la précision des mesures expérimentales. La variation de la masse a peu d'influence sur le comportement de l'ossature puisque l'incertitude sur la masse est faible et que la période est

proportionnelle à la racine carrée de la masse. Pour une variation de 3,2% de la période fondamentale, on observe une différence de 5% sur les déplacements maximaux, de 13% sur les accélérations maximales et de 2% sur le cisaillement maximal à la base. Le moment ultime M_u des éléments de l'ossature peut être calculé en considérant la contrainte de l'acier tendu égale à $1{,}25f_y$ au lieu de f_u. Les analyses démontrent que seule la répartition des rotules plastiques est modifiée et que celle obtenue avec f_u correspond davantage aux résultats expérimentaux. Les analyses sont très sensibles à la variation du paramètre α. Le programme donne de bons résultats lorsque $\alpha = 0{,}15$. Dans les autres cas, on obtient des déplacements beaucoup trop grands ou des dommages excessifs à l'ossature entraînant une instabilité et l'interruption des analyses. La variation de tous les autres paramètres n'a pratiquement pas d'effet sur le comportement global de l'ossature.

8.3.6 Analyses statiques latérales jusqu'à effondrement

Nous effectuons une analyse statique latérale jusqu'à effondrement pour chaque modèle. Cette analyse consiste à appliquer deux forces croissantes: une à l'étage et l'autre au toit de l'ossature. Les forces varient linéairement d'une valeur presque nulle jusqu'à une valeur causant l'effondrement de l'ossature. Le rapport de la force au toit sur celle à l'étage demeure égale à celui obtenu à partir des forces statiques calculées selon le CNBC (1995): 11,48 / 7,78 = 1,476. Les forces sont appliquées sur un intervalle de temps de 30 secondes. Les fichiers d'entrée des deux modèles pour les analyses de chargement jusqu'à effondrement sont donnés à l'annexe F.

Chaque analyse permet d'obtenir l'enveloppe de l'hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit. Les figures 8.11 et 8.12 illustrent la séquence d'apparition des rotules plastiques lors de l'analyse statique latérale pour les deux modèles. Une grande perte de rigidité est observée pour le modèle initial après la formation de la quatrième rotule plastique à la base du poteau extérieur gauche.

autres rotules plastiques causent progressivement un mécanisme d'instabilité au premier étage de l'ossature. Pour le modèle final, les pertes soudaines de rigidité dans les joints sont observées aux points 4, 5 et 10 de la figure 8.12. Le déplacement à la limite élastique

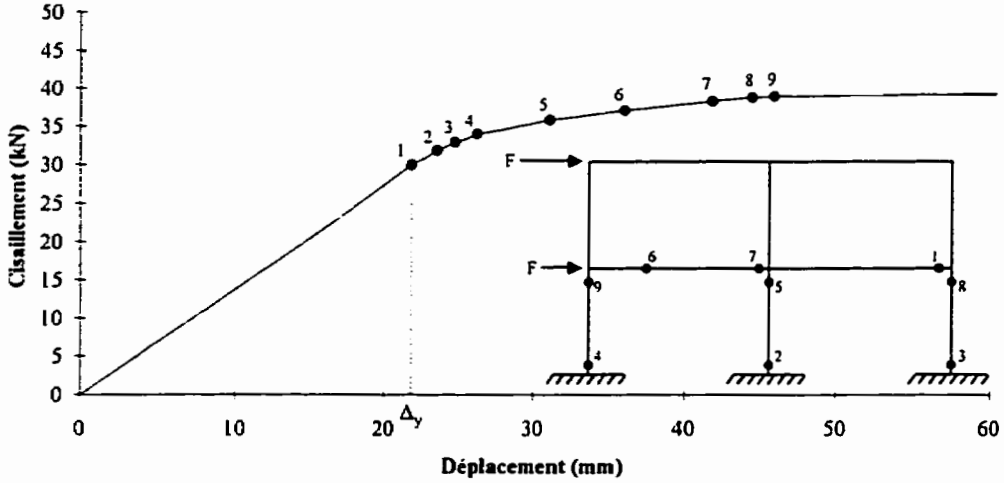


Figure 8.11 Séquence des rotules plastiques pour le modèle initial.

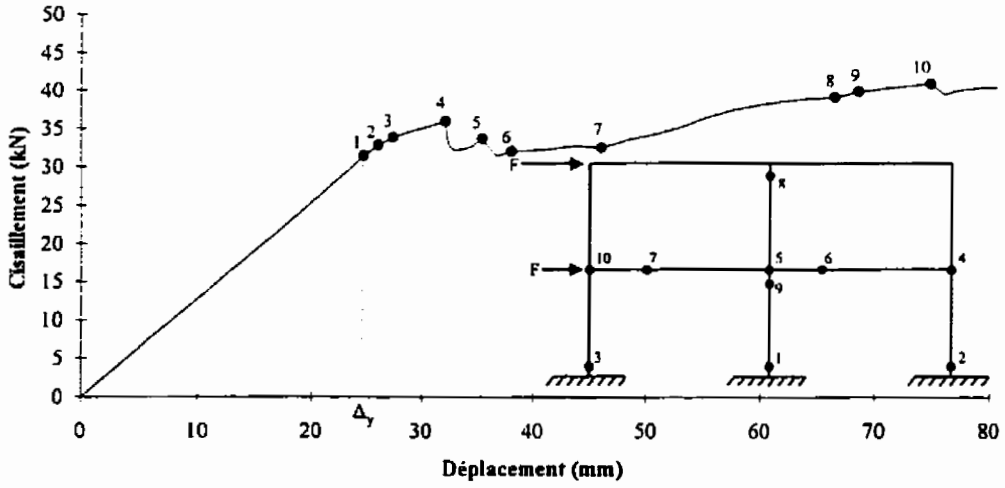


Figure 8.12 Séquence des rotules plastiques pour le modèle final.

globale de l'ossature (Δ_y) correspond au déplacement relatif du toit lors de la formation de la première rotule plastique. On trouve un Δ_y de 21,86 mm pour le modèle initial et un Δ_y de 24,71 mm pour le modèle final.

L'enveloppe peut être comparée à l'hystérésis obtenue des résultats expérimentaux sous l'intensité 1 tel qu'illustré aux figures 8.13 et 8.14. Le modèle initial et final donnent des enveloppes qui ont la même rigidité initiale que l'ossature. La dégradation de la rigidité par la formation de rotules plastiques est semblable à celle obtenue expérimentalement. La différence majeure entre les deux modèles est que le modèle initial n'a pas de perte de rigidité soudaine (changement de pente) tel qu'observé durant la simulation sismique. Tandis que le modèle final montre un comportement similaire à ce qui a été observé lors des essais.

La ductilité globale (μ_G) atteinte par l'ossature sous l'intensité 1 est évaluée à l'aide des Δ_y calculés ci-haut et des figures 8.13 et 8.14. Elle correspond au rapport du déplacement maximal sur Δ_y. La figure 8.15 illustre l'hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif au toit de l'ossature pour l'intensité 2. On calcule aussi la ductilité globale atteinte par l'ossature durant l'intensité 2 avec le Δ_y calculé à partir du modèle final qui est plus précis.

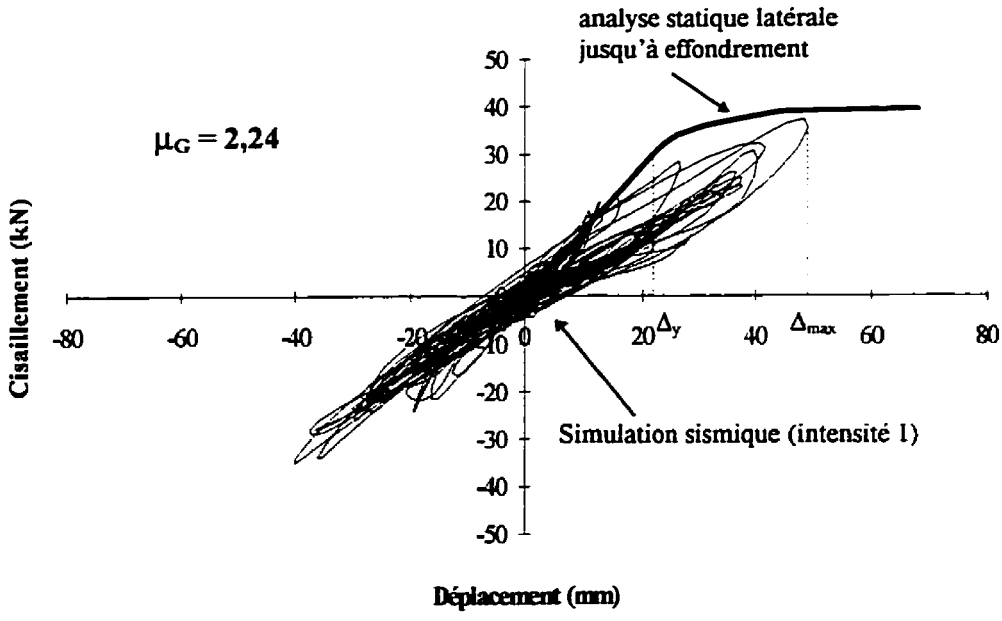


Figure 8.13 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle initial - intensité 1).

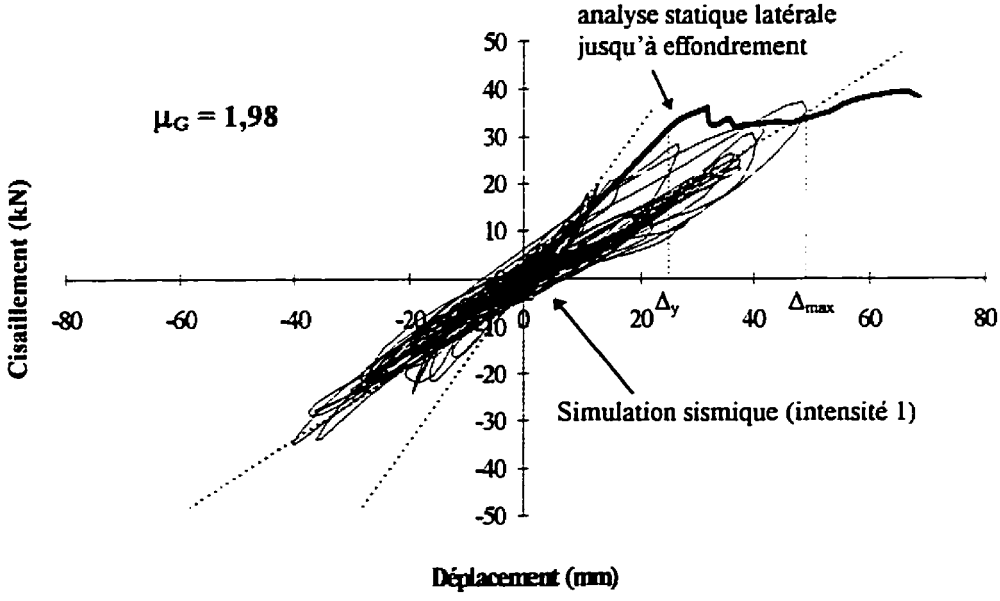


Figure 8.14 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle final - intensité 1).

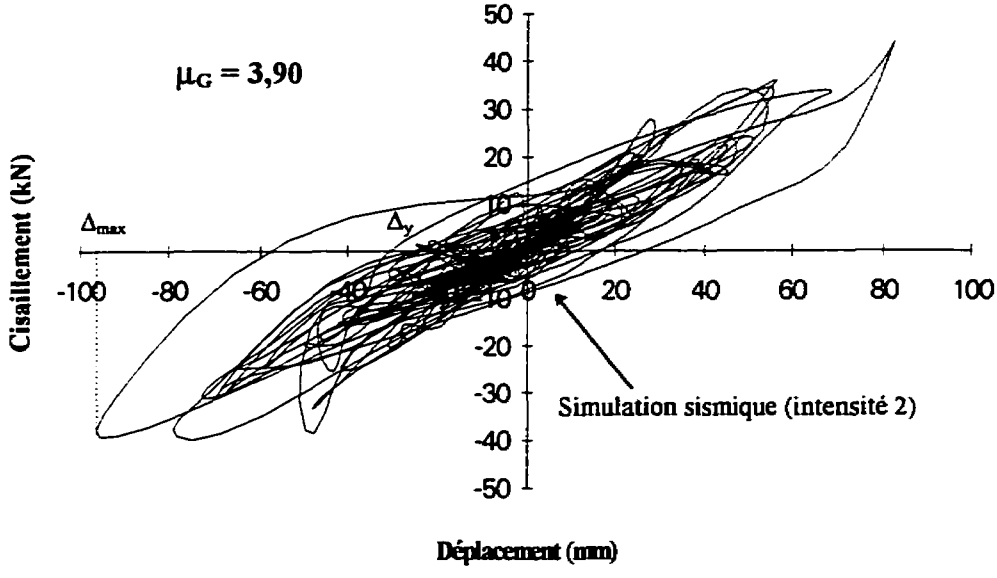


Figure 8.15 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement relatif du toit (modèle final - intensité 2).

La ductilité globale atteinte par l'ossature lors du séisme de calcul (intensité 1) concorde bien avec le facteur de réduction (R=2) utilisé pour le dimensionnement selon la méthode statique du CNBC (1995). Étant donné que l'ossature est sur le point de s'effondrer à la suite les essais sur la table vibrante, la ductilité globale calculée pour l'intensité 2 correspond à la ductilité globale maximale que peut atteindre l'ossature. Donc, la ductilité supplémentaire disponible pour des séismes plus intenses que le séisme de calcul est de 1,9.

8.4 Comparaison des deux modèles aux résultats expérimentaux

Dans ce chapitre, les deux modèles sont comparés aux résultats expérimentaux à l'aide de plusieurs historiques et courbes d'hystérésis. Les graphiques sont tracés pour les 30 premières secondes de chaque intensité après lesquelles les réponses dynamiques sont

négligeables. La plupart des crêtes des historiques coïncident avec les accélérations maximales de la table vibrante entre la 10e et 11e seconde.

8.4.1 Modèle initial (intensité 1)

Les historiques d'accélérations du premier étage (figure 8.17) et du deuxième étage (figure 8.19) sont semblables à ceux obtenus expérimentalement (figures 8.16 et 8.18). Cependant, la plupart des crêtes obtenues de l'analyse sont déphasées par rapport aux résultats expérimentaux et l'amplitude est trop petite. Les accélérations maximales du premier et du deuxième étages sont respectivement égales à 0,37 g et 0,71g. Le modèle surestime les accélérations maximales de 2,8% au premier étage et de 12,7% au deuxième étage, mais l'ensemble des amplitudes des autres accélérations est sous-estimé.

Les historiques des déplacements relatifs horizontaux du premier et du deuxième étages sont illustrés aux figures 8.20 à 8.23. Les historiques obtenus des analyses sont en phase avec ceux enregistrés durant la première simulation. Cependant, l'amplitude des crêtes n'est pas assez grande. On trouve des déplacements maximaux du premier et du deuxième étage respectivement de 20,81 mm et 38,34 mm. Ils sont inférieurs à ceux mesurés de 29,9% et 21,6%.

L'historique du cisaillement à la base de l'analyse (figure 8.25) est en phase avec celui des résultats expérimentaux (figure 8.24). L'analyse donne un cisaillement maximal à la base de 35,38 kN qui est 4,9% plus petit que la valeur expérimentale. Par contre, l'amplitude moyenne des crêtes est beaucoup plus petite.

Les lacunes du modèle initial sont observables à l'aide des courbes d'hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (figures 8.26 et 8.27), ainsi que celles du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er

étage (figures 8.28 et 8.29). Les hystérésis des résultats expérimentaux montrent la perte de rigidité soudaine au niveau des joints qui est discutée au chapitre 7. Alors que l'on ne retrouve pas ce phénomène dans l'analyse. Les boucles des hystérésis obtenues de l'analyse sont toutes orientées selon une seule pente principale. L'enveloppe des hystérésis indique que le modèle dissipe environ la même quantité d'énergie que celle dissipée dans l'ossature durant l'essai.

Les historiques de l'énergie sismique introduite sont illustrés aux figure 8.30 et 8.31. Elle correspond à la somme de trois formes d 'énergie: l'énergie cinétique causée par le mouvement relatif de la masse par rapport à la base, l'énergie dissipée en chaleur par l'amortissement visqueux et l'énergie de déformation du système. L'allure générale des historiques est semblable, mais les fluctuations de l'énergie sismique introduite durant la première simulation ne sont pas reproduites parfaitement par le modèle. L'analyse calcule une énergie finale plus petite de 6,5%.

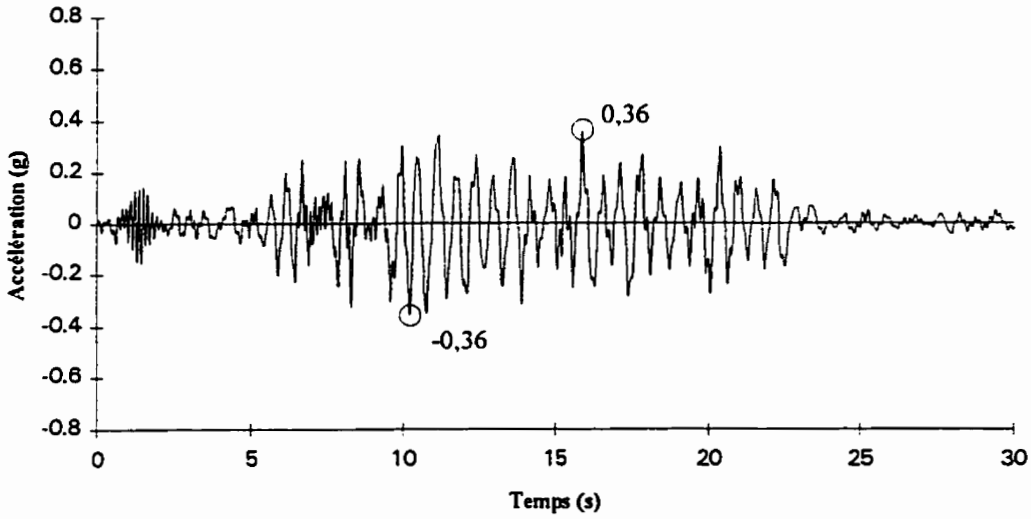


Figure 8.16 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

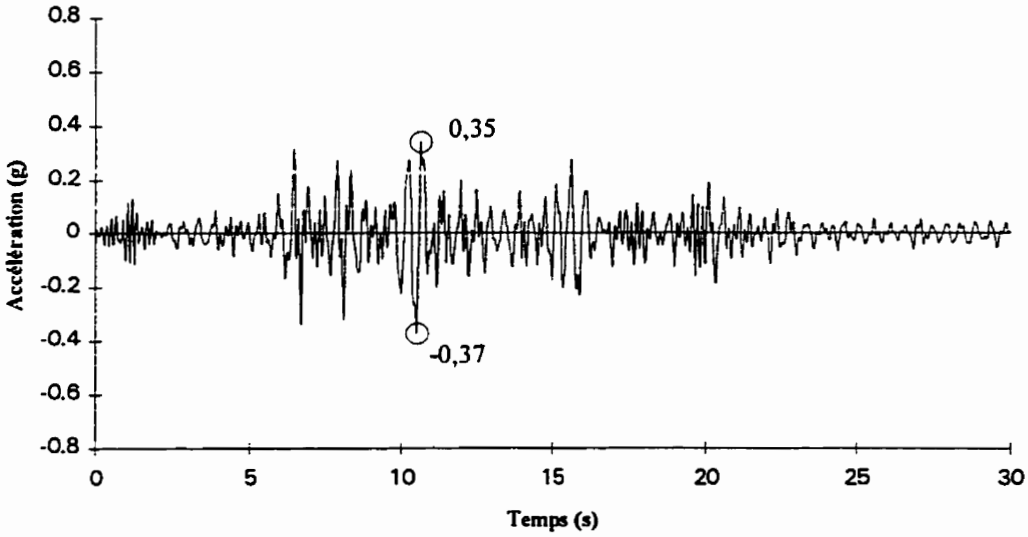


Figure 8.17 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

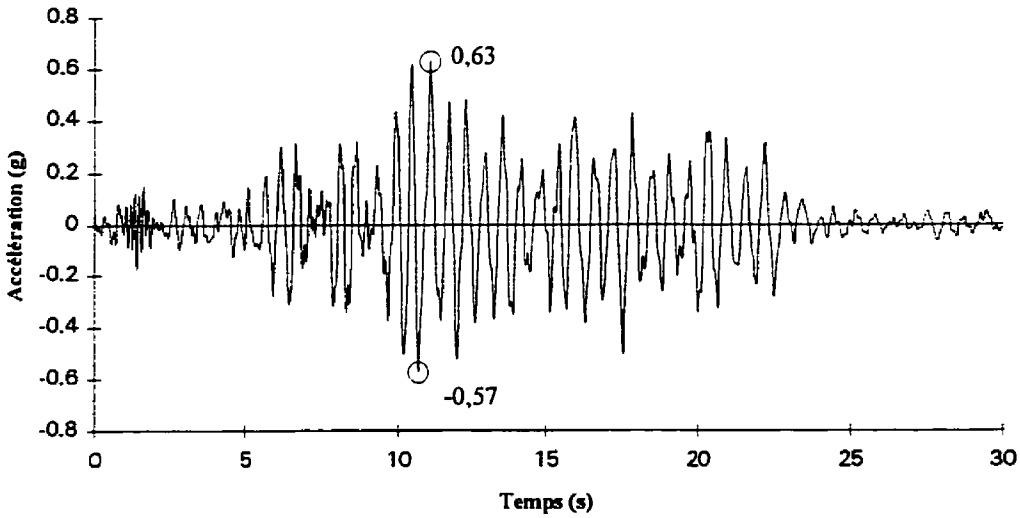


Figure 8.18 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

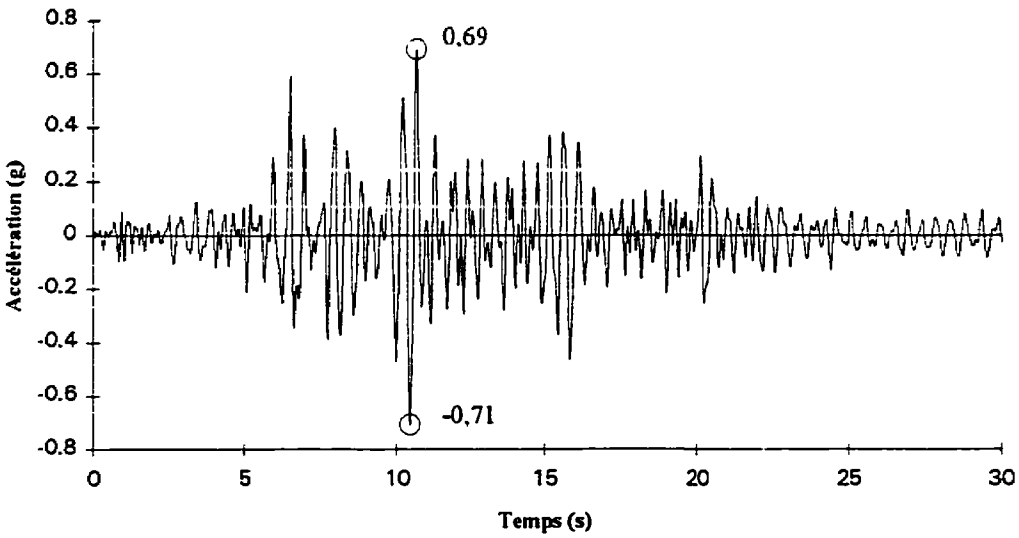


Figure 8.19 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

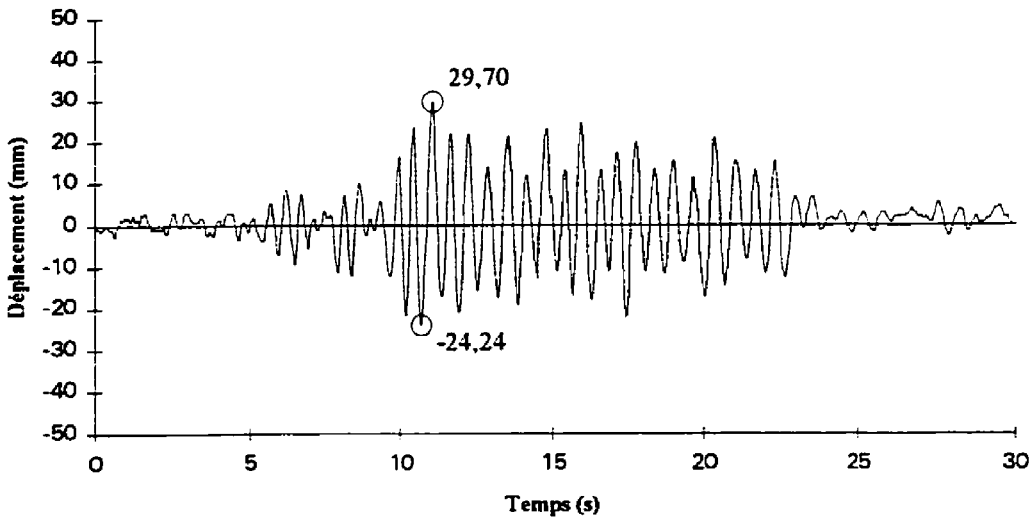


Figure 8.20 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

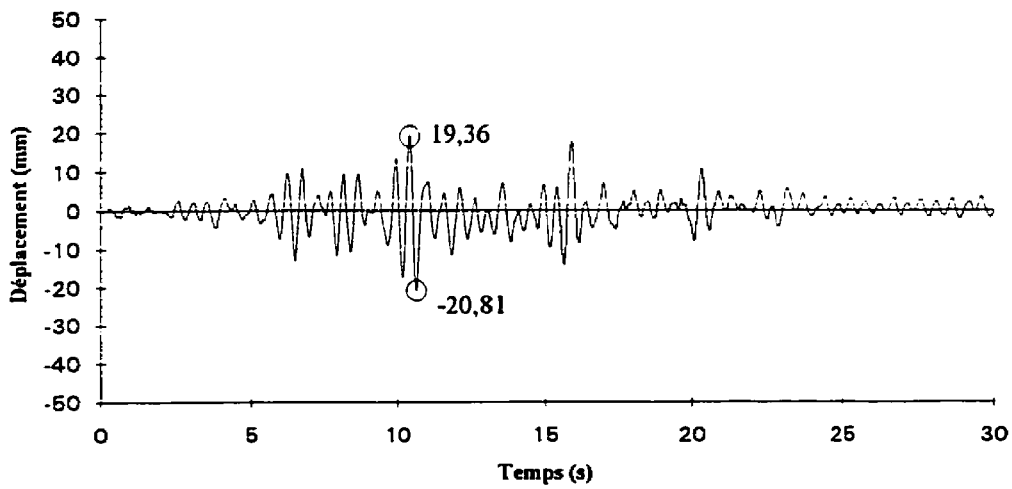


Figure 8.21 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

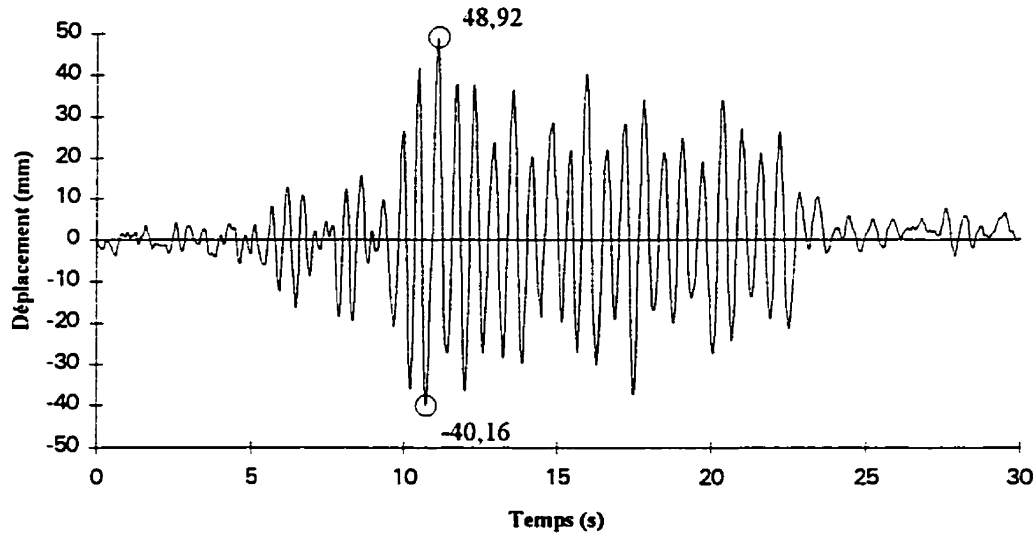


Figure 8.22 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

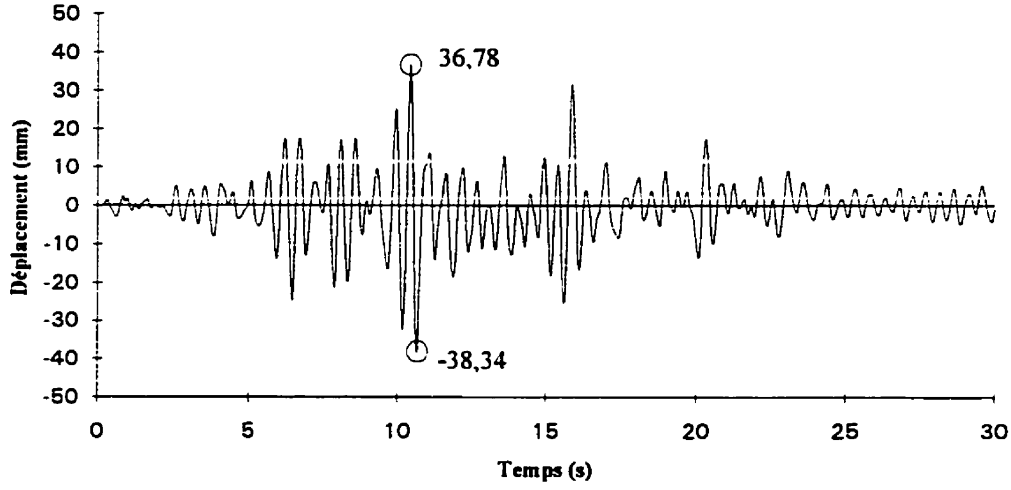


Figure 8.23 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

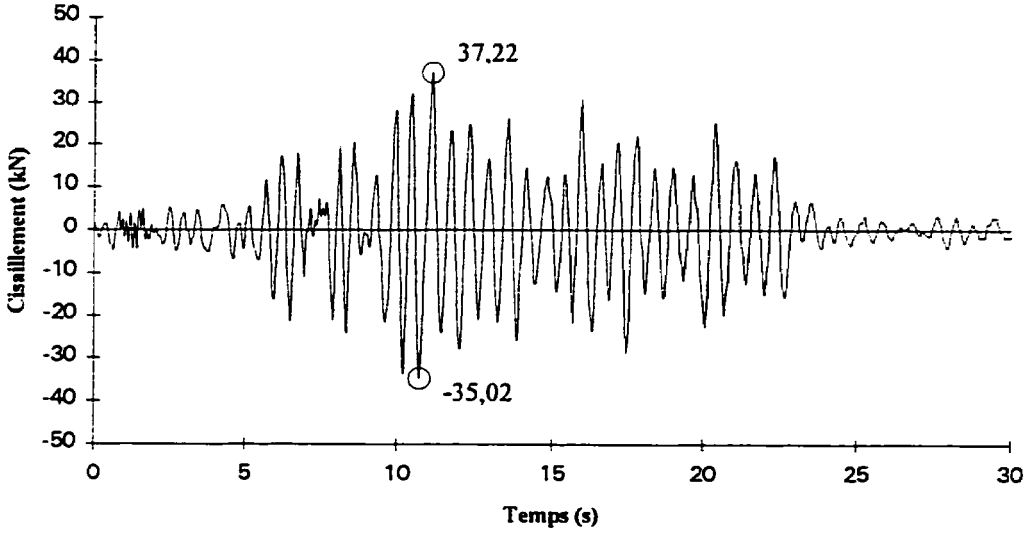


Figure 8.24 Cisaillement à la base (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

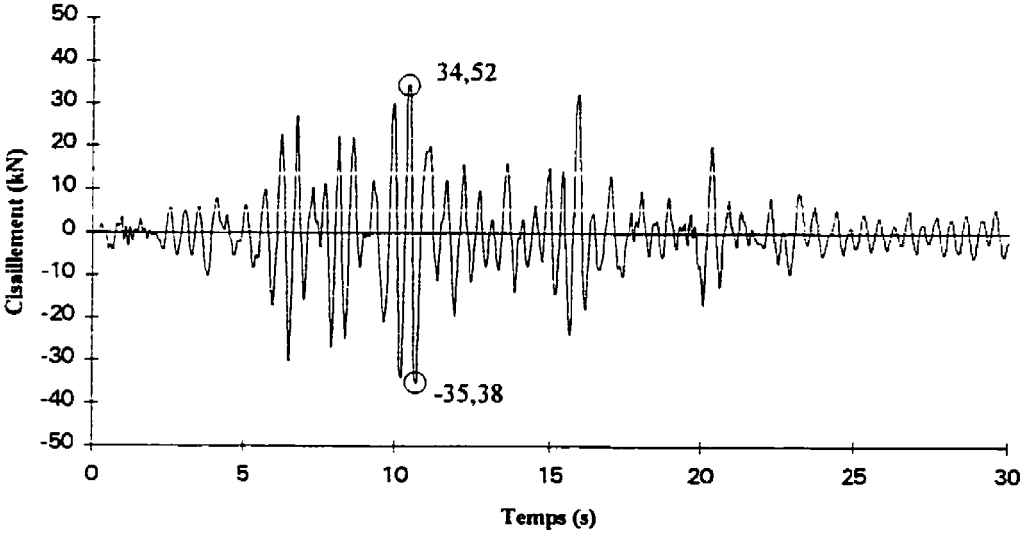


Figure 8.25 Cisaillement à la base (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

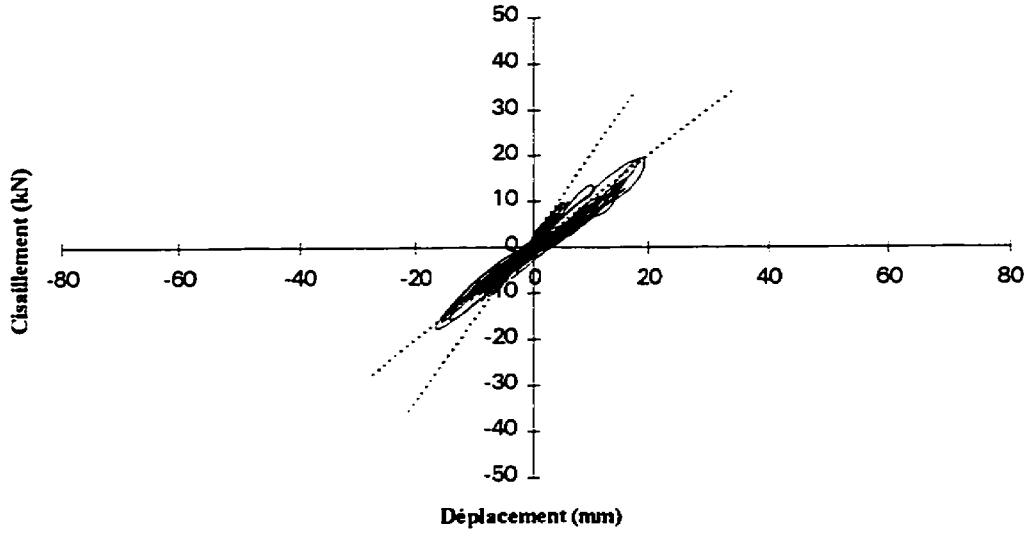


Figure 8.26 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

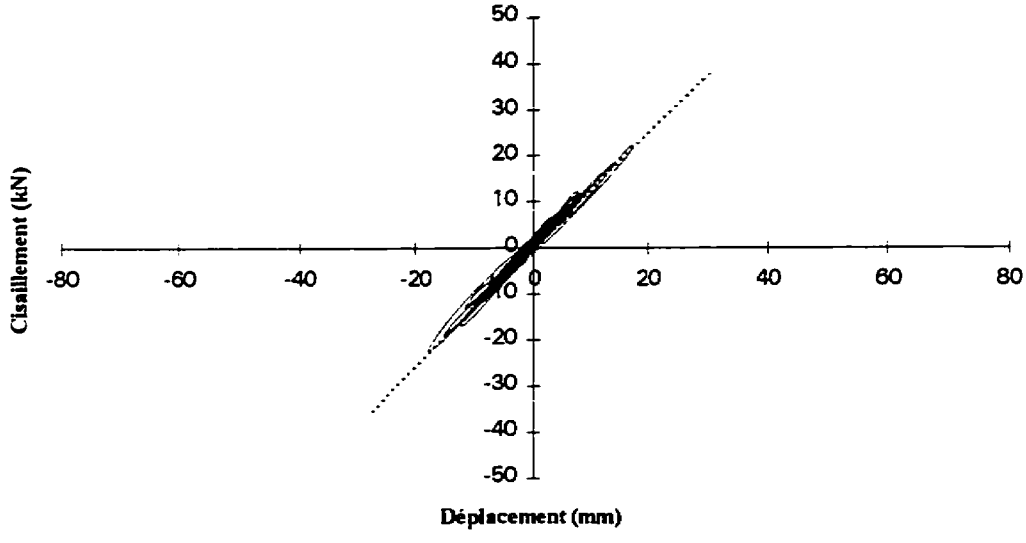


Figure 8.27 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

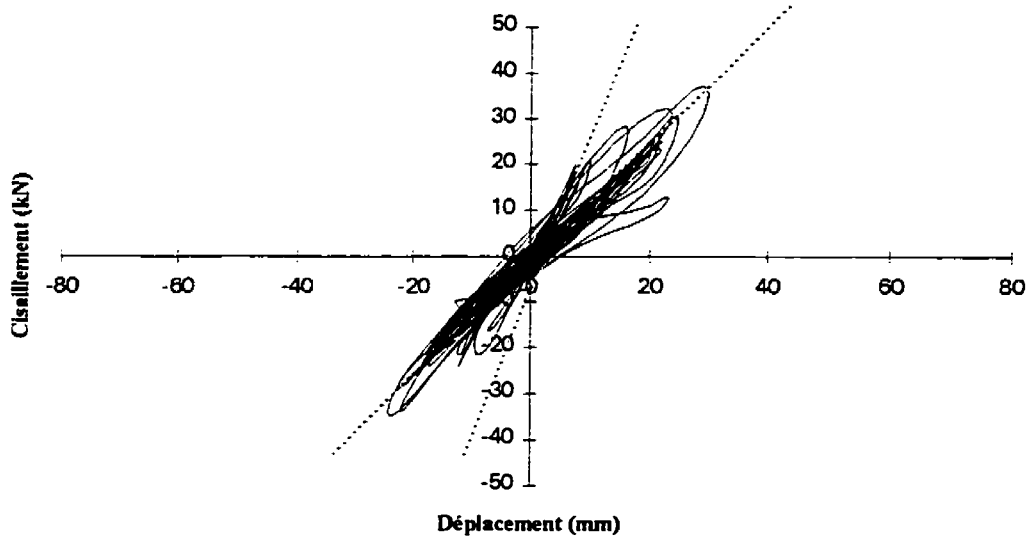


Figure 8.28 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

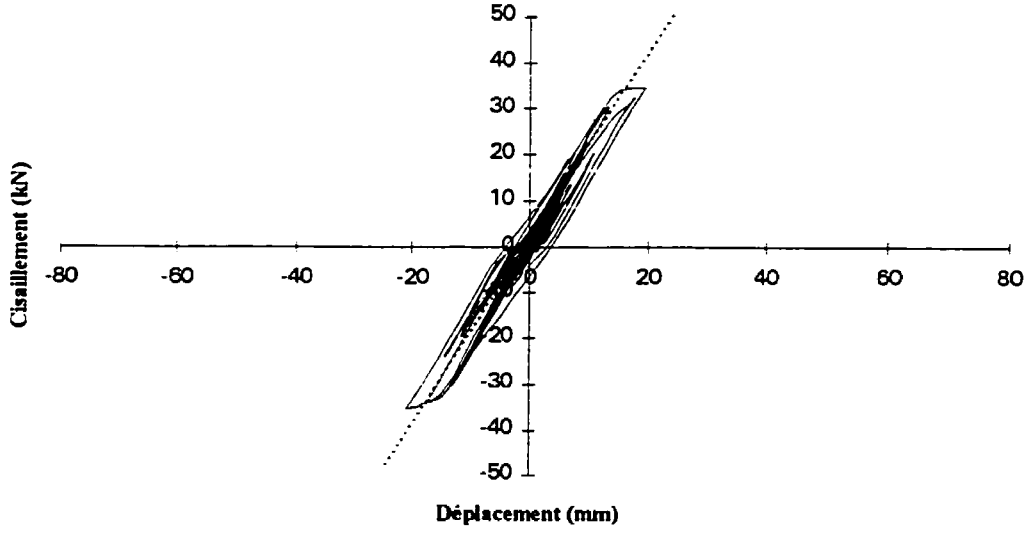


Figure 8.29 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

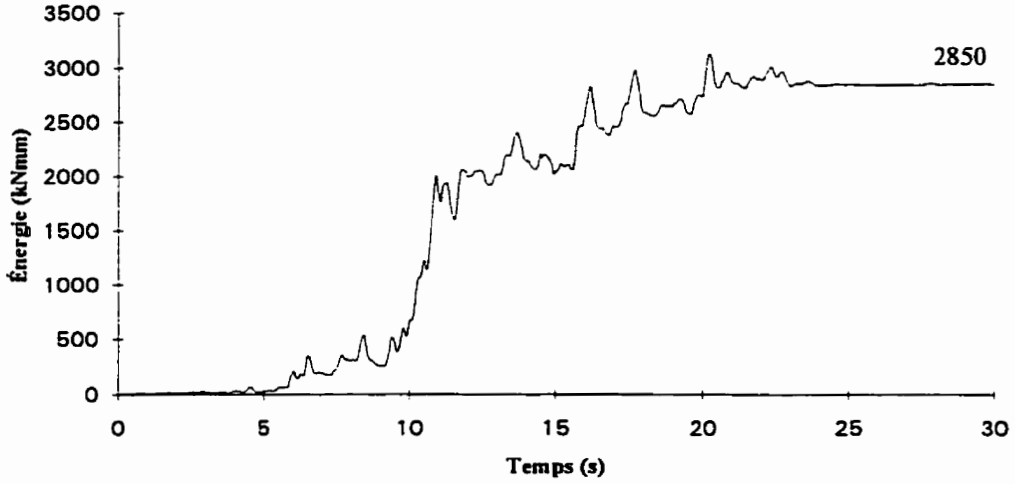


Figure 8.30 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

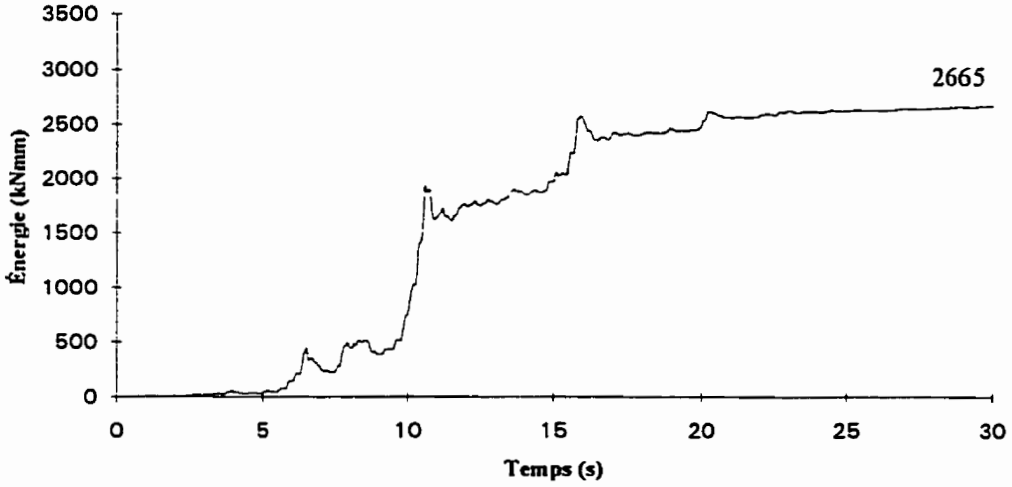


Figure 8.31 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle initial).

8.4.2 Modèle initial (intensité 2)

Les historiques des accélérations absolues horizontales au premier et au deuxième étages sont illustrés aux figures 8.32 à 8.35. Les crêtes ne sont pas en phase et les accélérations calculées par RUAUMOKO sont en moyenne plus grandes que celles mesurées durant la deuxième simulation sismique. Pour le premier étage, on obtient par analyse une accélération maximale de 0,54 g sous-estimant la valeur réelle de 8,5%. Tandis qu'au deuxième étage, l'accélération maximale de l'analyse (0,84 g) surestime de 9,1% la valeur réelle.

Pour l'intensité 2, les historiques de déplacements relatifs horizontaux au premier et au deuxième étages (figures 8.36 à 8.39) sont toujours en phase, mais l'amplitude de l'ensemble des crêtes est encore trop petite. De plus, le modèle initial donne des déplacements résiduels du premier et du deuxième étages respectivement d'environ 40 mm et 50 mm qui ne sont pas observés durant les essais. L'analyse indique des déplacements maximaux de 67,66 mm au premier étage et de 86,64 au deuxième étage. Ils sont inférieurs aux maximums atteints durant la deuxième simulation sismique respectivement de 3,5% et de 10,0%. La différence serait beaucoup plus grande s'il n'y avait pas de déplacements résiduels.

Les historiques du cisaillement à la base des résultats expérimentaux et de l'analyse sont illustrés aux figures 8.40 et 8.41. Les deux historiques sont en phase, mais le modèle initial donne en moyenne des amplitudes plus élevées. Par contre, le cisaillement maximal à la base calculé par l'analyse est égal à 39,00 kN qui est inférieur de 12,3% à la réalité.

Les hystérésis illustrées aux figures 8.42 à 8.45 montrent que la rigidité du modèle est plus grande que celle de l'ossature. Les boucles d'hystérésis obtenues de l'analyse

sont regroupées en deux ensembles à cause des déplacements résiduels. L'énergie dissipée par déformation durant la deuxième simulation sismique est plus grande que celle indiquée par l'analyse.

Les graphiques de l'énergie sismique introduite dans l'ossature obtenues lors des essais expérimentaux et de l'analyse sont présentés aux figures 8.46 et 8.47. L'historique obtenu de l'analyse a une valeur non nulle à t=0 seconde, car les deux simulations sont exécutées une à la suite de l'autre et le logiciel considère l'énergie sismique introduite durant la première simulation dans le calcul de celle introduite durant la deuxième simulation. L'historique obtenu des essais expérimentaux pour l'intensité 2 est augmenté de la valeur finale de l'énergie sismique introduite durant l'intensité 1. Cette modification permet de comparer les deux historiques. Les deux courbes ont la même forme, elles sont différentes en ce qui concerne les fluctuations d'énergie et l'énergie finale qui est 1,6% plus grande que celle de l'analyse.

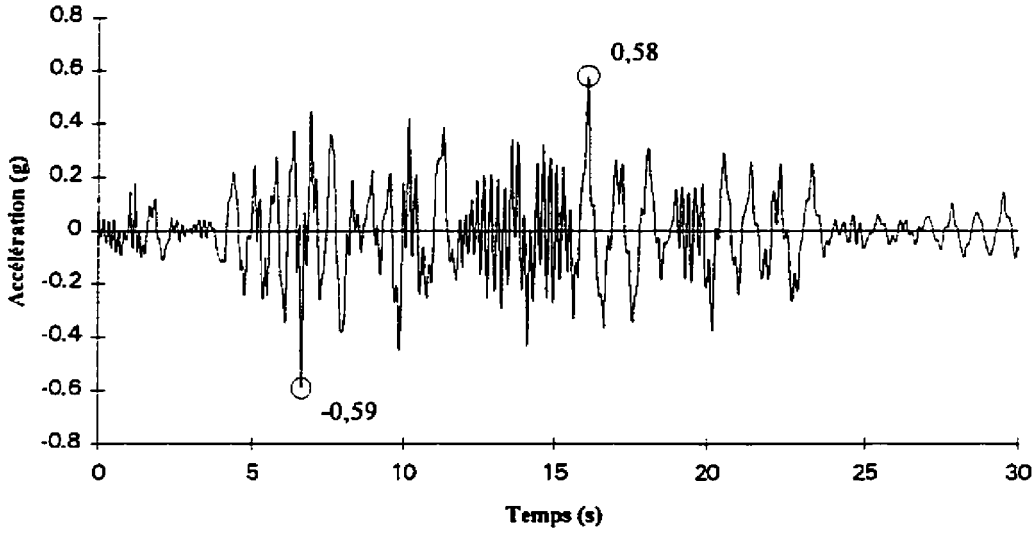


Figure 8.32 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

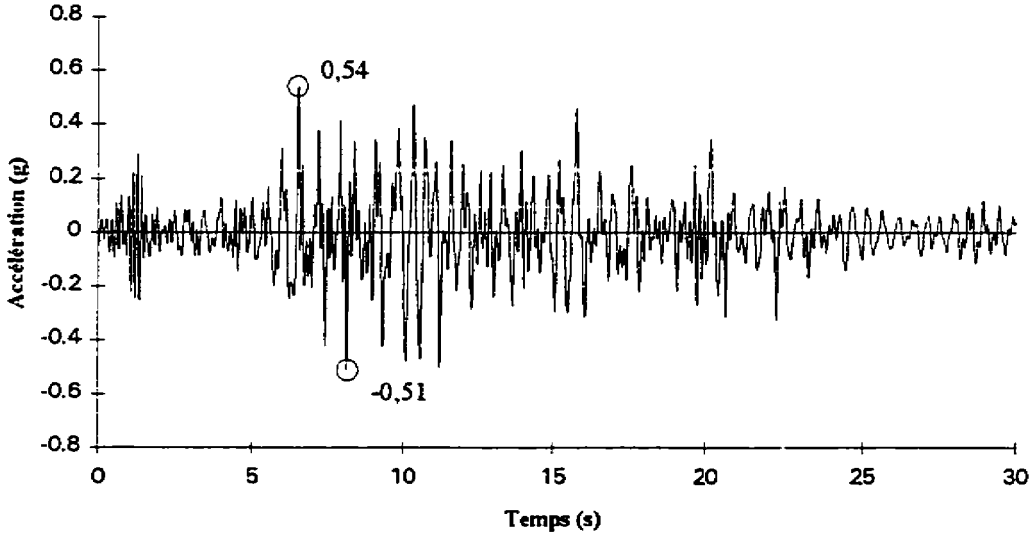


Figure 8.33 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

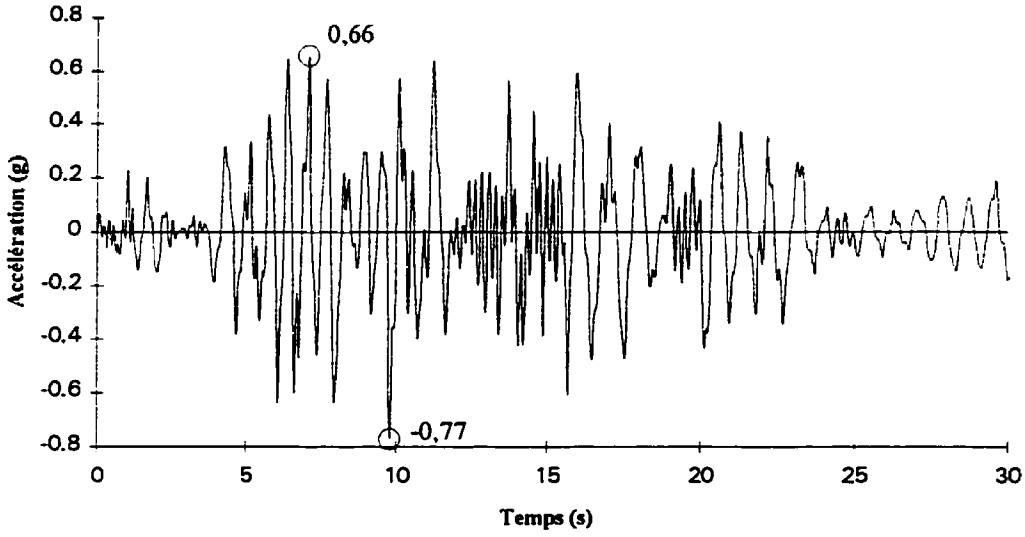


Figure 8.34 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

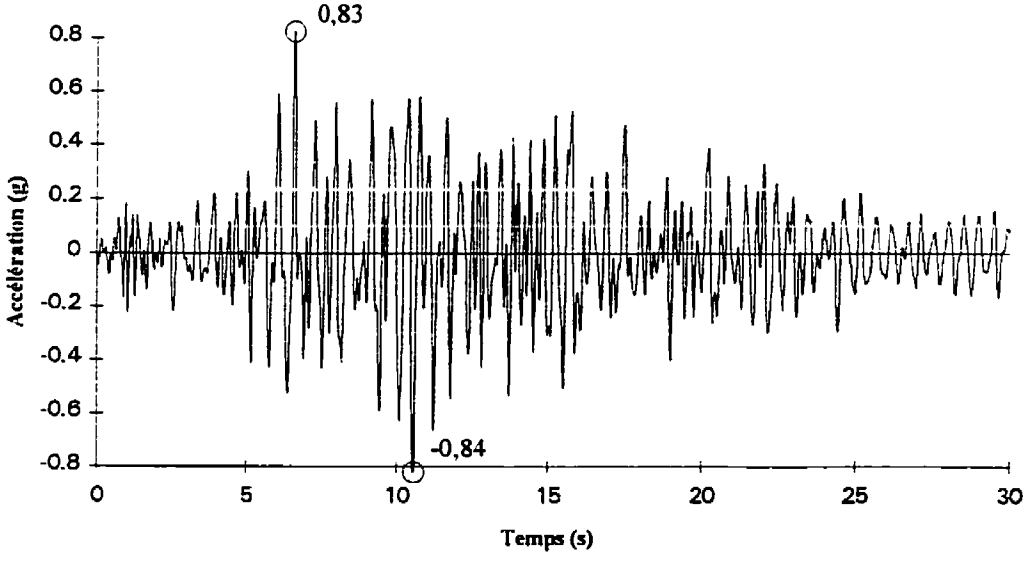


Figure 8.35 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

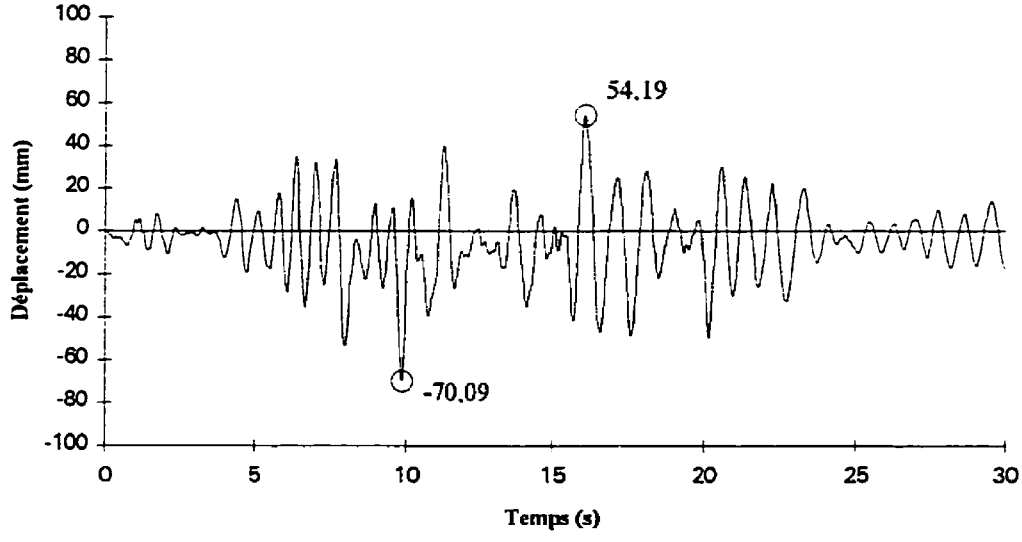


Figure 8.36 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

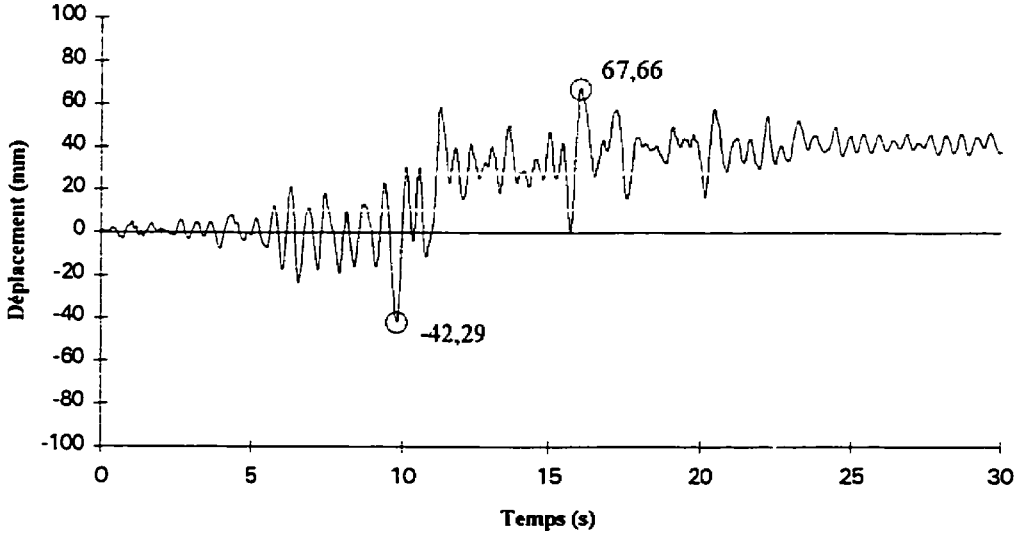


Figure 8.37 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

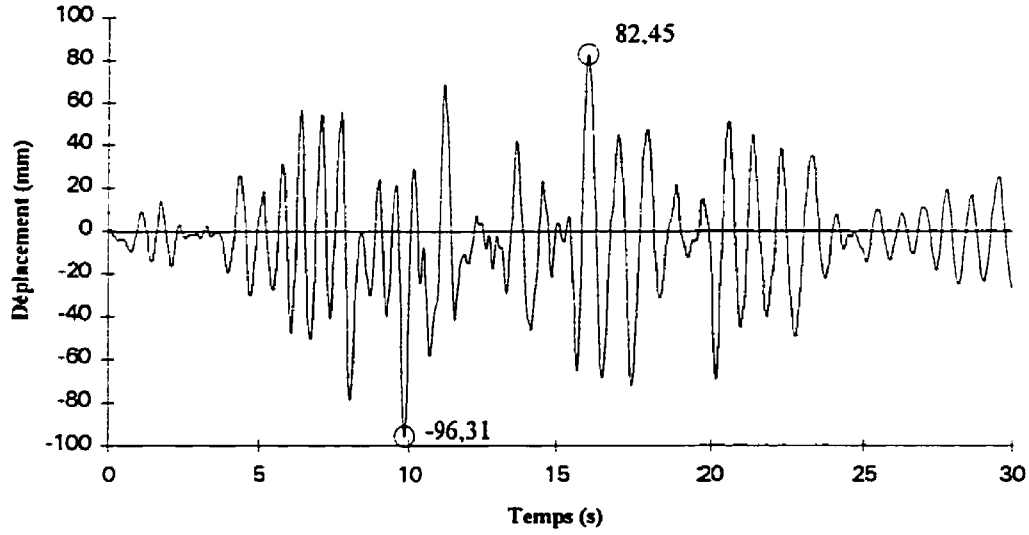


Figure 8.38 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

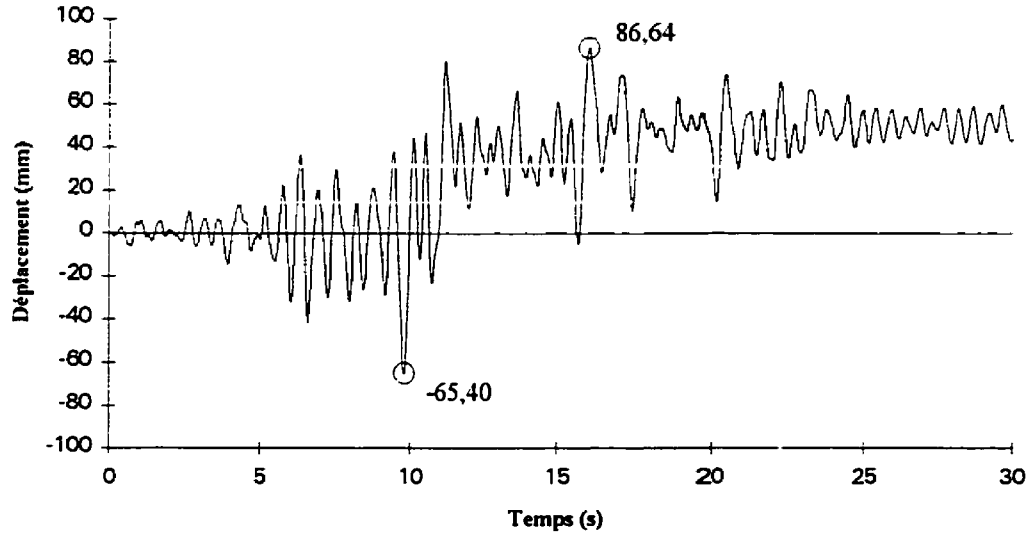


Figure 8.39 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

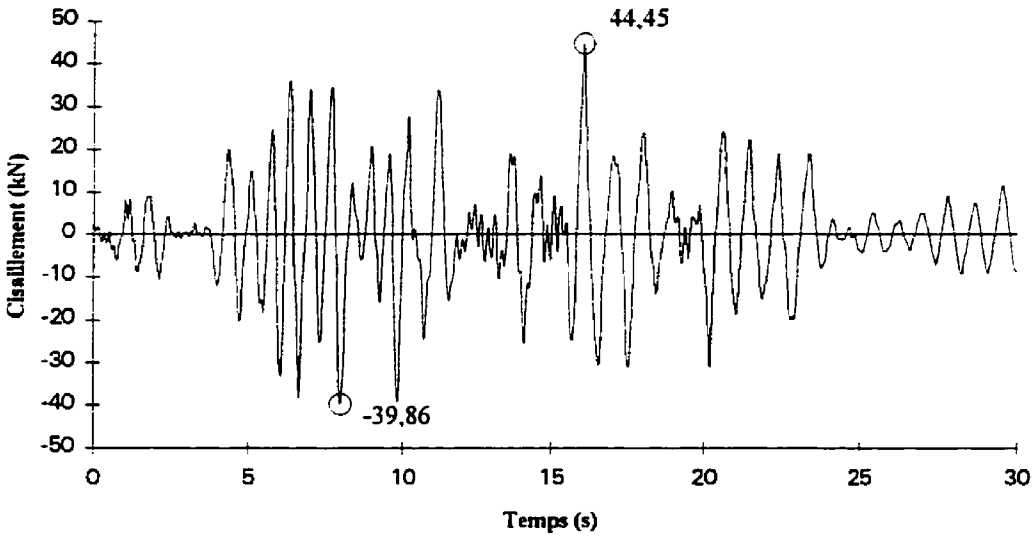


Figure 8.40 Cisaillement à la base (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

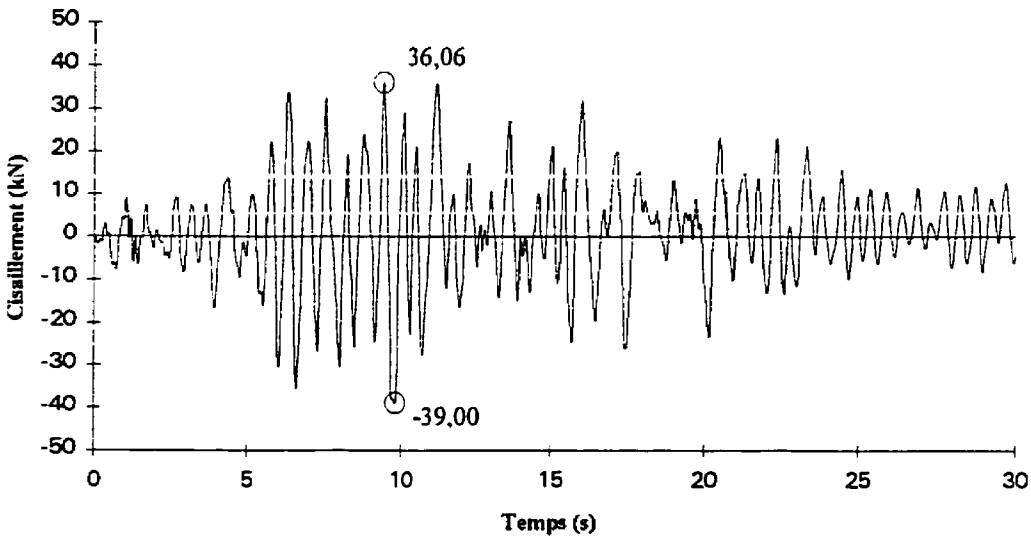


Figure 8.41 Cisaillement à la base (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

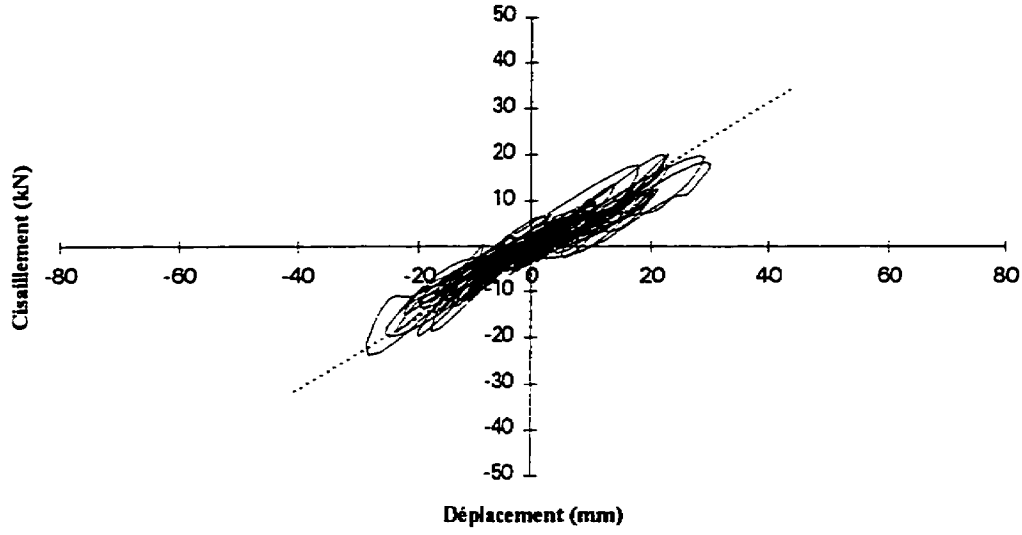


Figure 8.42 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

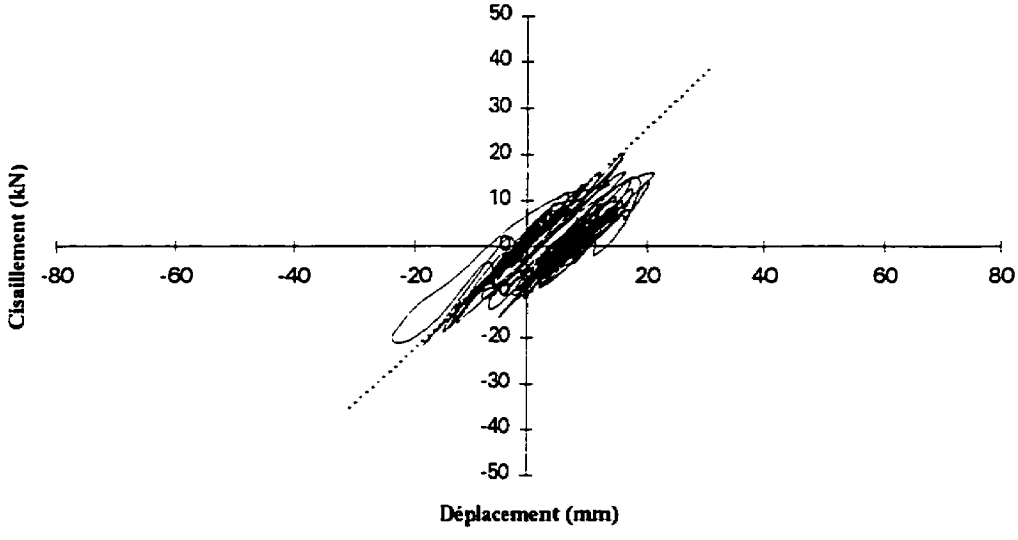


Figure 8.43 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

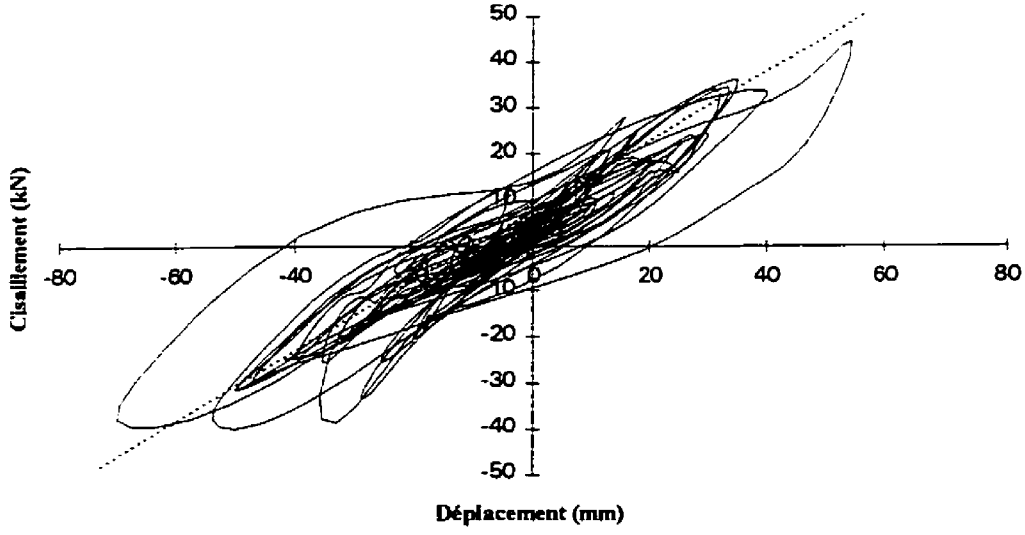


Figure 8.44 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

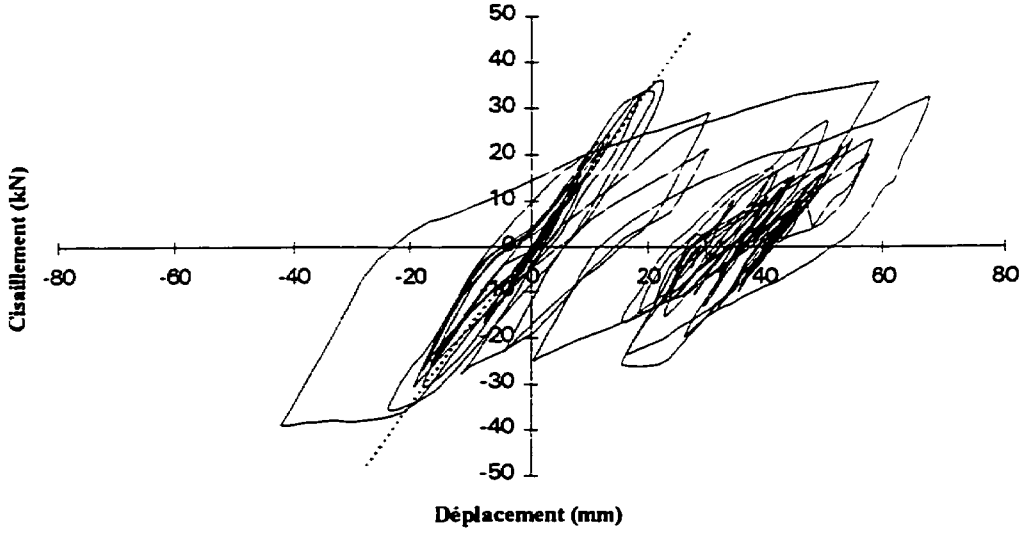


Figure 8.45 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

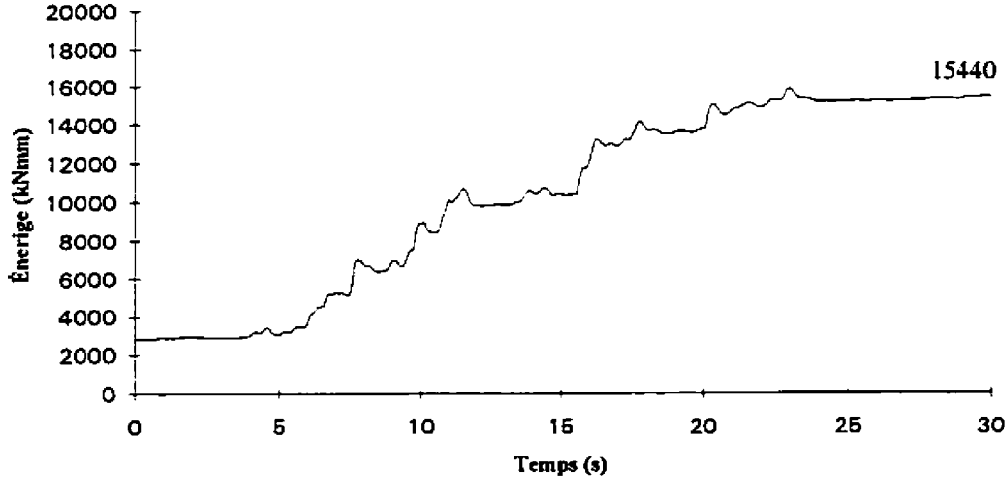


Figure 8.46 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

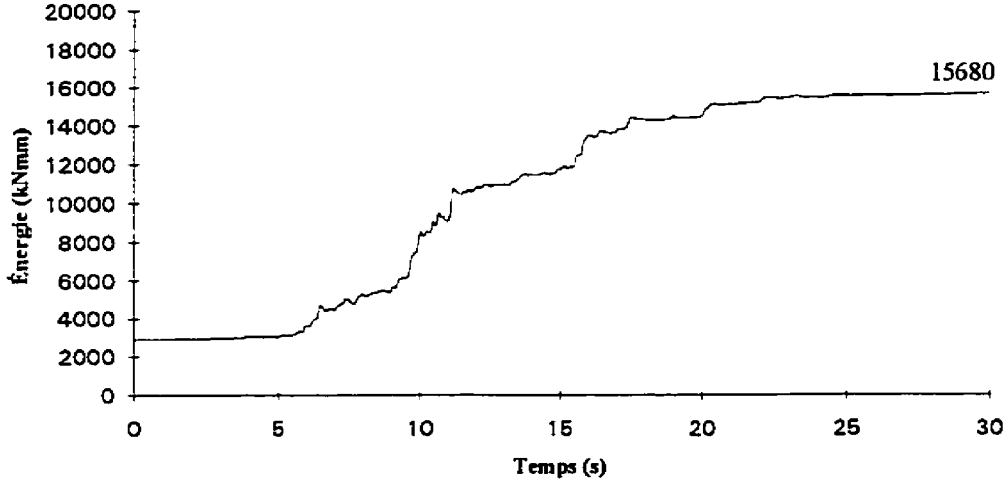


Figure 8.47 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle initial).

8.4.3 Modèle final (intensité 1)

Les historiques d'accélération absolue horizontale du premier et du deuxième étages (figures 8.49 et 8.51) calculés avec le modèle final correspondent mieux aux résultats expérimentaux (figures 8.48 et 8.50) que le modèle initial. Cependant, l'amplitude moyenne des accélérations est augmentée. L'accélération maximale du premier étage calculée par l'analyse est la même que celle mesurée durant les essais. Celle du deuxième étage est égale à 0,67 g , soit supérieure à la valeur réelle de 6,3%.

La ressemblance entre les historiques des déplacements relatifs horizontaux de l'analyse (figures 8.53 et 8.55) et ceux enregistrés durant la première simulation sismique (figures 8.52 et 8.56) est meilleure avec les améliorations apportées dans le modèle final. L'amplitude des déplacements obtenus avec le modèle final est légèrement plus grande que celle obtenue avec le modèle initial. L'analyse donne des déplacements relatifs maximaux au premier étage de 25,43 mm et au deuxième étage de 48,19 mm. Les maximums sont respectivement de 14,4% et 1,5% plus petits que les résultats expérimentaux.

Les historiques du cisaillement à la base pour les résultats expérimentaux et pour l'analyse sont illustrés aux figures 8.56 et 8.57. Le modèle final donne de meilleurs résultats, puisque l'amplitude des crêtes est augmentée de façon général par rapport au modèle initial. Par contre, le cisaillement maximal à la base de 32,24 kN est plus petit que celui trouvé avec le modèle initial. La différence entre la valeur maximale réelle et celle calculée par analyse est de 13,4%.

On constate la bonne performance du modèle final par l'étude des courbes d'hystérésis. La modélisation de la perte de rigidité des joints permet d'obtenir des courbes d'hystérésis du cisaillement à l'étage versus le déplacement inter-étage (figures

8.59 et 8.61) plus conforme aux résultats expérimentaux (figures 8.58 et 8.60). Les boucles d'hystérésis obtenues par l'analyse sont aussi orientées selon deux pentes principales. L'énergie dissipée par le modèle est moins élevée que celle dissipée durant l'essai.

L'historique de l'énergie sismique introduite lors de l'analyse (figure 8.62) est encore de même allure que celui lors des essais expérimentaux (figure 8.63). Mais, l'énergie totale introduite est plus grande de 11,2% que celle mesurée expérimentalement.

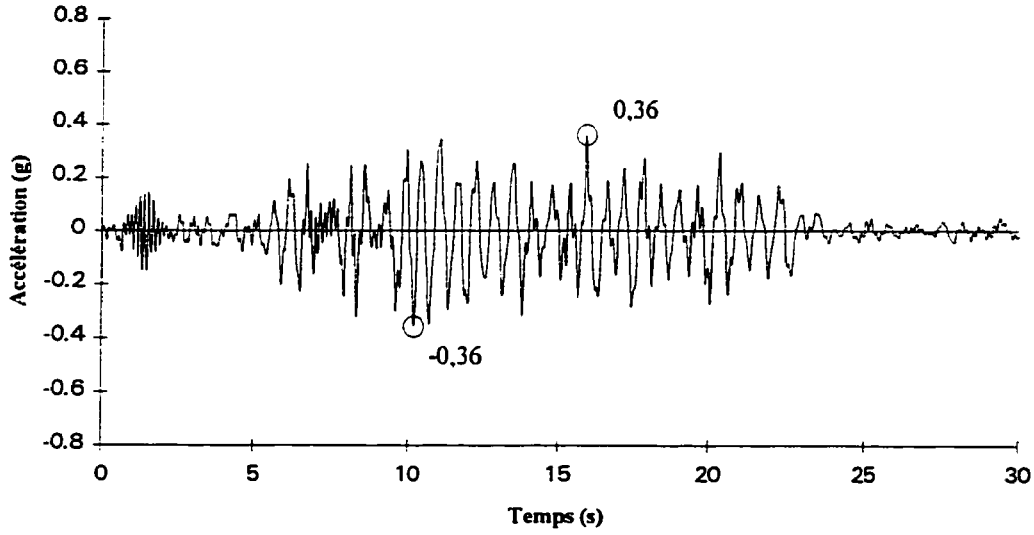


Figure 8.48 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

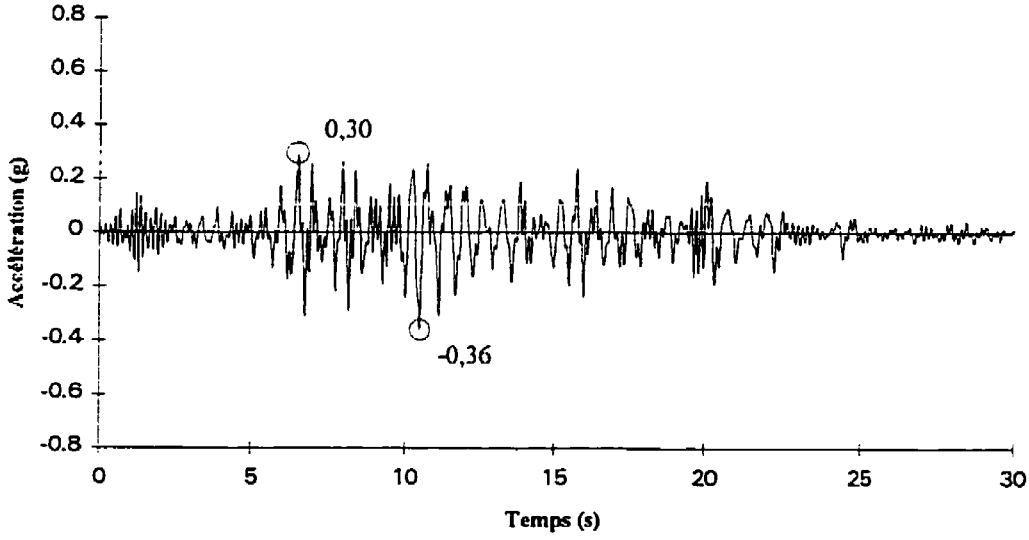


Figure 8.49 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

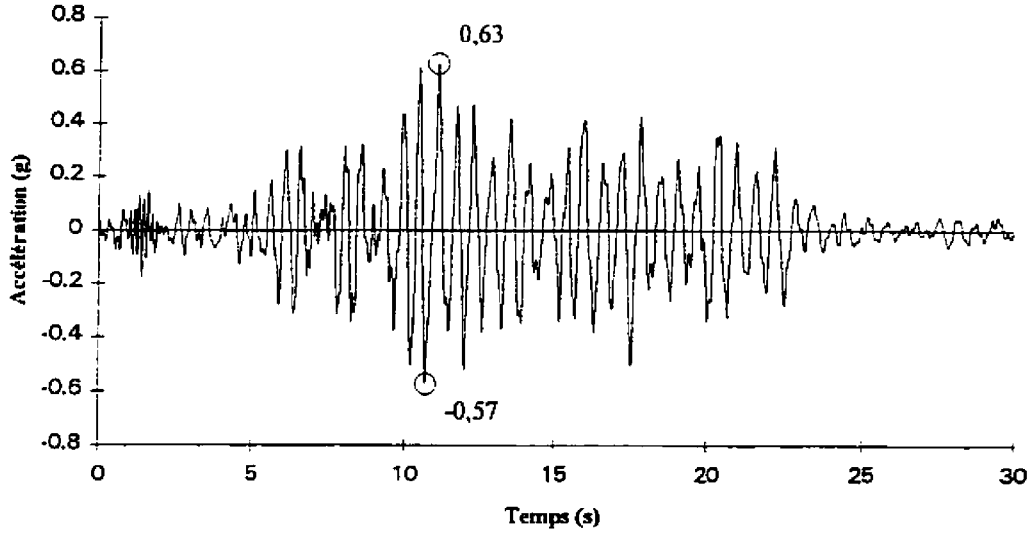


Figure 8.50 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

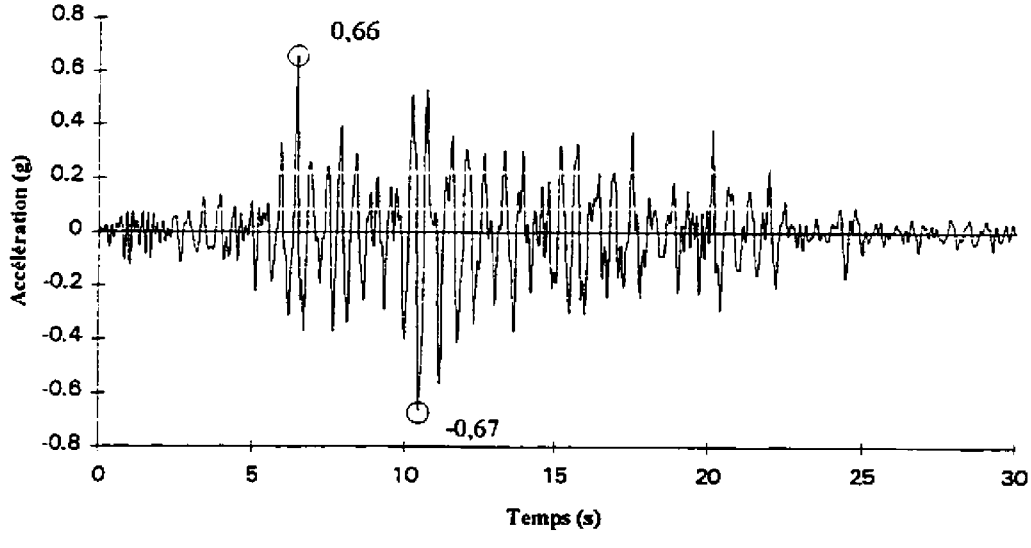


Figure 8.51 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

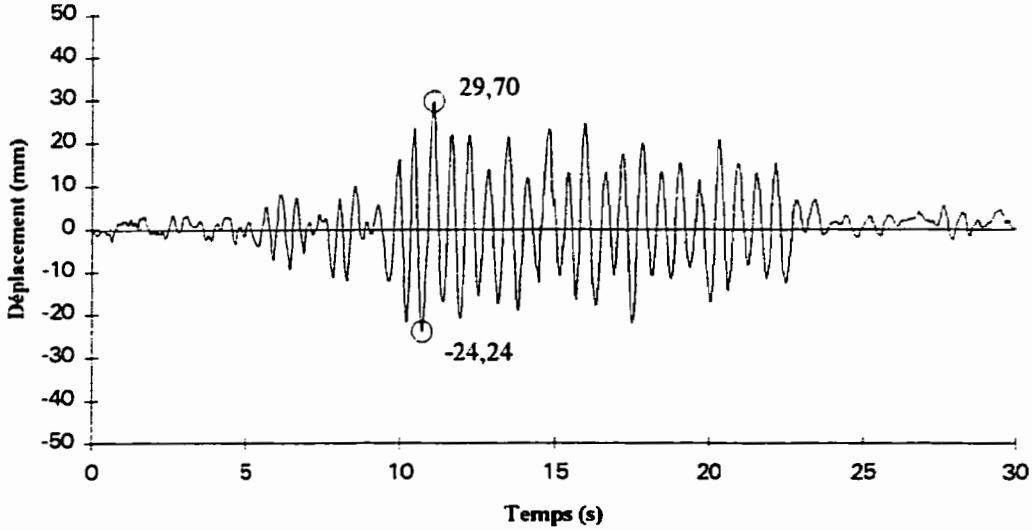


Figure 8.52 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

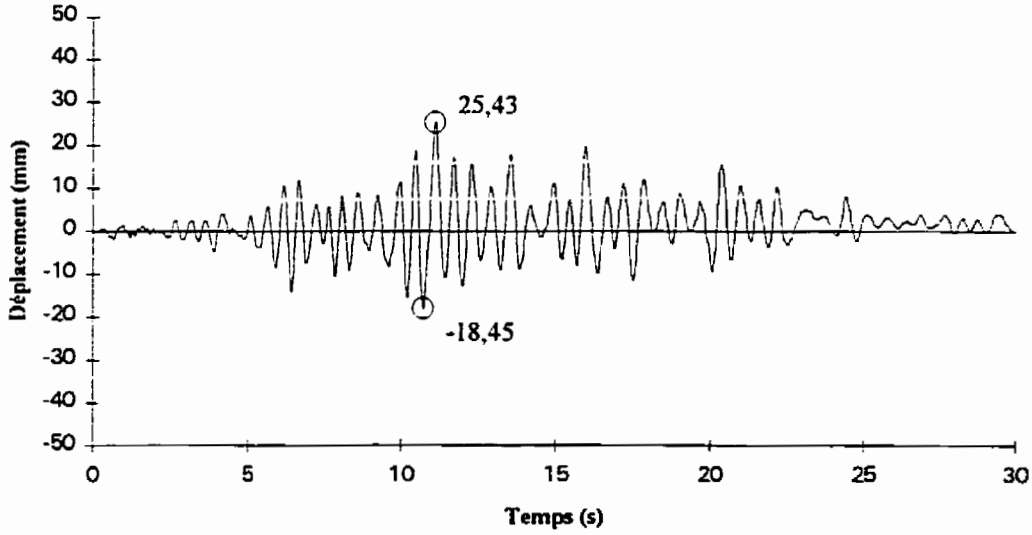


Figure 8.53 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

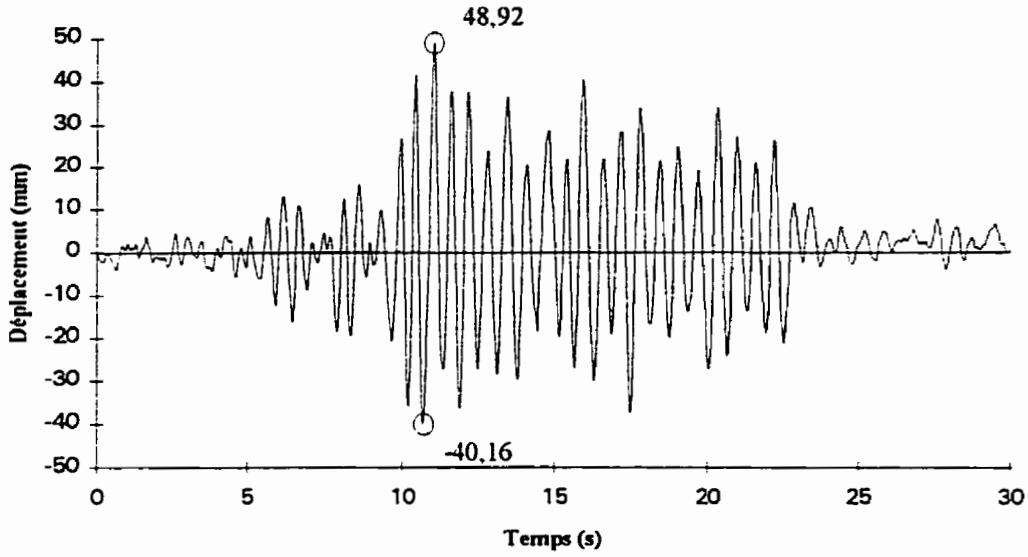


Figure 8.54 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

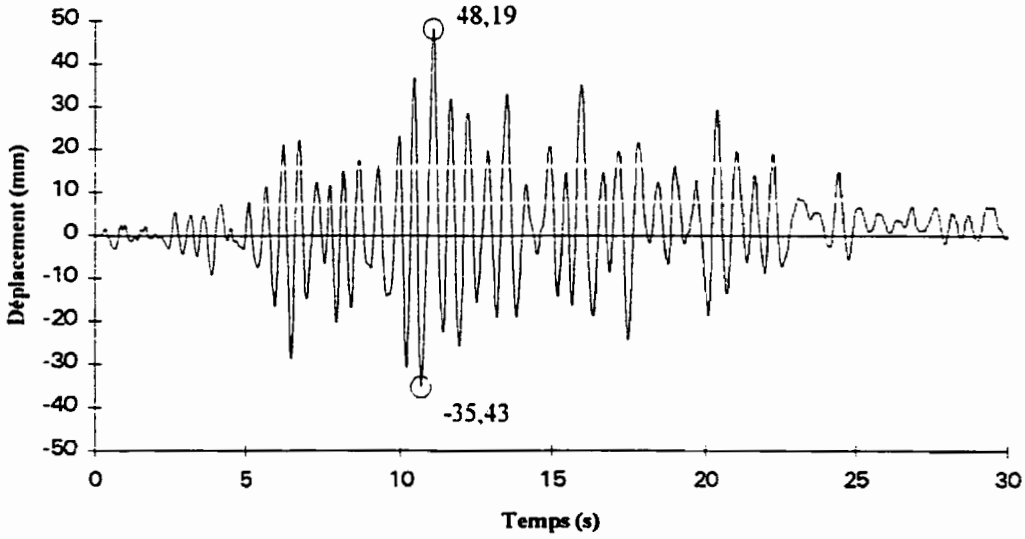


Figure 8.55 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

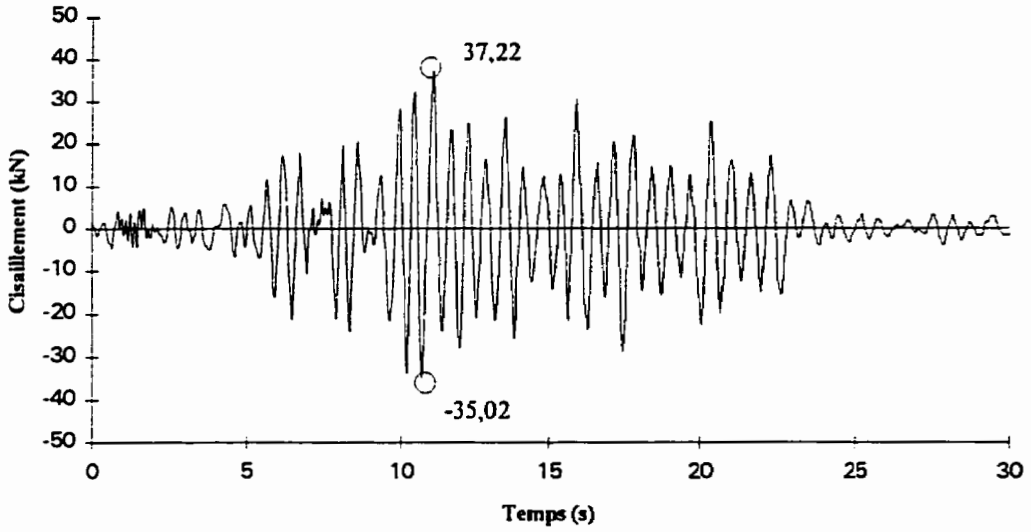


Figure 8.56 Cisaillement à la base (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

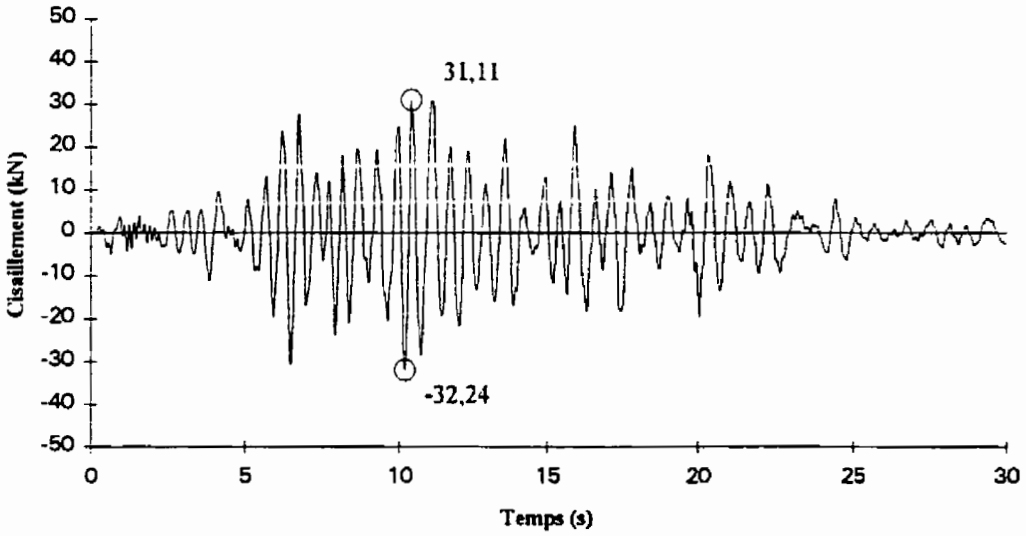


Figure 8.57 Cisaillement à la base (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

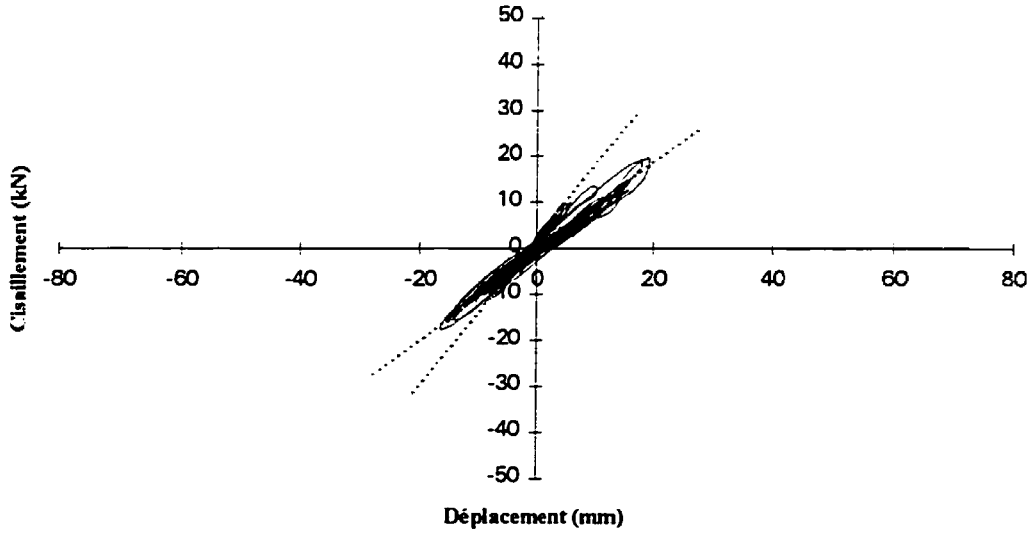


Figure 8.58 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

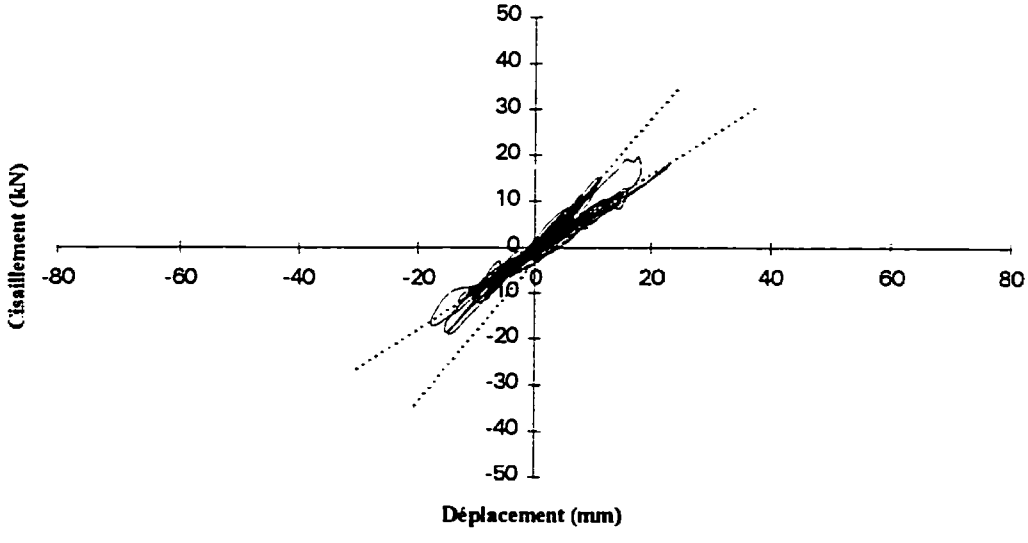


Figure 8.59 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

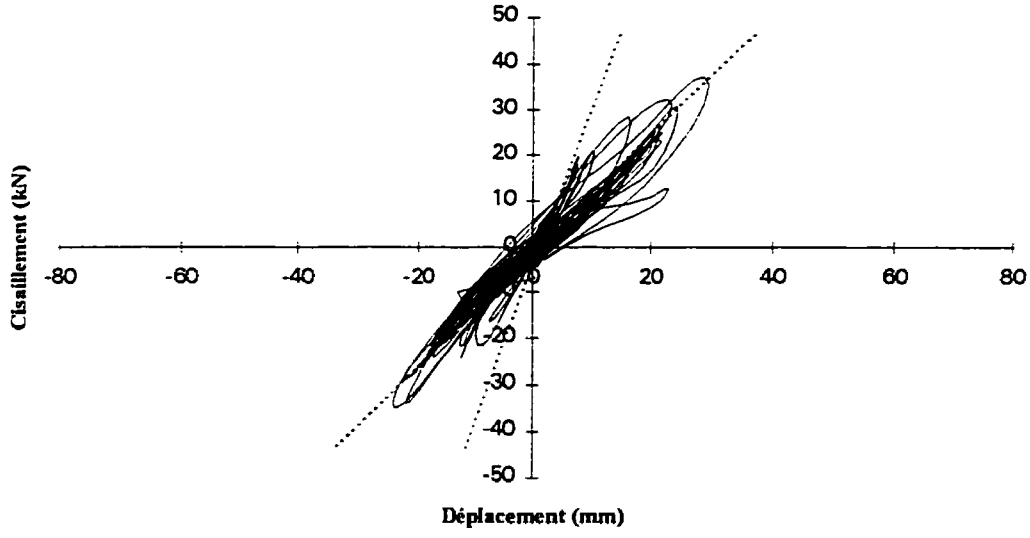


Figure 8.60 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

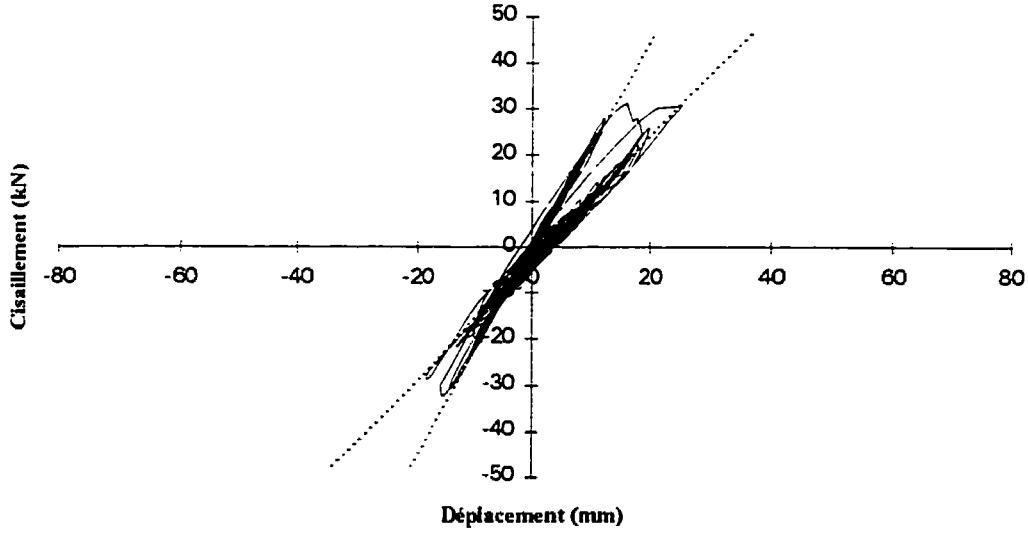


Figure 8.61 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

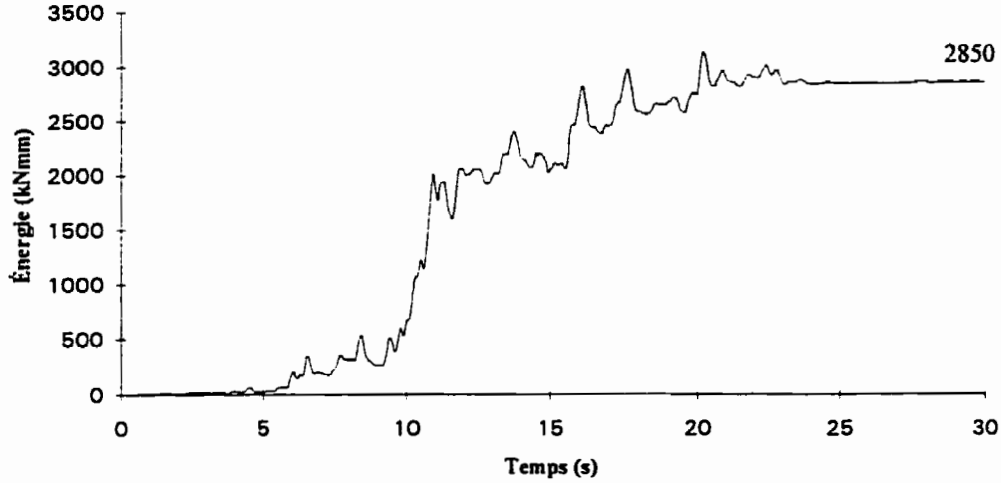


Figure 8.62 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Résultats expérimentaux.

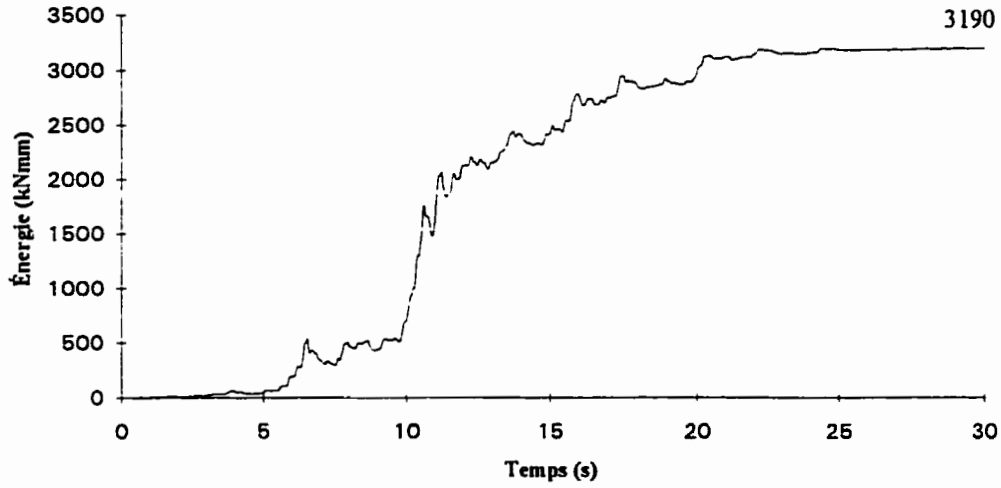


Figure 8.63 Énergie sismique introduite (intensité 1) - Analyse non linéaire (modèle final).

8.4.4 Modèle final (intensité 2)

Les historiques des accélérations aux étages pour les résultats expérimentaux et pour l'analyse sont donnés aux figures 8.64 à 8.67. Les résultats de l'analyse, pour l'ensemble des accélérations absolues horizontales du premier et du deuxième étages calculées avec le modèle final, ne correspondent pas mieux que ceux du modèle initial. Même que la différence entre les accélérations maximales réelles et celles calculées par le modèle final, 0,48 g au premier étage et 0,89 au deuxième étage, est plus grande: 18,6% pour le premier étage et 15,6% pour le deuxième étage.

Les historiques des déplacements relatifs horizontaux du premier et du deuxième étages pour les résultats expérimentaux ainsi que pour l'analyse sont illustrés aux figures 8.68 à 8.71. Avec le modèle final, il n'y a pas de déplacements résiduels. Les crêtes des historiques de l'analyse sont en phase avec celles des résultats expérimentaux. L'amplitude des déplacements du premier étage est plus faible dans l'analyse que celle obtenue durant la deuxième simulation sismique. Le déplacement maximal est de 53,00 mm, une différence de 24,4% avec les résultats expérimentaux. L'amplitude des déplacements du deuxième étage pour l'analyse est du même ordre de grandeur que celle des résultats expérimentaux. On trouve un déplacement maximal de 92,14 mm ce qui est 4,3% plus petit que la valeur réelle.

La comparaison entre l'historique du cisaillement à la base obtenu des résultats expérimentaux (figure 8.72) et celui tracé à partir de l'analyse (figure 8.73) indique une bonne similitude entre les deux graphiques. Les historiques sont en phase et leurs crêtes ont presque les mêmes amplitudes. Le cisaillement maximal à la base pour l'analyse est de 40,08 kN et il est inférieur à celui obtenu des essais de 9,8%.

La performance du modèle final est aussi vérifiée pour l'intensité 2 par l'étude des courbes d'hystérésis du cisaillement à l'étage versus le déplacement inter-étage (figures 8.74 à 8.77). On remarque que les boucles d'hystérésis de l'analyse sont orientées selon la même pente principale que celles des résultats expérimentaux. De plus, la quantité d'énergie dissipée par le modèle final est environ la même que celle dissipée par l'ossature durant la deuxième simulation sismique.

Les figures 8.78 et 8.79 donnent les graphiques de l'énergie sismique introduite pour les résultats expérimentaux et pour l'analyse. Les deux graphiques ont une courbe semblable. Par contre, les fluctuations d'énergie sont différentes et l'énergie totale calculée pour l'analyse est plus grande de 2,0%.

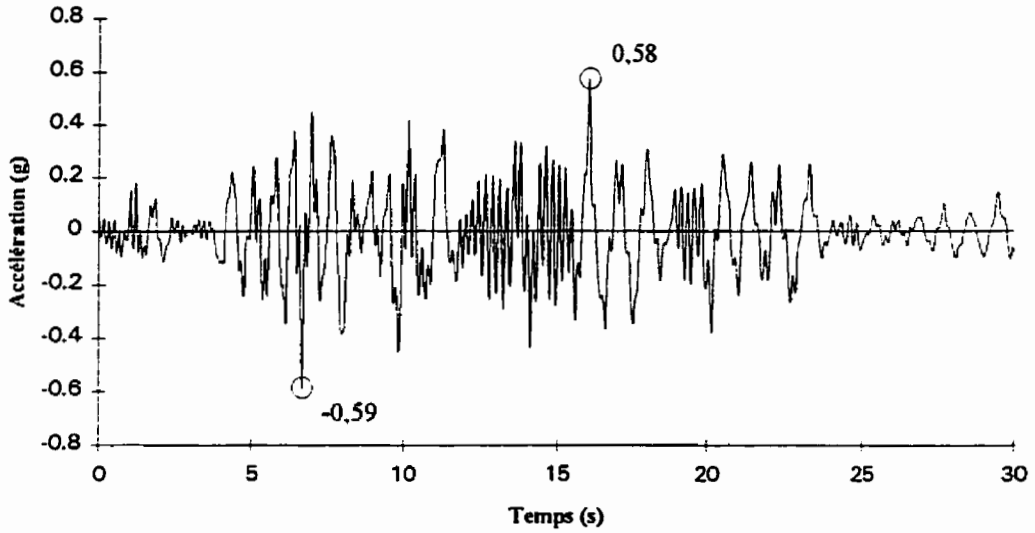


Figure 8.64 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

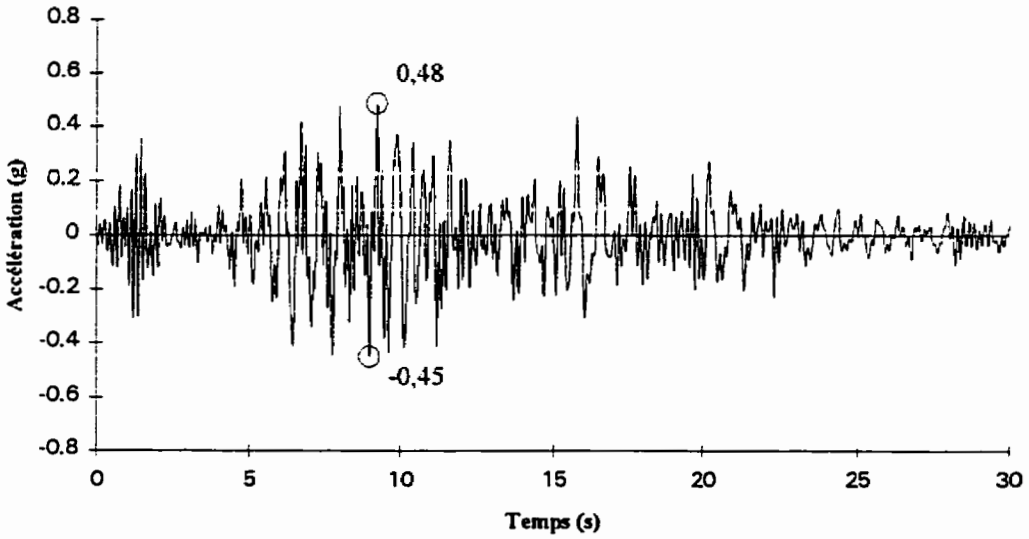


Figure 8.65 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

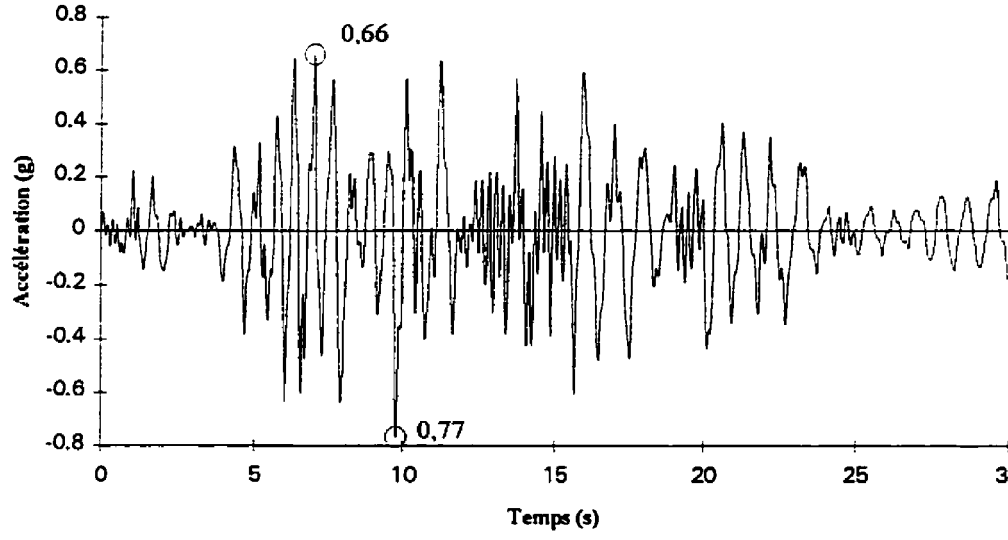


Figure 8.66 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

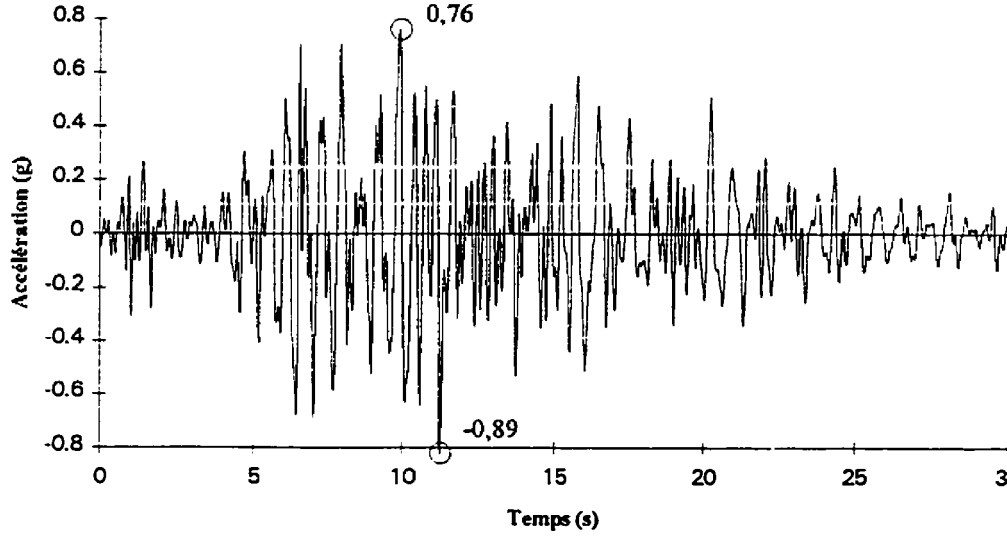


Figure 8.67 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

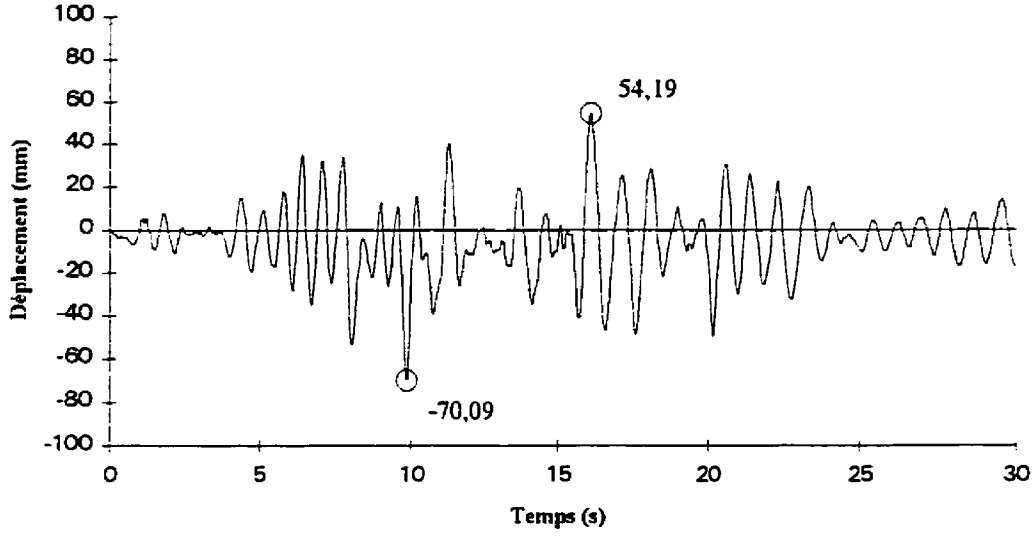


Figure 8.68 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

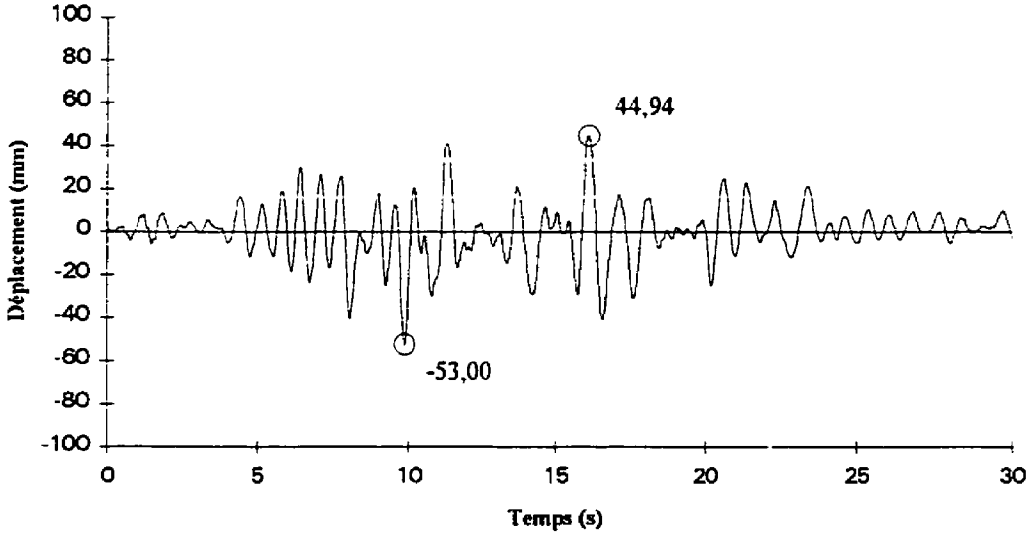


Figure 8.69 Déplacement relatif horizontal du premier étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

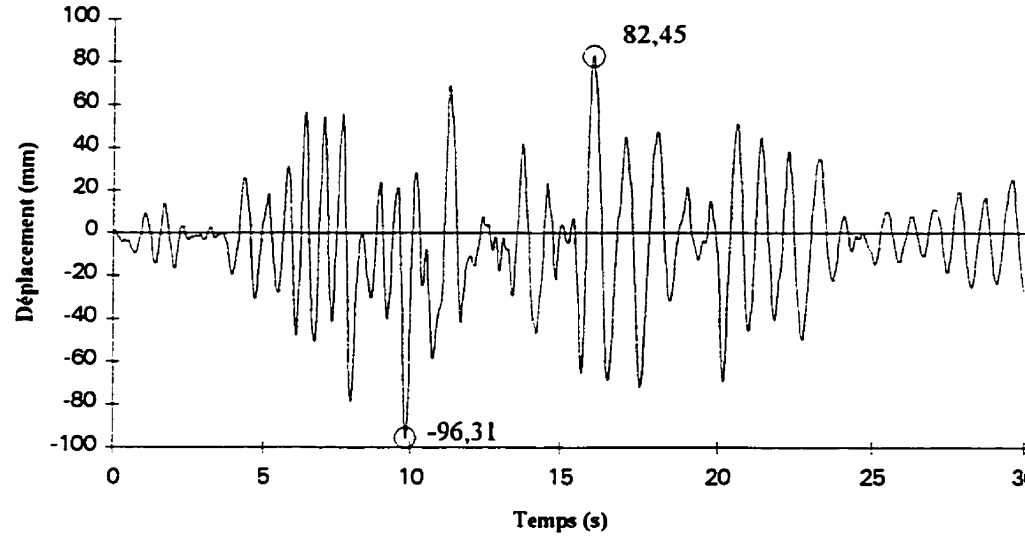


Figure 8.70 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

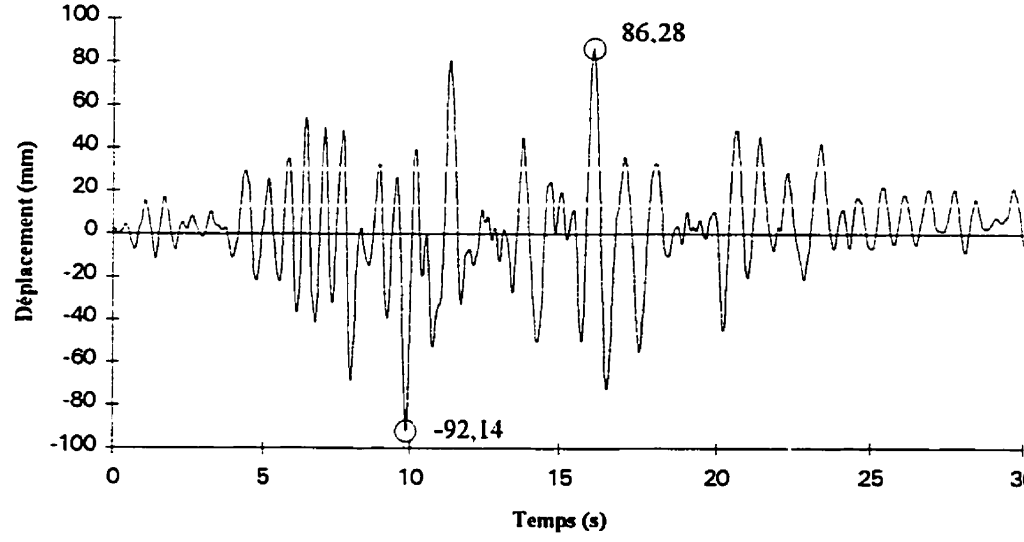


Figure 8.71 Déplacement relatif horizontal du deuxième étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

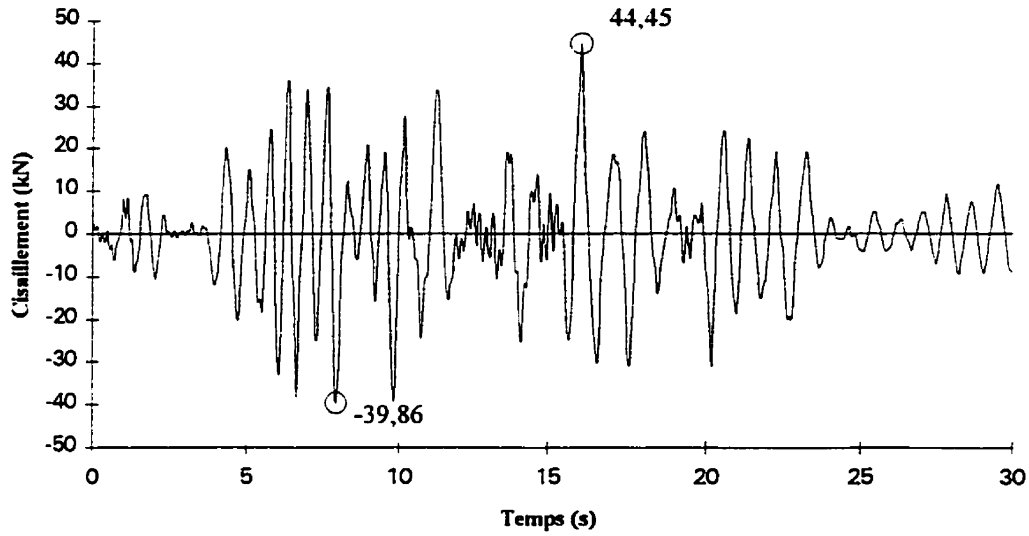


Figure 8.72 Cisaillement à la base (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

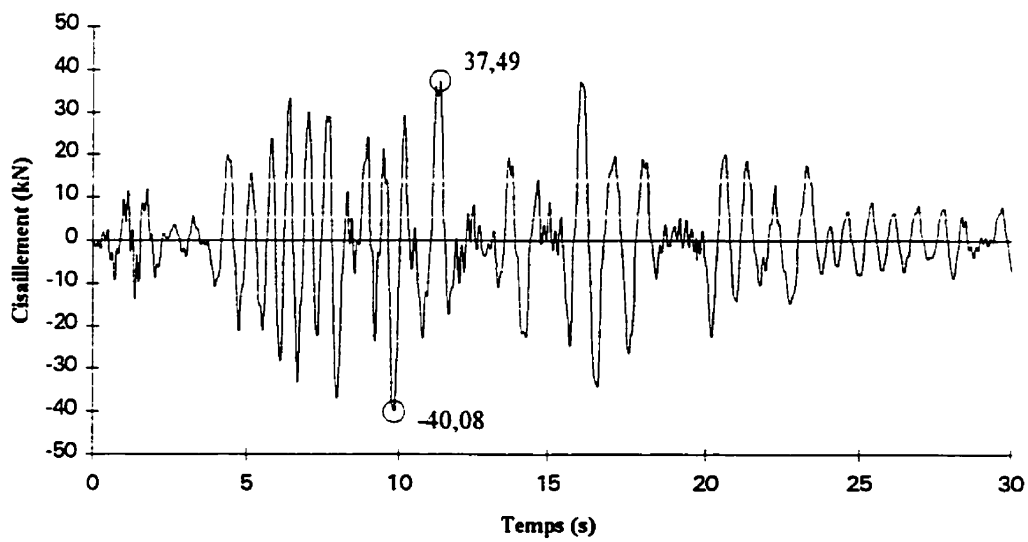


Figure 8.73 Cisaillement à la base (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

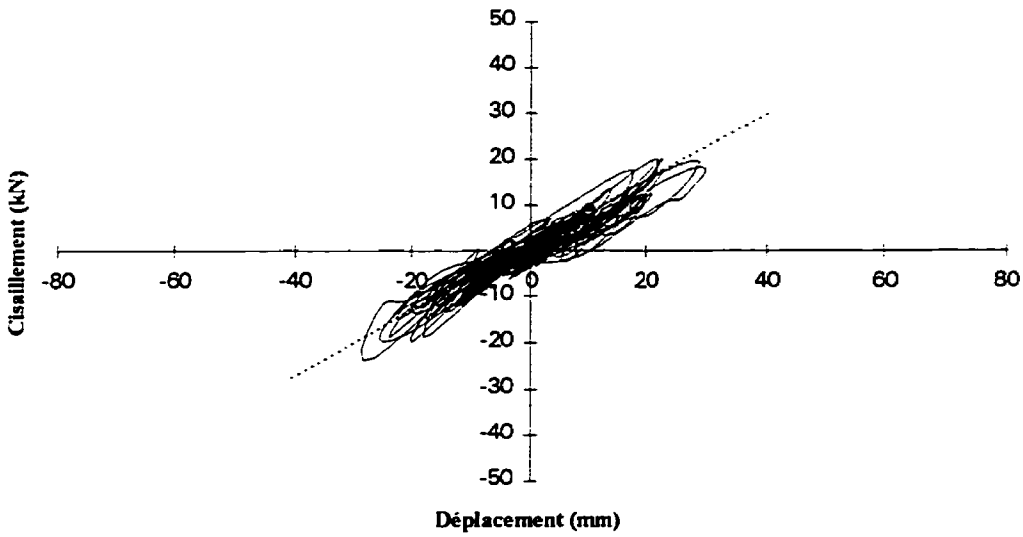


Figure 8.74 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

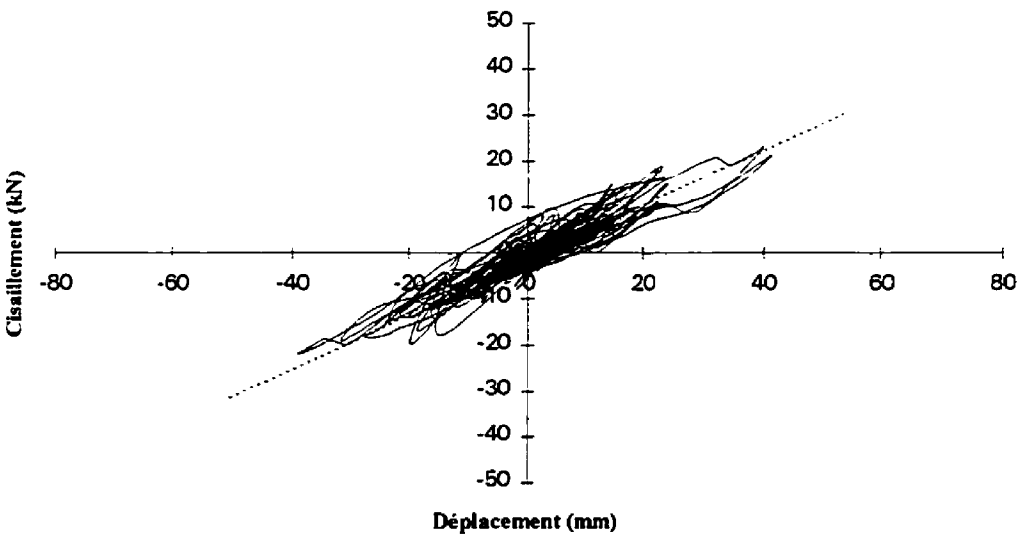


Figure 8.75 Hystérésis du cisaillement au 2e étage versus le déplacement inter-étage au 2e étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

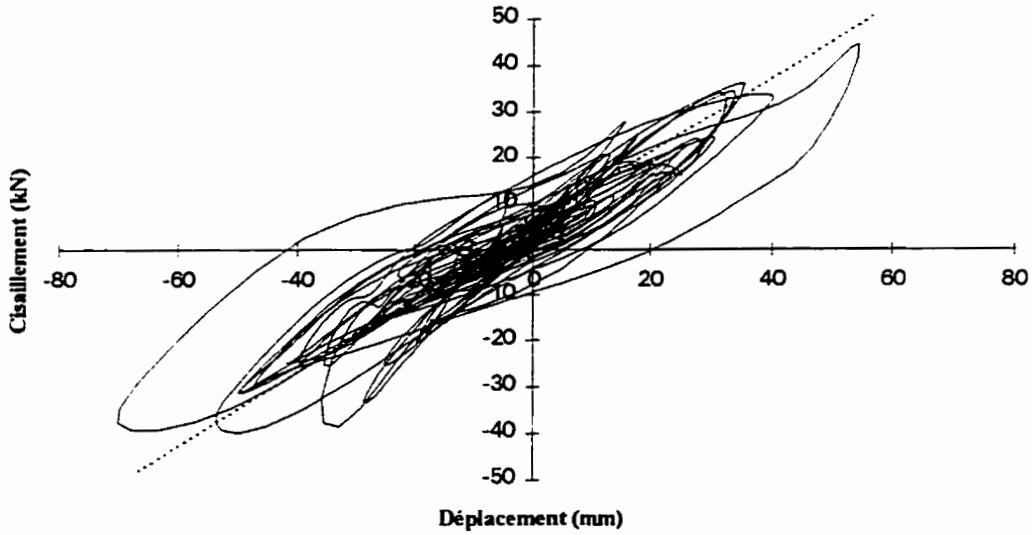


Figure 8.76 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

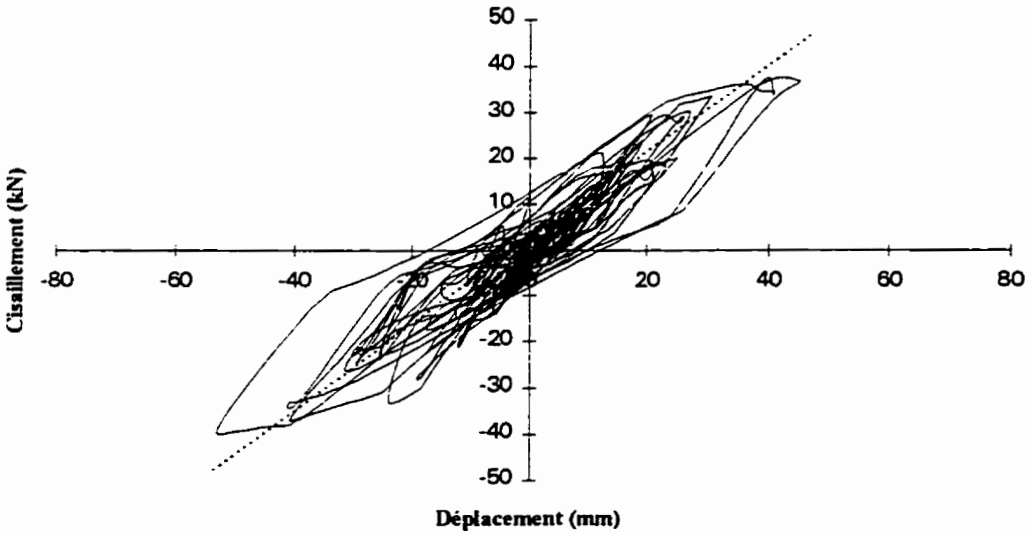


Figure 8.77 Hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement inter-étage au 1er étage (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

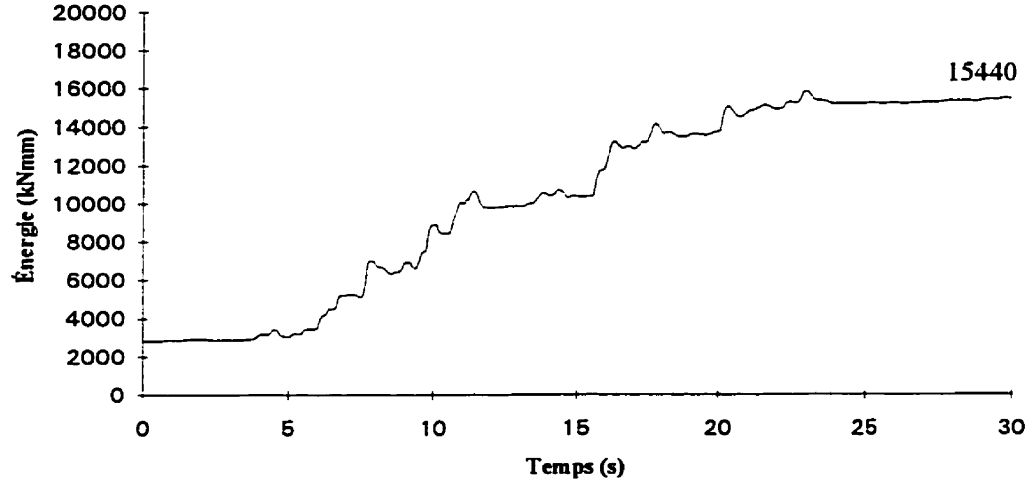


Figure 8.78 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Résultats expérimentaux.

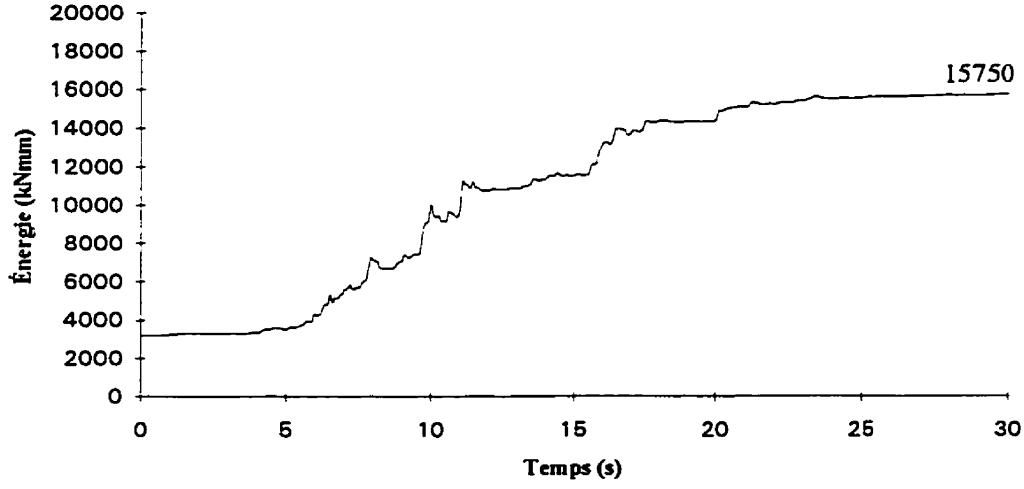


Figure 8.79 Énergie sismique introduite (intensité 2) - Analyse non linéaire (modèle final).

8.4.5 Discussion

L'analyse dynamique non linéaire est une méthode complexe pour étudier le comportement sismique d'une ossature en béton armé. Les différents paramètres nécessaires pour la modélisation numérique sont parfois difficiles à cerner. Les analyses sont très sensibles à la variation de certains paramètres. Il est toujours prudent de faire une étude paramétrique et l'ingénieur doit porter un certain jugement sur les résultats obtenus d'une telle analyse.

Le modèle initial présenté dans ce mémoire est conçu de sorte que les ingénieurs de la pratique soient en mesure de l'utiliser. Le seul paramètre pouvant poser une difficulté à l'ingénieur est le facteur α du modèle d'hystérésis utilisé qui résulte de l'expérience. Par contre, l'étude paramétrique et le jugement de l'ingénieur permettent d'évaluer α, afin d'obtenir des résultats concluant. Dans notre cas, le modèle initial donne des résultats beaucoup moins sévères que ceux observés durant les essais. Les accélérations, les déplacements et le cisaillement à la base sont plus petits dans l'analyse. Les résultats de l'analyse avec l'intensité sismique 2 sont encore plus éloignés des résultats expérimentaux. De plus, on obtient des déplacements résiduels qui ne sont pas observés durant la deuxième simulation sismique. Le principal défaut du modèle initial est qu'il ne tient pas compte de la perte de rigidité causée par le cisaillement dans les joints.

Dans le modèle final, nous ajoutons des ressorts en torsion près des joints pour modéliser cette perte de rigidité. Le modèle d'hystérésis des ressorts est conçu à partir des résultats expérimentaux. Donc, ce modèle ne peut être utilisé que pour l'étude du comportement sismique lors de recherches ou d'expertises, car des essais dynamiques sont nécessaires. Avec le modèle final, nous démontrons que l'imprécision du modèle initial est bien causée par la perte de rigidité dans les joints. Les résultats obtenus de cette deuxième analyse sont plus conformes à la réalité. En général, les accélérations, les

déplacements et le cisaillement à la base sont plus élevés dans cette analyse. Les courbes d'hystérésis du cisaillement à l'étage versus le déplacement inter-étage ressemble davantage aux résultats expérimentaux. Pour l'intensité 2, il n'y a pas de déplacements résiduels dans l'analyse.

Le tableau 8.6 donne les amplitudes maximales des historiques d'accélération, de déplacement et du cisaillement à la base calculées par les analyses dynamiques non linéaires. On indique la différence inférieure(-) ou supérieure(+) des maximums calculés par les analyses par rapport aux maximums mesurés durant les essais.

Tableau 8.6 Comparaison des modèles aux résultats expérimentaux

	Modèle initial		Modèle final	
	Intensité 1			
	Amplitude max.	Différence	Amplitude max.	Différence
Accélération du 1er étage	0,37 g	+ 2,8 %	0,36 g	0,0 %
Accélération du 2e étage	0,71 g	+ 12,7 %	0,67 g	+ 6,3 %
Déplacement du 1er étage	20,81 mm	- 29,9 %	25,43 mm	- 14,4 %
Déplacement du 2e étage	38,34 mm	- 21,6 %	48,19 mm	-1,5 %
Cisaillement à la base	35,38 kN	- 4,9 %	32,24 kN	-13,4 %
	Intensité 2			
	Amplitude max.	Différence	Amplitude max.	Différence
Accélération du 1er étage	0,54 g	- 8,5 %	0,48 g	-18,6 %
Accélération du 2e étage	0,84 g	+ 9,1 %	0,89 g	+ 15,6 %
Déplacement du 1er étage	67,66 mm	- 3,5 %	53,00 mm	- 24,4 %
Déplacement du 2e étage	86,64 mm	- 10,0%	92,14 mm	- 4,3 %
Cisaillement à la base	39,00 kN	- 12,3%	40,08 kN	- 9,8 %

Les amplitudes maximales obtenues lors des analyses semblent indiquer que le modèle final donne de meilleurs résultats pour les accélérations et les déplacements durant l'intensité 1, ainsi que pour le déplacement du 2e étage et du cisaillement à la base durant l'intensité 2. Les autres résultats sont toutefois moins bons que ceux du modèle initial. Mais, si on étudie l'allure des historiques plutôt que simplement les amplitudes maximales, on réalise que le modèle final correspond plus aux résultats expérimentaux que le modèle initial.

Finalement, il est possible que la perte de rigidité dans les joints observée durant les essais soit la conséquence du facteur d'échelle de l'ossature. Le modèle initial peut être adéquat pour le dimensionnement de structure à plus grande échelle. Des essais supplémentaires sur des spécimens plus grands sont nécessaires, afin de vérifier le comportement des joints durant un séisme.

CHAPITRE 9
CONCLUSION

9.1 Résumé du projet de recherche

Dans ce projet, nous avons fait la conception d'une ossature en béton armé à ductilité nominale (R=2) pour la région de Vancouver. Le dimensionnement selon le CNBC (1995), la détermination du séisme de calcul, ainsi que la description de la fabrication de l'ossature et du montage expérimental sont détaillés dans ce mémoire.

Nous avons effectué des essais sur table vibrante afin d'étudier le comportement sismique d'une ossature en béton armé à ductilité nominale (R=2). Les essais d'impact ont permis d'obtenir la première période fondamentale de l'ossature avant et après chaque simulation sismique. La période calculée par les analyses préliminaires concorde bien avec les résultats expérimentaux. La perte de rigidité est aussi évaluée à l'aide de cet essai. On a observé une perte de 58 % de la rigidité initiale après l'intensité 1 et une perte de 77,5 % de la rigidité initiale après l'intensité 2. Les essais de vibrations libres ont servi à déterminer l'augmentation de l'amortissement et le premier mode de vibration de l'ossature. Les essais ont démontré que l'utilisation d'un amortissement de 3 % pour le béton armé s'avère un choix sécuritaire pour le calcul parasismique. La perte de rigidité et l'augmentation de l'amortissement sont causées par la formation de rotules plastiques dans les membrures, ainsi que par la détérioration et la fissuration du béton des éléments de l'ossature.

La réalisation d'une première simulation sismique avec le séisme de Puget Sound (1949) et d'une deuxième simulation sismique correspondant à deux fois l'intensité du séisme de calcul, ont permis d'étudier le comportement sismique de l'ossature. Nous réalisons que malgré la conception de l'ossature ne respectant pas la philosophie

« poutres faibles et poteaux forts » et le potentiel d'instabilité prédit par l'équation de Priestley (1995), l'ossature s'est très bien comportée lors de l'essai d'intensité 1. On a obtenu un mode de rupture souhaitable. Les rotules plastiques se sont formées dans les poutres et à la base des poteaux. La fissuration s'est concentrée principalement dans les joints et les poutres. Par contre, l'ossature présente une lacune concernant la perte soudaine de rigidité dans les joints. Après l'essai d'intensité 2, il y a eu la formation d'un mécanisme d'instabilité dans les poteaux du premier étage. Des rotules plastiques se sont formées dans les poteaux près des joints. On a mesuré un déplacement inter-étage au premier étage beaucoup plus élevé que la limite exigée par le CNBC (1995). On a observé une fissuration et une détérioration excessives du béton dans les joints et les poteaux. L'ossature était très près de l'effondrement. Les deux simulations ont permis d'évaluer que la longueur des rotules plastiques est environ d/2.

Selon les analyses statiques latérales jusqu'à effondrement et les hystérésis du cisaillement à la base versus le déplacement au toit, la ductilité globale atteinte par l'ossature correspond à 2,24 avec le modèle initial et à 1,98 avec le modèle final. Ces valeurs concordent bien avec le coefficient de réduction (R=2) utilisé pour le dimensionnement d'une ossature à ductilité nominale. De plus, la ductilité globale maximale que peut atteindre ce type d'ossature est de 3,90.

Les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats de deux analyses dynamiques non linéaires. La première analyse est fait à l'aide d'une modélisation simple ne nécessitant pas la connaissance des résultats expérimentaux. La deuxième analyse est effectué à l'aide d'une modélisation plus complexe qui est basé sur les résultats expérimentaux. Le premier modèle a donné des résultats qui ne concordent pas bien avec les résultats des simulations sismiques. Principalement, à cause de la perte de rigidité dans les joints qui n'est pas considérée dans la modélisation. Le deuxième modèle comporte des éléments de ressorts avec un modèle d'hystérésis particulier qui permet de tenir

compte de cette perte de rigidité. Nous avons obtenu de meilleurs résultats avec ce modèle.

Selon les essais expérimentaux, les changements apportés dans la nouvelle édition de la norme canadienne de béton armé A23.3-M94 ont amélioré le comportement sismique d'une ossature à ductilité nominale (R=2). Puisque l'ossature étudiée s'est très bien comportée durant le séisme de calcul. Toutefois, l'armature transversale recommandée dans les joints ne semble pas être suffisante pour reprendre adéquatement les efforts de cisaillement.

Finalement, nous avons démontré la vulnérabilité d'une ossature en béton armé à ductilité nominale en ce qui concerne la résistance à des séismes plus intenses que le séisme de calcul. Ce type d'ossature n'offre pas beaucoup de ductilité supplémentaire. Des rotules plastiques se forment dans les poteaux et ceux-ci sont peu ductiles comparativement aux poutres (voir relations moment-courbure aux figures 8.3 et 8.4).

9.2 Recommandations

Suite aux essais expérimentaux, nous croyons qu'il est important que la norme canadienne de béton armé exige un dimensionnement selon le principe de "poteaux forts et poutres faibles" pour une ossature à ductilité nominale (R=2). L'application de ce principe peut se faire tel que spécifié pour une ossature ductile (R=4). De plus, la norme devrait augmenter la quantité d'armature transversale dans les joints afin de mieux reprendre les efforts de cisaillement. L'utilisation de fibres d'acier au niveau des joints pourrait être une option à envisager, d'autant plus qu'elle s'avère être moins dispendieuse et moins compliquée à mettre en place que l'armature transversale.

D'autres simulations sismiques devraient être effectuées sur des ossatures à ductilité nominale à plus grande échelle. Ces essais permettraient de valider les observations faites sur le comportement des joints durant un séisme. Car il est possible que l'échelle réduite de l'ossature soit la cause du mauvais comportement des joints décrit dans ce mémoire. L'ajout de manchons dans les joints centraux pour augmenter l'adhérence entre les barres et le béton, peut avoir influencé le comportement de ces joints.

RÉFÉRENCES

ASTM C-39. (1986). Standard test method for compressive strenght of cylindrical concrete specimen. ASTM, American Society for Testing Materials, Philadelphia, Vol. 04.02, Concrete and Aggregates, 1992.

BERTERO, V. V. ET POPOV, E. P. (1977). Seismic behavior of ductile moment-resisting reinforced concrete frames. In Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones. Publication SP-53, American Concrete Institute, Detroit, MI, pp. 247-291

BONACCI, J.F. ET PANTAZOPOULOU, S.J. (1993). Parametric investigation of joint mechanics. ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 1, pp. 61-71.

CARR, A. J. (1994). Dynamic analysis of structures. Bulletin of the New Zealand. National Society for Earthquake Engineering, Vol. 27, No. 2, p. 129-146.

IDEM. (1995). RUAUMOKO (The Maori God of volcanoes and earthquakes) - Inelastic frame analysis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.

IDEM. (1995). DYNAPLOT: Result plotting for RUAUMOKO. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.

CONCRETE DESIGN HANDBOOK (CDH). (1995). 2e éd. Ottawa, Association canadienne du ciment Portland.

CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA (CNBC). (1995). 11e éd. Ottawa, Conseil national de recherches du Canada.

CSA. (1994). Design of concrete structures. Standard CAN3-A23.3-M94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ont.

IDEM. (1990). Béton-constituants et exécution des travaux. Norme CAN3-A23.1-M90, Canadian Standards Association, Rexdale, Ont.

IDEM. (1984). Design of concrete structures for buildings. Standard CAN3-A23.3-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ont.

IDEM. (1977a). Billet-steel bars for concrete reinforcement. Standard CSA-G30.12-M77, Canadian Standards Association, Rexdale, Ont.

D'ARONCO, D. (1993). Évaluation du cisaillement sismique des murs ductiles en béton armé au Canada. Mémoire de maîtrise en ingénierie, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Canada.

EDI. (1993). U2 & V2 Manual. Expérimental Dynamic Investigations Ltd, Vancouver, Canada.

EHSANI, R. M. ET WIGHT, J. K. (1985). Effect of transverse beams and slabs on behavior of reinforced concrete beam-to-column connections. ACI Journal, Proceedings, Vol. 82, No. 2, pp. 188-195

FELBER, A.J. (1990). Response: A program to determine the load deformation response of reinforced concrete sections. M. A. Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ontario, 148 pages.

FILIATRAULT, A. (1996). Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, 505 pages.

FILIATRAULT, A., TREMBLAY, R., THOEN, B.K. ET ROOD J. (1996). A second generation earthquake simulation system in Canada : description and performance. Proceeding of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, paper No. 1204 (on CD-ROM).

HAMDY, K.A., TSO, W.K. ET GHOBARAH, A. (1992). Experimental study on the seismic response of beams in R/C frames of nominal ductility. Congrès annuel de la société canadienne de génie civil, Vol.4, Québec, pp. 275-281.

KANAAN, A.E. ET POWELL, G.H. (1975). Drain-2D: A general purpose computer program for dynamic analysis of inelastic plane structures (with user's guide and supplement). Earthquake Engineering Research Center, Report nos. UCB/EERC 73-06 and UCB/EERC 73-22, University of California, Berkeley, CA.

MA, S. M., BERTERO, V. V. ET POPOV, E. P. (1976). Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of reinforced concrete rectangular and T-beams. EERC Report No. 76-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

MONDKAR, D. P. ET POWELL, G.H. (1975). ANSR1 - General purpose program for Analysis of Nonlinear Structural Response. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA..

NEWMARK, N.M ET VELETSOS, A.S. (1960). Effect of behaviour of simple systems to earthquake motion. Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, pp. 895-912.

OTANI, S., KITAYAMA, K. ET AOYAMA, H. (1985). Beam bar bond stress and behaviour of reinforced concrete interior beam-column connections. Proceedings, 2nd U.S.-N.Z-Japan Seminar on Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints, Departement of Architecture, University of Tokyo, Tokyo, Japan, May 29-30, pp. 1-40.

OTANI, S. (1991). The Architectural Institute of Japan (AIJ) proposal of ultimate strength design requirements for RC buildings with emphasis on beam column joints. In Design of beam-column joints for seismic resistance. ACI Special Publication SP-123, Americain Concrete Institute, Detroit, Mich., pp. 125-144.

PANTAZOPOULOU, S.J. ET BONACCI, J.F. (1994). On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp. 307-328.

PAULTRE, P., CASTELE, D., RATTRAY, S. ET MITCHELL, D. (1989). Seismic response of reinforced concrete frame subassemblages - a Canadian code perspective. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 16, pp. 627-649.

PAULTRE, P. ET MITCHELL, D. (1991). Assessment of some Canadian seismic code requirements for concrete frame structures. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 18, pp. 343-357.

PARK, R., PRIESTLY, N. J. M., GILL, W. D. (1982). Ductility of square confined concrete columns. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 108(ST4), p. 929-950.

PARK, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 155-166.

PARK, R., BILLINGS, I. J., CLIFTON, G. C., COUSINS, J., FILIATRAULT, A., JENNINGS, D. N., JONES, L. C. P., PERRIN, N. D., ROONEY, S. L., SINCLAIR, J., SPURR, D. D., TANAKA, H., WALKER, G. (1995). The Hyogo-Ken Nanbu earthquake of 17 January 1995. Report of the NZNSEE Reconnaissance Team. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 28, No. 1, mars, 105 pages.

PINEAU, S. (1994). Étude expérimentale du comportement séismique d'un assemblage poutre-colonne en béton renforcé de fibres. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.

PRIESTLEY, M. J. N. (1995). Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings. ACI Fall Convention 1995, Denver, CO.

SAIIDI, M. AND SOZEN, M. A. (1979). Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures. Report UILU-ENG-79-2031, Departement of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois.

SARRAZIN, M. ET FILIATRAULT, A. (1993). Manuel d'utilisation du programme RESAS (version 1,03) - réponses spectrales des accélérogrammes séismique. Rapport No. EPM/GCS - 1993 - 05. Section Structures, Département de génie civil, École Polytechnique de Montréal, Canada.

SHARPE, R. D. (1974). The Seismic Response of Inelastic Structures, Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Canterbury.

SUPPLÉMENT DU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT DU CANADA (SCNBC). (1990). 3e éd. Ottawa, Conseil national de recherches du Canada.

WILSON, E.L., HABIBULLAH, A. (1992). SAP90 - A Series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures - Structural Analysis Users Manual. Computers and stuctures, inc., Berkeley, California.

ANNEXE A

Résultats des analyses statiques sur SAP90 et des combinaisons des charges

Fichier d'entrée (essai50) pour le calcul des efforts avec le logiciel SAP90 : R=2

```
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération
Calcul des efforts
Étudiant: Éric Lachapelle 50132
unité: kN, m
Date: 22 janvier 1996

SYSTEM
L=3

JOINTS
1  x= 0    y= 0
2  x= 2.5  y= 0
3  x= 5.0  y= 0
4  x= 0    y= 1.5
10 x= 5.0  y= 1.5 G=4,10,1
11 x= 0    y= 3.0
17 x= 5.0  y= 3.0 G=11,17,1

RESTRAINTS
1,3,1   R=1,1,1,1,1,1
4,17,1  R=0,0,1,1,1,0

FRAME
NM=4 Y=-1,0,0
1 A=0.024  I=2.05E-5 E=22500000 W=0.576  : poutres à l'étage 160 x 150 mm
2 A=0.0234 I=2.31E-5 E=22500000 W=0.562  : colonnes int. 130 x 180 mm
3 A=0.0221 I=2.18E-5 E=22500000 W=0.530  : colonnes ext. 130 x 170 mm
4 A=0.021  I=1.58E-5 E=22500000 W=0.504  : poutres au toit 150 x 140 mm
1,1,4    M=3 LP=1,0 RE=0,0.080
2,2,7    M=2 RE=0,0.080
3,3,10   M=3 RE=0,0.080
4,4,5    M=1 RE=0.065,0 G=1,3,3,3
5,5,6    M=1            G=1,3,3,3
6,6,7    M=1 RE=0,0.065 G=1,3,3,3
10,4,11  M=3 RE=0.080,0.075
11,7,14  M=2 RE=0.080,0.075
12,10,17 M=3 RE=0.080,0.075
13,11,12 M=4 RE=0.065,0 G=1,3,3,3
14,12,13 M=4            G=1,3,3,3
15,13,14 M=4 RE=0,0.065 G=1,3,3,3
```

LOADS

5,9,1 L=1 F=0,-8	: charges mortes à l'étage
4,10,6 L=1 F=0,-4	: charges mortes à l'étage
12,16,1 L=1 F=0,-4.25	: charges mortes au toit
11,17,6 L=1 F=0,-2.13	: charges mortes au toit
4,17,1 L=1 F=0,-1.05	: poids propre des poutrelles
5,9,1 L=2 F=0,-6	: charges vives à l'étage
4,10,6 L=2 F=0,-3	: charges vives à l'étage
12,16,1 L=2 F=0,-5.75	: charges vives au toit
11,17,6 L=2 F=0,-2.88	: charges vives au toit
4 L=3 F= 7.78	: charge sismique à l'étage
11 L=3 F=11.48	: charge sismique au toit

COMBO

1 C=1,0,0	: comb. charges mortes 1) D
2 C=0,1,0	: comb. charges vives 2) L
3 C=0,0,1	: comb. charges sismiques 3) Q

Fichier de sortie (essai50.F3F) pour le calcul des efforts avec le logiciel SAP90 : R=2

```
        $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$        $$$$$$$$       $$$$$$$
      $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$
     $$            $$      $$    $$       $$   $$       $$    $$       $$
    $$            $$      $$    $$       $$   $$       $$    $$       $$
    $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$       $$
          $$    $$      $$    $$                     $$    $$       $$
         $$    $$      $$    $$                     $$    $$       $$
$$$$$$$$$$    $$      $$    $$            $$$$$$$$$$     $$$$$$$$$$
$$$$$$$$     $$      $$    $$             $$$$$$$$        $$$$$$$
```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.40

Copyright (C) 1978-1992
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
1							
	1	.000			-24.600		
		.000	-1.827	.912			
		1.420	-1.827	-1.682			
		1.500			-23.805		
	2	.000			-16.900		
		.000	-.929	.467			
		1.420	-.929	-.853			
		1.500			-16.900		
	3	.000			5.707		
		.000	5.808	-5.523			
		1.420	5.808	2.724			
		1.500			5.707		
2							
	1	.000			-49.276		
		.000	.000	.000			
		1.420	.000	.000			
		1.500			-48.433		
	2	.000			-36.711		
		.000	.000	.000			
		1.420	.000	.000			
		1.500			-36.711		
	3	.000			-.015		
		.000	7.682	-6.602			
		1.420	7.682	4.306			
		1.500			-.015		
3							
	1	.000			-24.600		
		.000	1.827	-.912			
		1.420	1.827	1.682			
		1.500			-23.805		
	2	.000			-16.900		
		.000	.929	-.467			
		1.420	.929	.853			
		1.500			-16.900		
	3	.000			-5.691		
		.000	5.770	-5.489			
		1.420	5.770	2.705			
		1.500			-5.691		
4							

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
	1	.000			1.927		
		.065	9.181	-4.099			
		.833	8.739	2.785			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.065	5.732	-2.689			
		.833	5.732	1.715			
		.833			2.226		
	3	.000			-4.783		
		.065	-3.730	4.598			
		.833	-3.730	1.732			
		.833			-4.783		
5	----------						
	1	.000			1.927		
		.000	-.311	2.785			
		.833	-.791	2.326			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-.268	1.715			
		.833	-.268	1.492			
		.833			2.226		
	3	.000			-4.783		
		.000	-3.730	1.732			
		.833	-3.730	-1.376			
		.833			-4.783		
6	----------						
	1	.000			1.927		
		.000	-9.841	2.326			
		.768	-10.284	-5.405			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-6.268	1.492			
		.768	-6.268	-3.325			
		.833			2.226		
	3	.000			-4.783		
		.000	-3.730	-1.376			
		.768	-3.730	-4.241			
		.833			-4.783		
7	----------						
	1	.000			1.927		
		.065	10.284	-5.405			

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
Projet de maitrise - Cadre R=2 - 7e itération

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.833	9.841	2.326			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.065	6.268	-3.325			
		.833	6.268	1.492			
		.833			2.226		
	3	.000			-2.962		
		.065	-3.718	4.232			
		.833	-3.718	1.375			
		.833			-2.962		
8	----------						
	1	.000			1.927		
		.000	.791	2.326			
		.833	.311	2.785			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	.268	1.492			
		.833	.268	1.715			
		.833			2.226		
	3	.000			-2.962		
		.000	-3.718	1.375			
		.833	-3.718	-1.723			
		.833			-2.962		
9	----------						
	1	.000			1.927		
		.000	-8.739	2.785			
		.768	-9.181	-4.099			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-5.732	1.715			
		.768	-5.732	-2.689			
		.833			2.226		
	3	.000			-2.962		
		.000	-3.718	-1.723			
		.768	-3.718	-4.580			
		.833			-2.962		
10	----------						
	1	.000			-9.536		
		.080	-3.754	2.568			
		1.425	-3.754	-2.481			
		1.500			-8.741		

```
          _EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
 Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

 F R A M E   E L E M E N T   F O R C E S

   ELT LOAD    DIST          1-2 PLANE       AXIAL        1-3 PLANE
    ID COMB    ENDI       SHEAR      MOMENT   FORCE    SHEAR      MOMENT
         2     .000                           -8.168
               .080      -3.155       1.882
              1.425      -3.155      -2.362
              1.500                           -8.168

         3     .000                            1.977
               .080       2.810      -1.427
              1.425       2.810       2.353
              1.500                            1.977
    11 ----------------------------------------
         1     .000                          -18.741
               .080        .000        .000
              1.425        .000        .000
              1.500                          -17.898

         2     .000                          -18.174
               .080        .000        .000
              1.425        .000        .000
              1.500                          -18.174

         3     .000                             -.004
               .080       5.861      -3.568
              1.425       5.861       4.315
              1.500                             -.004
    12 ----------------------------------------
         1     .000                           -9.536
               .080       3.754      -2.568
              1.425       3.754       2.481
              1.500                           -8.741

         2     .000                           -8.168
               .080       3.155      -1.882
              1.425       3.155       2.362
              1.500                           -8.168

         3     .000                           -1.973
               .080       2.808      -1.431
              1.425       2.808       2.347
              1.500                           -1.973
    13 ----------------------------------------
         1     .000                           -3.754
               .065       5.528      -2.402
               .833       5.141       1.697
               .833                           -3.754

         2     .000                           -3.155
```

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.065	5.288	-2.255			
		.833	5.288	1.808			
		.833			-3.155		
	3	.000			-8.670		
		.065	-1.977	2.435			
		.833	-1.977	.916			
		.833			-8.670		
14	----------						
	1	.000			-3.754		
		.000	-.159	1.697			
		.833	-.579	1.390			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	-.462	1.808			
		.833	-.462	1.422			
		.833			-3.155		
	3	.000			-8.670		
		.000	-1.977	.916			
		.833	-1.977	-.732			
		.833			-8.670		
15	----------						
	1	.000			-3.754		
		.000	-5.879	1.390			
		.768	-6.266	-3.276			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	-6.212	1.422			
		.768	-6.212	-3.351			
		.833			-3.155		
	3	.000			-8.670		
		.000	-1.977	-.732			
		.768	-1.977	-2.251			
		.833			-8.670		
16	----------						
	1	.000			-3.754		
		.065	6.266	-3.276			
		.833	5.879	1.390			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.065	6.212	-3.351			
		.833	6.212	1.422			

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50.F3F
Projet de maitrise - Cadre R=2 - 7e itération

F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.833			-3.155		
	3	.000			-2.808		
		.065	-1.973	2.248			
		.833	-1.973	.731			
		.833			-2.808		
17							
	1	.000			-3.754		
		.000	.579	1.390			
		.833	.159	1.697			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	.462	1.422			
		.833	.462	1.808			
		.833			-3.155		
	3	.000			-2.808		
		.000	-1.973	.731			
		.833	-1.973	-.913			
		.833			-2.808		
18							
	1	.000			-3.754		
		.000	-5.141	1.697			
		.768	-5.528	-2.402			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	-5.288	1.808			
		.768	-5.288	-2.255			
		.833			-3.155		
	3	.000			-2.808		
		.000	-1.973	-.913			
		.768	-1.973	-2.429			
		.833			-2.808		

Fichier d'entrée (essai50f) pour le calcul des déplacements avec le logiciel SAP90 : R=2

```
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération
Calcul des flèches
Etudiant:  Eric Lachapelle 50132
Date: 22 janvier 1996
Unité: kN, m

SYSTEM
L=3

JOINTS
1  x= 0   y= 0
2  x= 2.5  y= 0
3  x= 5.0  y= 0
4  x= 0   y= 1.5
10 x= 5.0  y= 1.5 G=4,10,1
11 x= 0   y= 3.0
17 x= 5.0  y= 3.0 G=11,17,1

RESTRAINTS
1,3,1  R=1,1,1,1,1,1
4,17,1  R=0,0,1,1,1,0

FRAME
NM=4 Y=-1,0,0
1 A=0.024  I=2.05E-5 E=22500000 W=0.576  : poutres (étage) 160 x 150 mm
2 A=0.0234 I=2.31E-5 E=22500000 W=0.562  : colonnes int. 130 x 180 mm
3 A=0.0221 I=2.18E-5 E=22500000 W=0.530  : colonnes ext. 130 x 170 mm
4 A=0.021  I=1.58E-5 E=22500000 W=0.504  : poutres (toit) 150 x 140 mm
1,1,4   M=3 LP=1.0
2,2,7   M=2
3,3,10  M=3
4,4,5   M=1 G=1,3,3,3
5,5,6   M=1 G=1,3,3,3
6,6,7   M=1 G=1,3,3,3
10,4,11  M=3
11,7,14  M=2
12,10,17 M=3
13,11,12 M=4 G=1,3,3,3
14,12,13 M=4 G=1,3,3,3
15,13,14 M=4 G=1,3,3,3

LOADS
5,9,1  L=1 F=0,-8          : charges mortes à l'étage
4,10,6  L=1 F=0,-4          : charges mortes à l'étage
12,16,1 L=1 F=0,-4.25       : charges mortes au toit
11,17,6 L=1 F=0,-2.13       : charges mortes au toit
```

4,17,1 L=1 F=0,-1.05 : poids propre des poutrelles
5,9,1 L=2 F=0,-6 : charges vives à l'étage
4,10,6 L=2 F=0,-3 : charges vives à l'étage
12,16,1 L=2 F=0,-5.75 : charges vives au toit
11,17,6 L=2 F=0,-2.88 : charges vives au toit
4 L=3 F= 7.78 : charge sismique à l'étage
11 L=3 F=11.48 : charge sismique au toit

COMBO
1 C=1,0,0 : comb. charges mortes 1) D
2 C=0,1,0 : comb. charges vives 2) L
3 C=0,0,1 : comb. charges sismiques 3) Q

Fichier de sortie (essai50f.SOL) pour les déplacements avec le logiciel SAP90 : R=2

```
          $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$        $$$$$$$$       $$$$$$$
        $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$
       $$            $$      $$    $$        $$   $$        $$    $$       $$
      $$            $$      $$    $$        $$   $$        $$    $$       $$
      $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$       $$
           $$    $$      $$    $$                      $$    $$       $$
          $$    $$      $$    $$                     $$    $$       $$
  $$$$$$$$$$    $$      $$    $$             $$$$$$$$$     $$$$$$$$$$
  $$$$$$$$     $$      $$    $$              $$$$$$$$        $$$$$$$
```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.40

Copyright (C) 1978-1992
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maitrise - Cadre R=2 - 7e itération

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	-.000007	-.000073	-.001357
5	-.000005	-.002585	-.002427
6	-.000002	-.002366	.002808

7	.0000E+00	-.1396E-03	.0000E+00
8	.000002	-.002366	-.002808
9	.000005	-.002585	.002427
10	.000007	-.000073	.001357
11	.000018	-.000100	-.001270
12	.000012	-.002146	-.001911
13	.000006	-.001955	.002237
14	.0000E+00	-.1920E-03	.0000E+00
15	-.000006	-.001955	-.002237
16	-.000012	-.002146	.001911
17	-.000018	-.000100	.001270

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	-.8721E-05	-.5082E-04	-.7176E-03
5	-.000006	-.001585	-.001534
6	-.000003	-.001478	.001716
7	.0000E+00	-.1049E-03	.0000E+00
8	.000003	-.001478	-.001716
9	.000006	-.001585	.001534
10	.8721E-05	-.5082E-04	.7176E-03
11	.000015	-.000075	-.001483
12	.000010	-.002206	-.001915
13	.000005	-.001970	.002323
14	.0000E+00	-.1568E-03	.0000E+00
15	-.000005	-.001970	-.002323
16	-.000010	-.002206	.001915
17	-.000015	-.000075	.001483

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	R(Z)
1	.000000	.000000	.000000
2	.000000	.000000	.000000
3	.000000	.000000	.000000
4	.006758	.000017	-.004556
5	.006751	-.001033	.001148
6	.006743	.000446	.001510

7	.006736	.000000	-.003469
8	.006731	-.000450	.001502
9	.006727	.001024	.001148
10	.006722	-.000017	-.004534
11	.014309	.000023	-.003309
12	.014294	-.000756	.000802
13	.014279	.000298	.001091
14	.014264	.000000	-.002443
15	.014259	-.000300	.001088
16	.014254	.000753	.000802
17	.014249	-.000022	-.003299

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	1.7874	24.5344	-.8969
2	.0000	49.4071	.0000
3	-1.7874	24.5344	.8969
4	.0000	-5.0500	.0000
5	.0000	-9.0500	.0000
6	.0000	-9.0500	.0000
7	.0000	-9.0500	.0000
8	.0000	-9.0500	.0000
9	.0000	-9.0500	.0000
10	.0000	-5.0500	.0000
11	.0000	-3.1800	.0000
12	.0000	-5.3000	.0000
13	.0000	-5.3000	.0000
14	.0000	-5.3000	.0000
15	.0000	-5.3000	.0000
16	.0000	-5.3000	.0000
17	.0000	-3.1800	.0000

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	.9538	16.8474	-.4807
2	.0000	36.8152	.0000
3	-.9538	16.8474	.4807
4	.0000	-3.0000	.0000
5	.0000	-6.0000	.0000
6	.0000	-6.0000	.0000

7	.0000	-6.0000	.0000
8	.0000	-6.0000	.0000
9	.0000	-6.0000	.0000
10	.0000	-3.0000	.0000
11	.0000	-2.8800	.0000
12	.0000	-5.7500	.0000
13	.0000	-5.7500	.0000
14	.0000	-5.7500	.0000
15	.0000	-5.7500	.0000
16	.0000	-5.7500	.0000
17	.0000	-2.8800	.0000

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai50f.SOL
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	M(Z)
1	-5.8274	-5.5046	5.8602
2	-7.6393	.0129	6.9316
3	-5.7933	5.4917	5.8276
4	7.7800	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000
9	-.1509E-11	.0000E+00	.0000E+00
10	.0000	.0000	.0000
11	11.4800	.0000	.0000
12	.0000	.0000	.0000
13	.0000	.0000	.0000
14	.2408E-11	.0000E+00	.0000E+00
15	.0000	.0000	.0000
16	-.3742E-11	.0000E+00	.0000E+00
17	.0000	.0000	.0000

Calcul des combinaisons de charges à l'aide d'un chiffrier (Excel 4.0)
Pour l'analyse avec R=2

(voir tableaux aux pages suivantes)

Tableau A.1 Calcul des combinaisons de charges pour R=2 (effets P-Delta et efforts dans les poutres)

Calcul des charges Pf			combinaisons SOM_Pf											
Niveau	SOM_Pd	SOM_Pf	1	2	3	4	5	6	7	8				
2	37,813	34,51	99,03125	37,813	37,813	83,90605	nul	55,068	55,068	37,813				
1	98,476	70,511	228,8615	98,476	98,476	189,4711	nul	133,7315	133,7315	98,476				
SOM_Pc =	978	1352												
Calcul des effets P-DELTA (facteur)			combinaisons facteur											
Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8						
2	1,156085308	1,054353466	1,054353466	1,12916692	nul	1,08116952	1,08116952	[illegible]						
1	1,291491883	1,107562445	1,107562445	1,229793158	nul	1,15192126	1,15192126	[illegible]						
Calcul des efforts pondérés dans les poutres														
Poutre (4,5,6) à l'étage							Poutre (13,14,15) au toit							
				0,2								0,2		
combinaison:	1	moments :	-9,15725	[illegible]	cisaillement :	20,07425		combinaison	1	moments :	-6,385	[illegible]	cisaillement :	14,842
			6,05375	[illegible]		[illegible]					4,83325	[illegible]		[illegible]
			5,1455	7,321816667							3,8705	5,512366667		
			-11,74375	-9,395							-9,1215	-7,2972		
	2	moments :	0,993572123	1,813372123	cisaillement :	5,451			2	moments :	0,165350691	[illegible]	cisaillement :	3,551
			4,703298155	5,610164822		-13,571					2,662787775	3,201454442		-7,856
			0,801994076	1,795927409							0,618213263	1,215146596		
			-10,10217233	-9,02117233							-5,649349653	-4,994149653		
	3	moments :	-0,717795732	0,363204268	cisaillement :	6,566			3	moments :	-0,905813407	-0,250613407	cisaillement :	4,293
			3,848898362	4,842831695		-12,457					2,160732384	2,757665717		-7,114
			0,876669907	1,783536574							0,734375285	1,273041952		
			-9,171635999	-8,351835999							-4,96302457	-4,48262457		
	4	moments :	-7,51765	-6,01412	cisaillement :	16,40185			4	moments :	-5,4242	-4,33936	cisaillement :	12,6308
			4,93975	6,580886667		-17,76685					4,15445	5,398416667		-14,31515
			4,2151	5,993843333							3,3145	4,717593333		
			-9,58175	-7,6654							-7,8111	-6,24888		
	5	moments :	nul	nul	cisaillement :	nul			5	moments :	nul	nul	cisaillement :	nul
			nul	nul		nul					nul	nul		nul
			nul	nul							nul	nul		
			nul	nul							nul	nul		
	6	moments :	-0,146966045	0,941733955	cisaillement :	8,317			6	moments :	-0,896852218	-0,190952218	cisaillement :	6,195
			5,637627623	6,83459429		-16,705					3,591351281	4,392051281		-10,962
			1,486956346	2,792189679							1,309583911	2,205083911		
			-11,95279807	[illegible]							-7,38521259	-6,39491259		
	7	moments :	-2,192569226	-0,779069226	cisaillement :	9,7			7	moments :	-2,521030918	-1,530730918	cisaillement :	7,399
			4,655891733	5,961125066		-15,323					2,891334919	3,786834919		-9,758
			1,657739668	2,854706335							1,613892228	2,414592228		
			-10,71929937	-9,630599373							-6,155660765	-5,449760765		

Tableau A.2 Calcul des combinaisons de charges pour R=2 (efforts dans les poteaux)

Calcul des efforts pondérés dans les poteaux														
Poteaux au rez-de-chaussée														
Poteaux (1 et 3)							Poteau (2)							
combinaison	1	moments :	1,8405	cisaillement :	-3,67725		combinaison	1	moments :	0	cisaillement :	0		
			-3,382	force axiale :	-56,1					0	force axiale :	-116,6615		
	2	moments :	-5,205067384	cisaillement :	3,981			2,3	moments :	-7,312127263	cisaillement :	7,682		
			1,3350001	force axiale :	-18,893					4,769163889	force axiale :	-49,291		
	3	moments :	-6,991410261	cisaillement :	7,597			4,5	moments :	0	cisaillement :	0		
			4,677936414	force axiale :	-30,291					0	force axiale :	-96,9511		
	4	moments :	1,4757	cisaillement :	-2,94645			6,7	moments :	-7,604984161	cisaillement :	7,682		
			-2,7092	force axiale :	-46,26					4,960172947	force axiale :	-67,6465		
	5	moments :	nul	cisaillement :	nul									
			nul	force axiale :	nul									
	6	moments :	-5,216561121	cisaillement :	3,5165									
			1,029333513	force axiale :	-27,343									
	7	moments :	-7,468395798	cisaillement :	8,0615									
			5,224447009	force axiale :	-38,741									
Poteaux à l'étage														
Poteaux (10 et 12)							Poteau (11)							
combinaison	1	moments :	6,033	cisaillement :	-9,425		combinaison	1	moments :	0	cisaillement :	0		
			-6,64425	force axiale :	-24,172					0	force axiale :	-50,68725		
	2	moments :	1,063437603	cisaillement :	-0,944			2,3	moments :	-3,761933168	cisaillement :	5,861		
			-0,000106293	force axiale :	-7,559					4,549535208	force axiale :	-18,745		
	3	moments :	-4,07677981	cisaillement :	6,562			4,5	moments :	0	cisaillement :	0		
			4,955567586	force axiale :	-11,509					0	force axiale :	-43,19085		
	4	moments :	5,0058	cisaillement :	-7,9234			6,7	moments :	-3,857612848	cisaillement :	5,861		
			-5,65185	force axiale :	-20,3576					4,66524648	force axiale :	-27,832		
	5	moments :	nul	cisaillement :	nul			Fin						
			nul	force axiale :	nul									
	6	moments :	1,966171095	cisaillement :	-2,5215									
			-1,188008119	force axiale :	-11,643									
	7	moments :	-5,056153584	cisaillement :	8,1395									
			6,199504864	force axiale :	-15,593									

Fichier d'entrée (essai51) pour le calcul des efforts avec le logiciel SAP90 : R=1

```
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération (clause 21.9.2.3 avec R=1)
Calcul des efforts
Etudiant:  Eric Lachapelle 50132
Date: 22 janvier 1996
unité: kN, m

SYSTEM
L=3

JOINTS
1  x= 0    y= 0
2  x= 2.5  y= 0
3  x= 5.0  y= 0
4  x= 0    y= 1.5
10 x= 5.0  y= 1.5 G=4,10,1
11 x= 0    y= 3.0
17 x= 5.0  y= 3.0 G=11,17,1

RESTRAINTS
1,3,1   R=1,1,1,1,1,1
4,17,1  R=0,0,1,1,1,0

FRAME
NM=4 Y=-1,0,0
1 A=0.024  I=2.05E-5 E=22500000 W=0.576  : poutres à l'étage 160 x 150 mm
2 A=0.0234 I=2.31E-5 E=22500000 W=0.562  : colonnes int. 130 x 180 mm
3 A=0.0221 I=2.18E-5 E=22500000 W=0.530  : colonnes ext. 130 x 170 mm
4 A=0.021  I=1.58E-5 E=22500000 W=0.504  : poutres au toit 150 x 140 mm
1,1,4    M=3 LP=1,0 RE=0,0.080
2,2,7    M=2 RE=0,0.080
3,3,10   M=3 RE=0,0.080
4,4,5    M=1 RE=0.065,0 G=1,3,3,3
5,5,6    M=1            G=1,3,3,3
6,6,7    M=1 RE=0,0.065 G=1,3,3,3
10,4,11  M=3 RE=0.080,0.075
11,7,14  M=2 RE=0.080,0.075
12,10,17 M=3 RE=0.080,0.075
13,11,12 M=4 RE=0.065,0 G=1,3,3,3
14,12,13 M=4            G=1,3,3,3
15,13,14 M=4 RE=0,0.065 G=1,3,3,3

LOADS
5,9,1   L=1 F=0,-8          : charges mortes à l'étage
4,10,6  L=1 F=0,-4          : charges mortes à l'étage
12,16,1 L=1 F=0,-4.25       : charges mortes au toit
11,17,6 L=1 F=0,-2.13       : charges mortes au toit
4,17,1  L=1 F=0,-1.05       : poids propre des poutrelles
```

5,9,1 L=2 F=0,-6 : charges vives à l'étage
4,10,6 L=2 F=0,-3 : charges vives à l'étage
12,16,1 L=2 F=0,-5.75 : charges vives au toit
11,17,6 L=2 F=0,-2.88 : charges vives au toit
4 L=3 F=15.56 : charge sismique à l'étage
11 L=3 F=22.96 : charge sismique au toit

COMBO
1 C=1,0,0 : comb. charges mortes 1) D
2 C=0,1,0 : comb. charges vives 2) L
3 C=0,0,1 : comb. charges sismiques 3) Q

Fichier de sortie (essai51.F3F) pour le calcul des efforts avec le logiciel SAP90 : R=1

```
          $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$        $$$$$$$$       $$$$$$$
        $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$
       $$            $$      $$    $$        $$   $$        $$    $$        $$
      $$            $$      $$    $$        $$   $$        $$    $$        $$
      $$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$$$$$$$$$     $$$$$$$$$$    $$        $$
           $$    $$      $$    $$                      $$    $$        $$
          $$    $$      $$    $$                     $$    $$        $$
  $$$$$$$$$$    $$      $$    $$              $$$$$$$$$     $$$$$$$$$$
  $$$$$$$$     $$      $$    $$               $$$$$$$        $$$$$$
```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.40

Copyright (C) 1978-1992
EDWARD L. WILSON
All rights reserved

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
1							
	1	.000			-24.600		
		.000	-1.827	.912			
		1.420	-1.827	-1.682			
		1.500			-23.805		
	2	.000			-16.900		

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.000	-.929	.467			
		1.420	-.929	-.853			
		1.500			-16.900		
	3	.000			11.413		
		.000	11.615	-11.047			
		1.420	11.615	5.447			
		1.500			11.413		
2							
	1	.000			-49.276		
		.000	.000	.000			
		1.420	.000	.000			
		1.500			-48.433		
	2	.000			-36.711		
		.000	.000	.000			
		1.420	.000	.000			
		1.500			-36.711		
	3	.000			-.031		
		.000	15.364	-13.205			
		1.420	15.364	8.612			
		1.500			-.031		
3							
	1	.000			-24.600		
		.000	1.827	-.912			
		1.420	1.827	1.682			
		1.500			-23.805		
	2	.000			-16.900		
		.000	.929	-.467			
		1.420	.929	.853			
		1.500			-16.900		
	3	.000			-11.383		
		.000	11.541	-10.978			
		1.420	11.541	5.409			
		1.500			-11.383		
4							
	1	.000			1.927		
		.065	9.181	-4.099			
		.833	8.739	2.785			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.065	5.732	-2.689			
		.833	5.732	1.715			
		.833			2.226		

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
	3	.000			-9.565		
		.065	-7.459	9.196			
		.833	-7.459	3.465			
		.833			-9.565		
5							
	1	.000			1.927		
		.000	-.311	2.785			
		.833	-.791	2.326			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-.268	1.715			
		.833	-.268	1.492			
		.833			2.226		
	3	.000			-9.565		
		.000	-7.459	3.465			
		.833	-7.459	-2.752			
		.833			-9.565		
6							
	1	.000			1.927		
		.000	-9.841	2.326			
		.768	-10.284	-5.405			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-6.268	1.492			
		.768	-6.268	-3.325			
		.833			2.226		
	3	.000			-9.565		
		.000	-7.459	-2.752			
		.768	-7.459	-8.483			
		.833			-9.565		
7							
	1	.000			1.927		
		.065	10.284	-5.405			
		.833	9.841	2.326			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.065	6.268	-3.325			
		.833	6.268	1.492			
		.833			2.226		
	3	.000			-5.924		
		.065	-7.436	8.464			

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.833	-7.436	2.751			
		.833			-5.924		
8							
	1	.000			1.927		
		.000	.791	2.326			
		.833	.311	2.785			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	.268	1.492			
		.833	.268	1.715			
		.833			2.226		
	3	.000			-5.924		
		.000	-7.436	2.751			
		.833	-7.436	-3.446			
		.833			-5.924		
9							
	1	.000			1.927		
		.000	-8.739	2.785			
		.768	-9.181	-4.099			
		.833			1.927		
	2	.000			2.226		
		.000	-5.732	1.715			
		.768	-5.732	-2.689			
		.833			2.226		
	3	.000			-5.924		
		.000	-7.436	-3.446			
		.768	-7.436	-9.160			
		.833			-5.924		
10							
	1	.000			-9.536		
		.080	-3.754	2.568			
		1.425	-3.754	-2.481			
		1.500			-8.741		
	2	.000			-8.168		
		.080	-3.155	1.882			
		1.425	-3.155	-2.362			
		1.500			-8.168		
	3	.000			3.954		
		.080	5.621	-2.855			
		1.425	5.621	4.705			
		1.500			3.954		
11							

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
	1	.000			-18.741		
		.080	.000	.000			
		1.425	.000	.000			
		1.500			-17.898		
	2	.000			-18.174		
		.080	.000	.000			
		1.425	.000	.000			
		1.500			-18.174		
	3	.000			-.008		
		.080	11.722	-7.136			
		1.425	11.722	8.631			
		1.500			-.008		
12							
	1	.000			-9.536		
		.080	3.754	-2.568			
		1.425	3.754	2.481			
		1.500			-8.741		
	2	.000			-8.168		
		.080	3.155	-1.882			
		1.425	3.155	2.362			
		1.500			-8.168		
	3	.000			-3.946		
		.080	5.617	-2.861			
		1.425	5.617	4.693			
		1.500			-3.946		
13							
	1	.000			-3.754		
		.065	5.528	-2.402			
		.833	5.141	1.697			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.065	5.288	-2.255			
		.833	5.288	1.808			
		.833			-3.155		
	3	.000			-17.339		
		.065	-3.954	4.870			
		.833	-3.954	1.832			
		.833			-17.339		
14							
	1	.000			-3.754		
		.000	-.159	1.697			
		.833	-.579	1.390			

_EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
F R A M E E L E M E N T F O R C E S

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE SHEAR	1-2 PLANE MOMENT	AXIAL FORCE	1-3 PLANE SHEAR	1-3 PLANE MOMENT
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	-.462	1.808			
		.833	-.462	1.422			
		.833			-3.155		
	3	.000			-17.339		
		.000	-3.954	1.832			
		.833	-3.954	-1.463			
		.833			-17.339		
15							
	1	.000			-3.754		
		.000	-5.879	1.390			
		.768	-6.266	-3.276			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.000	-6.212	1.422			
		.768	-6.212	-3.351			
		.833			-3.155		
	3	.000			-17.339		
		.000	-3.954	-1.463			
		.768	-3.954	-4.501			
		.833			-17.339		
16							
	1	.000			-3.754		
		.065	6.266	-3.276			
		.833	5.879	1.390			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		
		.065	6.212	-3.351			
		.833	6.212	1.422			
		.833			-3.155		
	3	.000			-5.617		
		.065	-3.946	4.495			
		.833	-3.946	1.463			
		.833			-5.617		
17							
	1	.000			-3.754		
		.000	.579	1.390			
		.833	.159	1.697			
		.833			-3.754		
	2	.000			-3.155		

```
                _EDUCATIONAL VERSION OF SAP90 - COMMERCIAL USE
PROHIBITED

PROGRAM:SAP90/FILE:essai51.F3F
Projet de maîtrise - Cadre R=2 - 7e itération(clause 21.9.2.3 avec R=1)
 F R A M E   E L E M E N T   F O R C E S

   ELT LOAD    DIST          1-2 PLANE       AXIAL       1-3 PLANE
    ID COMB    ENDI       SHEAR      MOMENT   FORCE   SHEAR      MOMENT
               .000        .462       1.422
               .833        .462       1.808
               .833                          -3.155

          3    .000                          -5.617
               .000      -3.946       1.463
               .833      -3.946      -1.826
               .833                          -5.617
    18 ----------------------------------------
          1    .000                          -3.754
               .000      -5.141       1.697
               .768      -5.528      -2.402
               .833                          -3.754

          2    .000                          -3.155
               .000      -5.288       1.808
               .768      -5.288      -2.255
               .833                          -3.155

          3    .000                          -5.617
               .000      -3.946      -1.826
               .768      -3.946      -4.858
               .833                          -5.617
```

Calcul des combinaisons de charges à l'aide d'un chiffrier (Excel 4.0)
Pour l'analyse avec R=1

(voir tableau à la page suivante)

Tableau A.3 Calcul des combinaisons de charges pour R=1

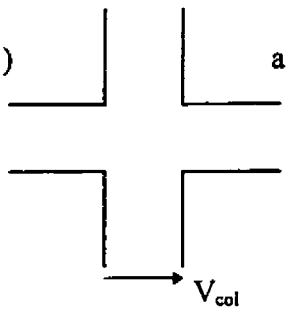
Calcul des charges Pi			combinaisons SOM Pi											
Niveau	SOM Pd	SOM Pi	1	2	3	4	5	6	7	8				
2	37,813	34,51	99,03125	37,813	37,813	83,90605	nul	55,068	55,068	37,813				
1	98,476	70,511	228,8615	98,476	98,476	189,4711	nul	133,7315	133,7315	98,476				
SOM Pc = :	986	1352												
Calcul des effets P-DELTA (facteur)			combinaisons facteur											
Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8						
2	1,154623079	1,0538887	1,0538887	1,127984784	nul	1,080457956	1,080457956	1,0538887						
1	1,448186927	1,153622953	1,153622953	1,344474809	nul	1,220763377	1,220763377	1,153622953						
Calcul des efforts pondérés dans les poutres														
Poutres (4,5,6) à l'étage							Poutres (13,14,15) au toit							
combinaison:	6	moments :	nul	nul	cisaillement :	4,588			6	moments :	nul	nul	cisaillement :	4,218
			nul	nul							nul	nul		
			nul	nul							nul	nul		
			nul	nul							nul	nul		
	7	moments :	nul	nul	cisaillement :	5,982			7	moments :	nul	nul	cisaillement :	5,426
			nul	nul		-19,041					nul	nul		-11,731
			nul	nul							nul	nul		
			nul	nul							nul	nul		
Calcul des efforts pondérés dans les poteaux														
Poteaux au rez-de-chaussée														
Poteaux (1 et 3)							Poteau (2)							
combinaison	6	moments :	nul	cisaillement :	9,3235		combinaison	6,7	moments :	nul	cisaillement :	[illegible]		
			nul	force axiale :	nul					nul	force axiale :	nul		
	7	moments :	nul	cisaillement :	[illegible]									
			nul	force axiale :	nul									
Calcul des efforts pondérés dans les poteaux														
Poteaux au rez-de-chaussée														
Poteaux (1 et 3)							Poteau (11)							
combinaison	6	moments :	nul	cisaillement :	0,2895		combinaison	6,7	moments :	nul	cisaillement :	[illegible]		
			nul	force axiale :	nul					nul	force axiale :	nul		
	7	moments :	nul	cisaillement :	[illegible]			Fin						
			nul	force axiale :	nul									

ANNEXE B

Calcul du cisaillement dans les joints

• **Calcul de V_{col}**

1)



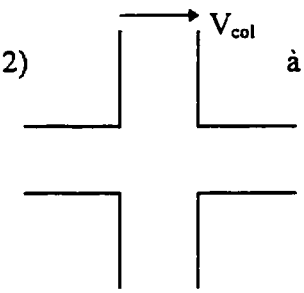
au rez-de-chaussée - M_r à P = 0 (sécuritaire) ⇨ M_r = 6,3 kNm

$M_{bas} = 1{,}2 \times 6{,}3 = 7{,}6$ kNm

$M_{dessus} = 1{,}2 \times (8{,}14 + 11{,}87)/2 = 12$ kNm

$V_{col} = (12 + 7{,}6)$ kNm / $(1{,}5 - 0{,}16/2)$ m = 13,8 kN

2)



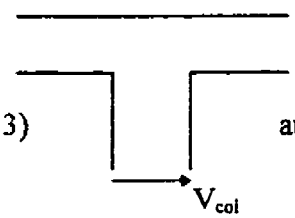
à l'étage

$M_{bas} = 1{,}2 \times (8{,}14 + 11{,}87)/2 = 12$ kNm

$M_{dessus} = 1{,}2 \times (7{,}42 + 7{,}42)/2 = 8{,}9$ kNm

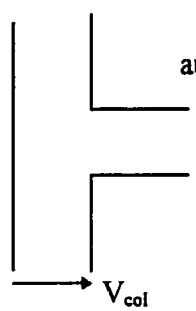
$V_{col} = (8{,}9 + 12)$ kNm / $(1{,}5 - (0{,}16+0{,}15)/2)$ m = 15,5 kN

3)



au toit - même valeur qu'à l'étage ⇨ V_{col} = 15,5 kN

4)



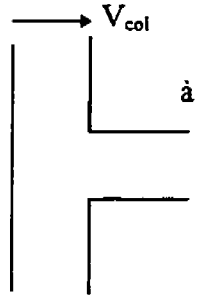
au rez-de-chaussée

$M_{bas} = 7{,}6$ kNm

$M_{dessus} = 1{,}2 \times 8{,}14 / 2 = 4{,}9$ kNm

$V_{col} = (7{,}6 + 4{,}9)$ kNm / $(1{,}5 - 0{,}16/2)$ m = 8,8 kNm

5)



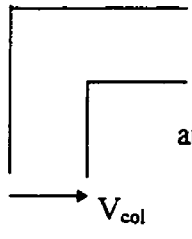
à l'étage

$M_{bas} = 1{,}2 \times 8{,}14 / 2 = 4{,}9$ kNm

$M_{dessus} = 1{,}2 \times 7{,}42 = 8{,}9$ kNm

$V_{col} = (4{,}9 + 8{,}9)$ kNm / $(1{,}5 - (0{,}16+0{,}15)/2)$ m = 10,3 kN

6)



au toit - même valeur qu'à l'étage ⇨ V_{col} = 10,3 kN

• Vérification de l'effort tranchant dans le joint

<u>Pour le joint (1,2)</u>

$$V_{fb} = A_{s1} f_y + A_{s2} f_y - V_{col} = 300 \cdot 0{,}4 + 200 \cdot 0{,}4 - 13{,}8 = 186{,}2\,\text{kN}$$

$$V_c = 1{,}8 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot 180 \cdot 130 / 1000 = 126\,\text{kN}$$

$V_{fb} > V_c \Rightarrow$ frettes supplémentaires

$$V_s \geq 186{,}2 - 126 = 60{,}2\,\text{kN}$$

donc, avec des frettes de 1/4 de pouce de diamètre et f_y = 700 MPa (A=31,67 mm^2)

$$n \geq \frac{60{,}2\,\text{kN} \times 10^3}{0{,}85 \cdot 2 \cdot 31{,}67 \cdot 700} = 1{,}6\,\text{frettes} \quad \Rightarrow \quad 2\,\text{frettes}$$

Pour le joint (3)

$$V_{fb} = A_{s1}f_y + A_{s2}f_y = 200 \cdot 0{,}4 + 200 \cdot 0{,}4 = 160\,\text{kN}$$

$$V_c = 1{,}8 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot 180 \cdot 130 / 1000 = 126\,\text{kN}$$

$V_{fb} > V_c \Rightarrow$ frettes supplémentaires

$$V_s \geq 160 - 126 = 34\,\text{kN}$$

donc, avec des frettes de 1/4 de pouce de diamètre et f_y = 700 MPa (A=31,67 mm^2)

$$n \geq \frac{34\,\text{kN} \times 10^3}{0{,}85 \cdot 2 \cdot 31{,}67 \cdot 700} = 0{,}9\,\text{frettes} \quad \Rightarrow \quad 1\,\text{frettes}$$

Pour le joint (4,5)

$$V_{fb} = A_{s1}f_y - V_{col} = 200 \cdot 0{,}4 - 8{,}8 = 71{,}2\,\text{kN}$$

$$V_c = 1{,}5 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot 170 \cdot 130 / 1000 = 99{,}5\,\text{kN}$$

$V_{fb} < V_c \quad \Rightarrow \quad$ O.K.

Pour le joint (6)

$$V_{fb} = A_{s1}f_y = 200 \cdot 0{,}4 = 80\,\text{kN}$$

$$V_c = 1{,}5 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j = 1{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot 170 \cdot 130 / 1000 = 99{,}5\,\text{kN}$$

$V_{fb} > V_c \Rightarrow$ frettes supplémentaires

ANNEXE C

Détail des calculs et dessins d'atelier des blocs de béton

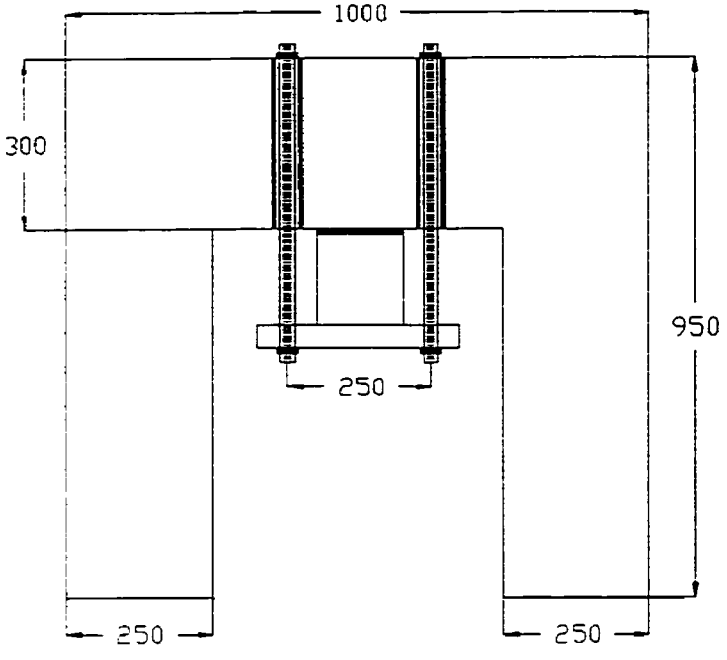
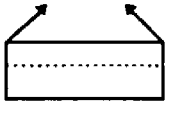
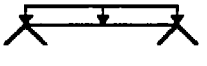


Figure C.1 Dimensions du Bloc de béton de 27 kN.

- poids volumique de 24 kN/m^3
- longueur de 1800 mm
- plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur (entre le bloc et la poutre)

Armatures

Pour le transport:  $\Rightarrow$  $M_{max} = wl^2/8$

$w = 27 / 1{,}8 = 15$ kN/m

$M_{max} = 15 \times (1{,}8)^2 / 8 = 6{,}1$ kNm

• bas du bloc (moment positif)

$$A_s \geq \frac{M_f}{\phi_s \cdot f_y \cdot 0{,}9d} = \frac{6{,}1\,\text{kNm} \times 10^3}{0{,}85 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}9(950-50)}$$

$A_s \geq 22{,}14\ \text{mm}^2 \Rightarrow$ très petit

article 10.5.1.2 de A23.3-M94

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400}(2 \cdot 250) \cdot 950$$

$A_{smin} = 1188\ \text{mm}^2 \Rightarrow$ 4M20 (1200 mm^2)

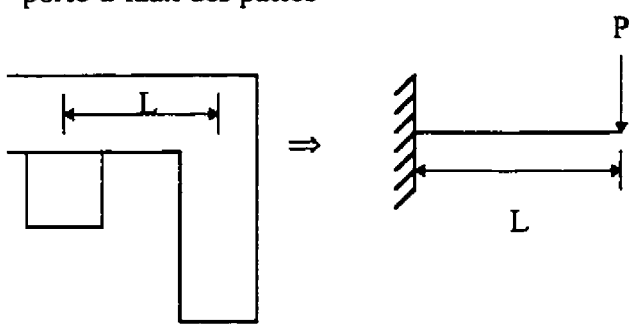
donc, deux barres dans chaque patte.

• haut du bloc (moment renversé)

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400} 1000 \cdot 950$$

$A_{smin} = 2375\ \text{mm}^2 \Rightarrow$ 8M20 (2400 mm^2)

• porte-à-faux des pattes



$P = 27\ \text{kN} / 2 = 14\ \text{kN}$

$M_{max} = PL = 14\ \text{kN} \times (1000/2\text{-}250/2)$

$= 5{,}25\ \text{kNm}$

$$A_s > \frac{M_f}{\phi_s f_y 0{,}9d} = \frac{5{,}25\,\text{kNm} \times 10^3}{0{,}85 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}9(300-50)}$$

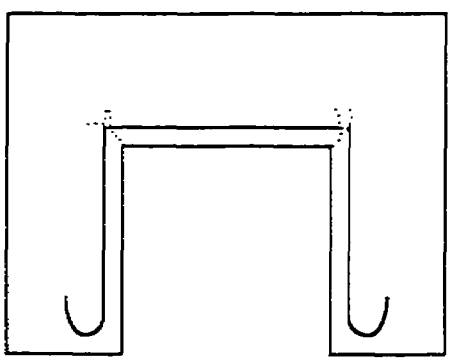
$A_s > 68{,}6\ \text{mm}^2$

article 10.5.1.2 $A_{s\,min} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400} 1800 \cdot 300$

$A_{smin} = 1350\ mm^2 \Rightarrow$ 14M10 ($A=1400\ mm^2$)

donc, 14M10 espacées à 130 mm.

• propagation de fissures dans les coins



$\Rightarrow$ 14M10 à 130 mm

• effort tranchant

Transport $\Rightarrow V_{max} = 27 / 2 = 14$ kN

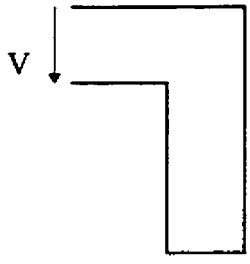
article 11.3.5.2 $V_c \Rightarrow$ profondeur > 300 mm

$$V_c = \frac{(260)}{(1000+d)} \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \not< 0{,}1 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{(260)}{(1000+880)} 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot (2 \cdot 250) \cdot \frac{880}{1000} \not< 0{,}1 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot (2 \cdot 250) \cdot \frac{880}{1000}$$

$V_c = 182{,}6\,kN \not< 132\,kN \Rightarrow$ O.K.

$V_c >>> V_f \Rightarrow$ des étriers ne sont pas requis, mais de toute façon les barres M10 pliées reprennent de l'effort tranchant (sur-armée).



article 11.3.5.1

$$V_c = 0{,}2 \cdot \lambda \cdot \phi_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0{,}2 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot \sqrt{25} \cdot \frac{1800 \cdot (300 - 60)}{1000}$$

$V_c = 259{,}2$ kN >>> $V_f = 14$ kN O.K.

N.B. : l'effort tranchant engendré par le séisme n'est pas critique.

ex.: V = 9,3 kN ⇒ 9,3 / 4 = 2,33 kN par bloc!!!

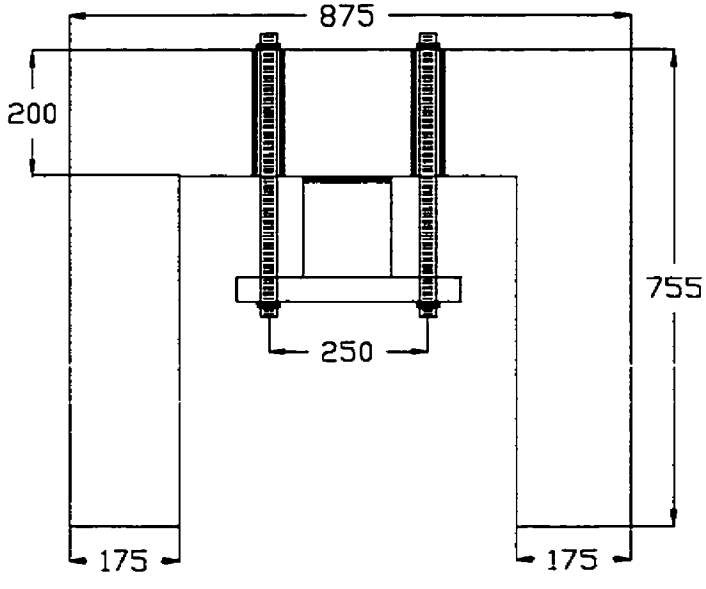
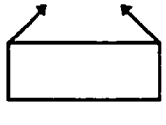
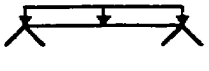


Figure C.2 Dimensions du bloc de béton de 16 kN.

- poids volumique de 24 kN/m^3
- longueur de 1800 mm
- plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur (entre le bloc et la poutre)

<u>Armatures</u>

Pour le transport:  ⇒  $M_{max} = wl^2/8$

.....

w = 16 / 1,8 = 8,9 kN/m

M_{max} = 3,6 kNm

D'après les calculs pour le bloc de 27 kN, l'article 10.5.1.2 gouverne et donne:

• bas du bloc

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400}(2 \cdot 175) \cdot 755$$

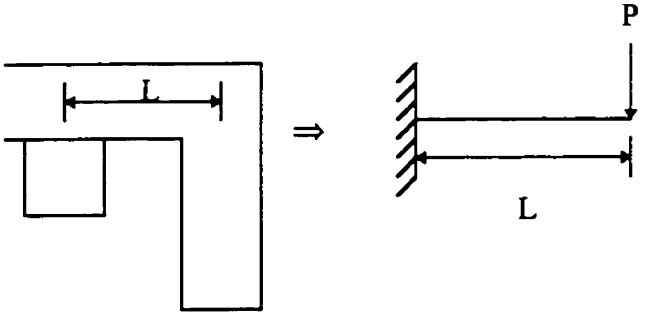
A_{smin} = 661 mm^2 ⇒ 4M15 (A=800 mm^2)

• haut du bloc

$$A_{s\,min} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400} 875 \cdot 755$$

A_{smin} = 1652 mm^2 ⇒ 6M20 (A=1800 mm^2)

• porte-à-faux des pattes



P = 16 kN / 2 = 8 kN

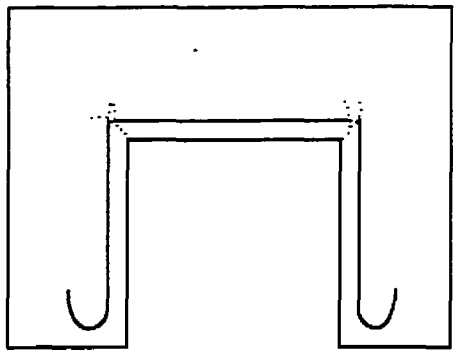
M_{max} = PL = 8 kN × (875/2-175/2)

= 2,8 kNm ne gouverne pas.

article 10.5.1.2 $$A_{smin} = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b \cdot h = \frac{0{,}2 \cdot \sqrt{25}}{400} 1800 \cdot 200$$

$A_{smin} = 900\ mm^2 \Rightarrow$ 10M10 espacées à 190 mm

• propagation de fissures dans les coins



$\Rightarrow$ 10M10 à 190 mm

Même disposition que ci-haut.

• effort tranchant

Il a été constaté lors des calculs du bloc de 27 kN que les effets dus à l'effort tranchant sont négligeables.

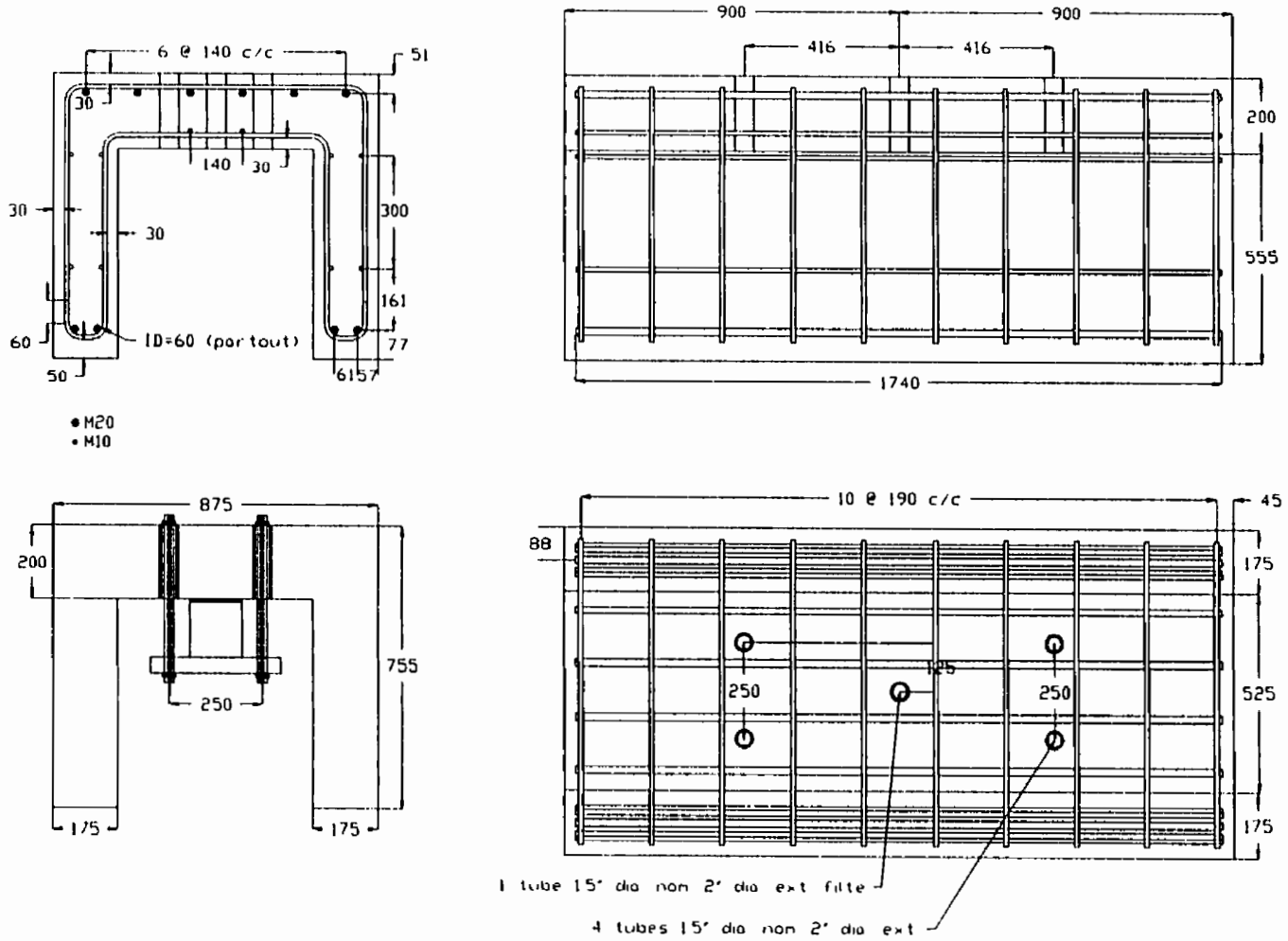


Figure C.3 Dessin d'atelier du bloc de béton de 16 kN.

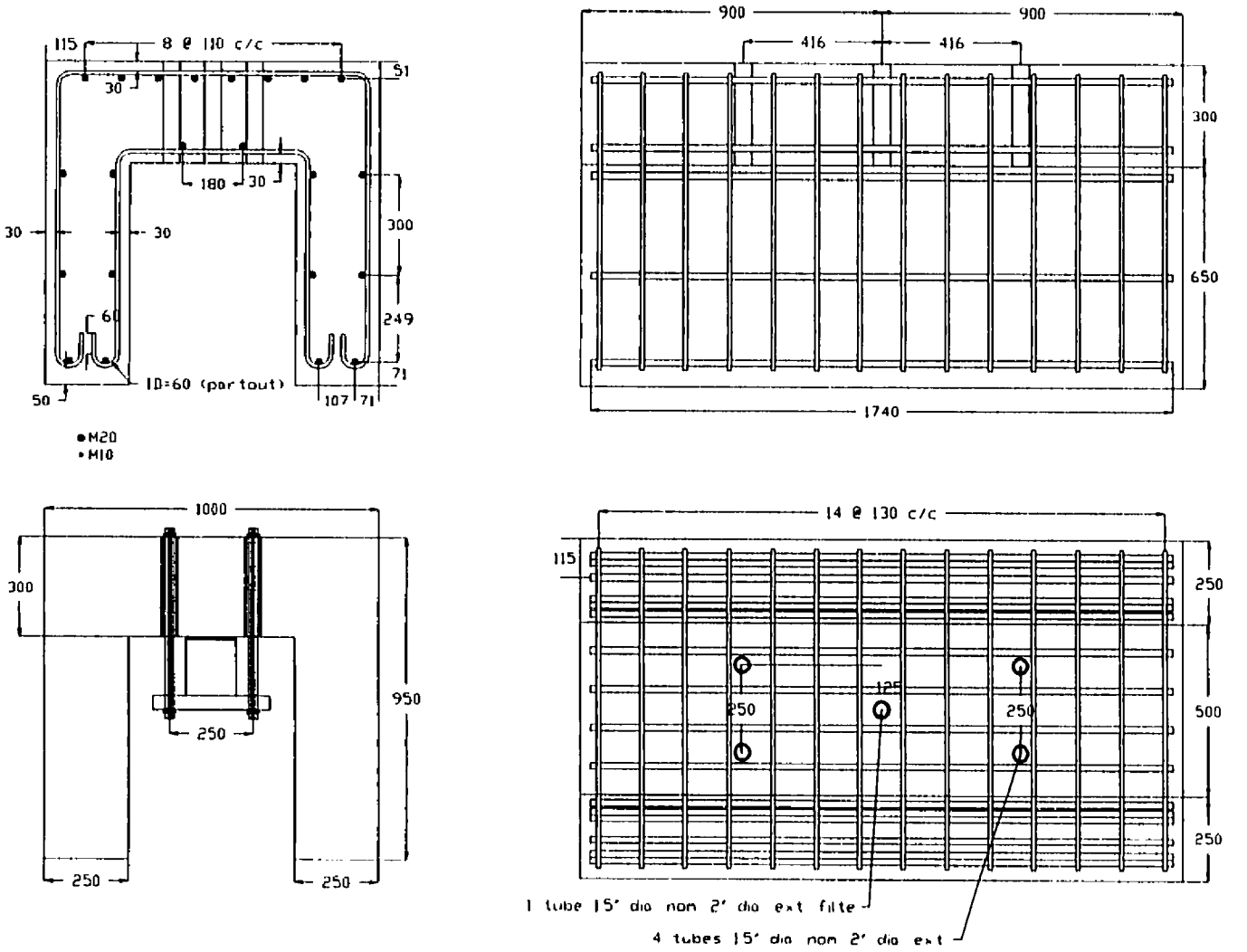


Figure C.4 Dessin d'atelier du bloc de béton de 27 kN.

ANNEXE D

Accélérogramme et spectres de réponse des séismes étudiés

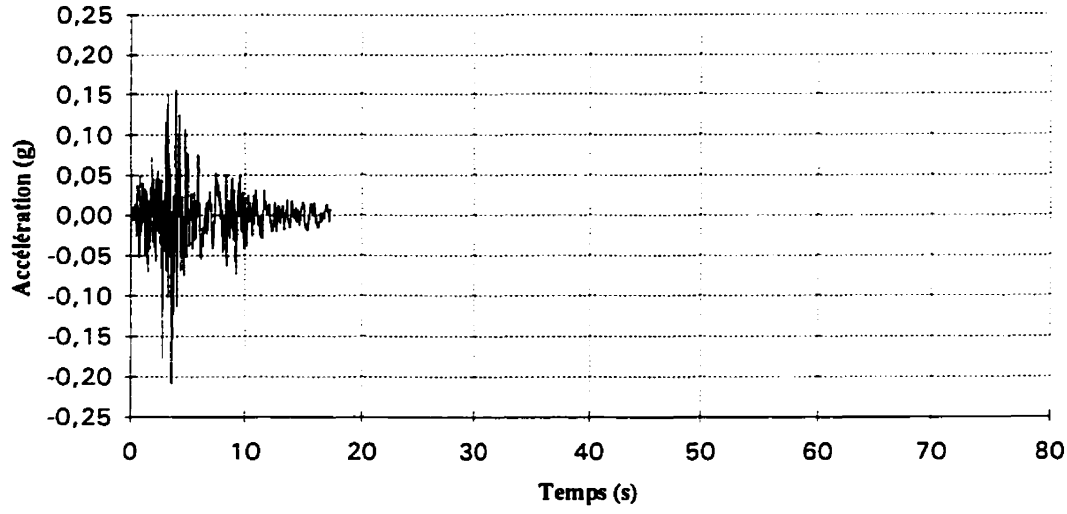


Figure D.1 Séisme de Coalinga (1983), Oil Fields Fire Sta., 270, calibré à 0,21g.

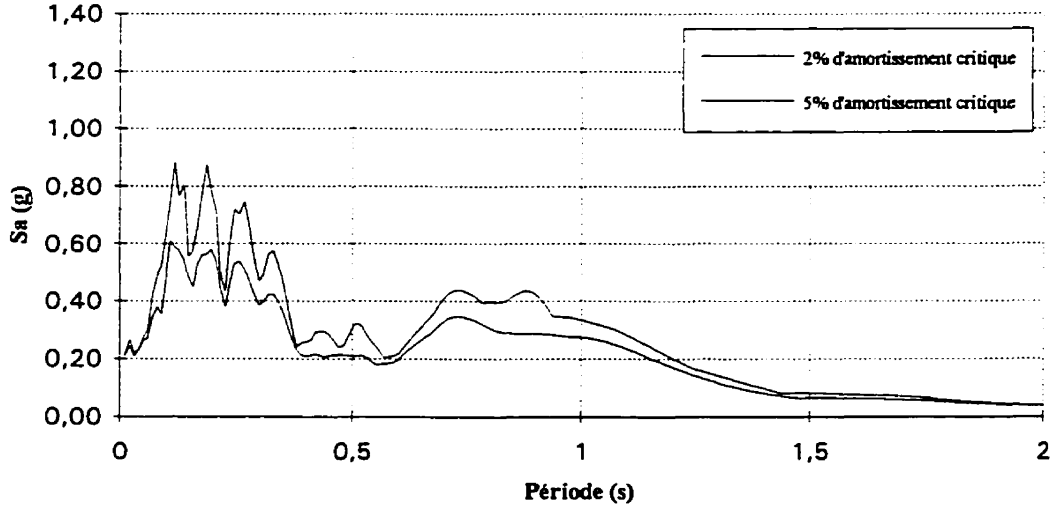


Figure D.2 Spectres d'accélération du séisme de Coalinga (1983), Oil Fields Fire Sta., 270, calibré à 0,21g.

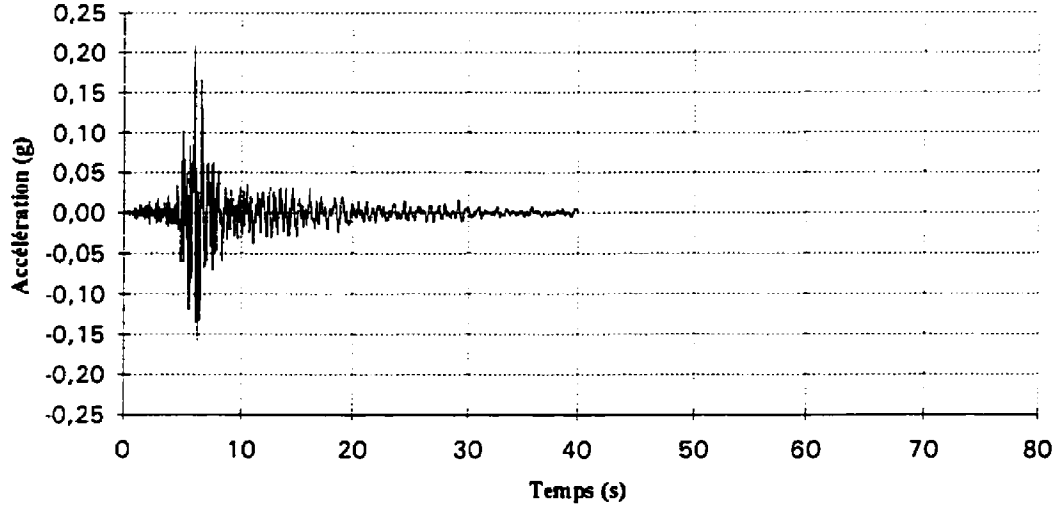


Figure D.3 Séisme de Whittier (1987), Union Oil Yard, 90, calibré à 0,21g.

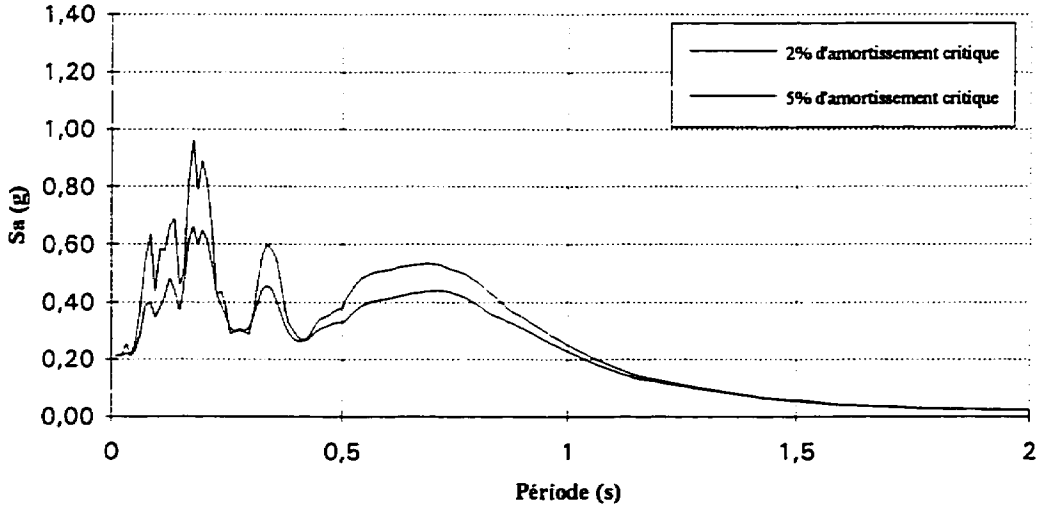


Figure D.4 Spectres d'accélération du séisme de Whittier (1987), Union Oil Yard, 90, calibré à 0,21g.

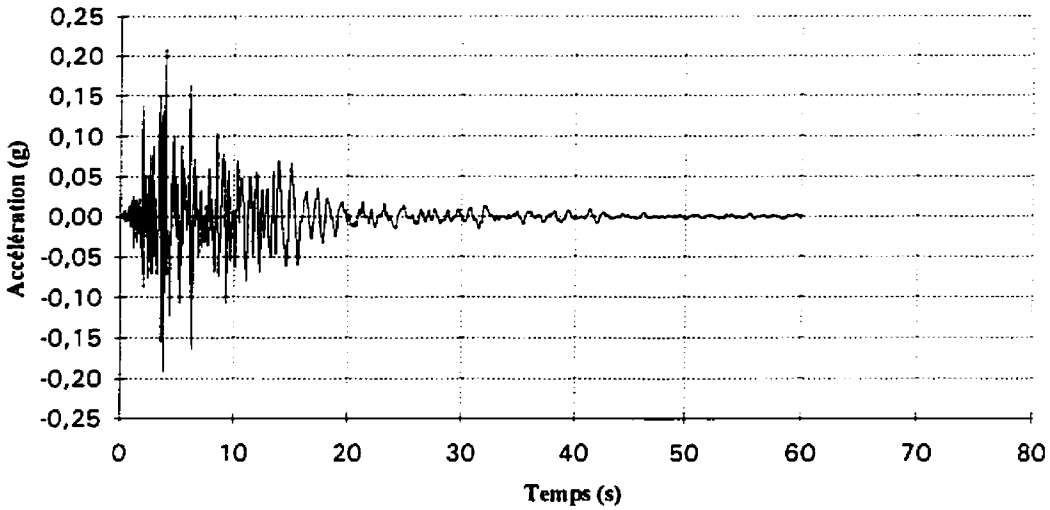


Figure D.5 Séisme de Morgan Hill (1984), San Ysidro Sch., 270, calibré à 0,21g.

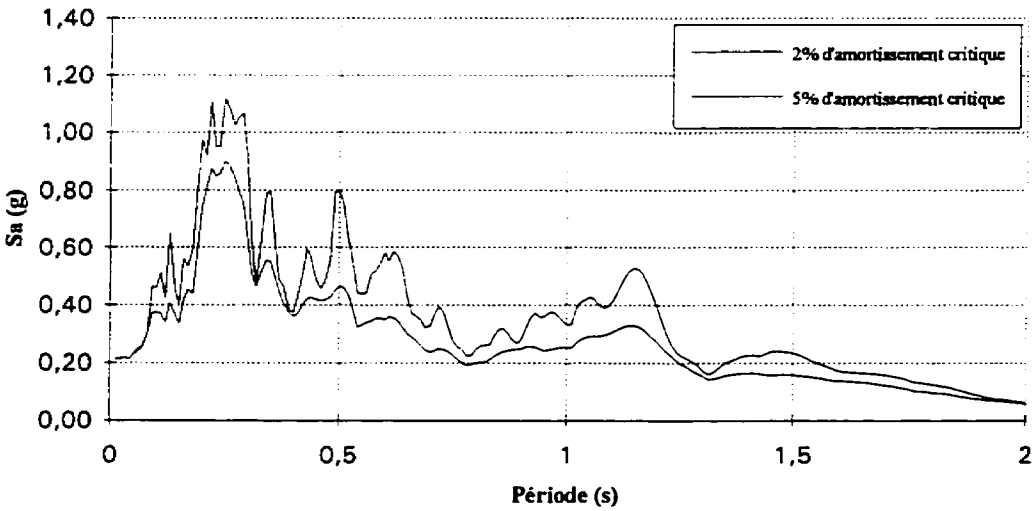


Figure D.6 Spectres d'accélération du séisme de Morgan Hill (1984), San Ysidro Sch., 270, calibré à 0,21g.

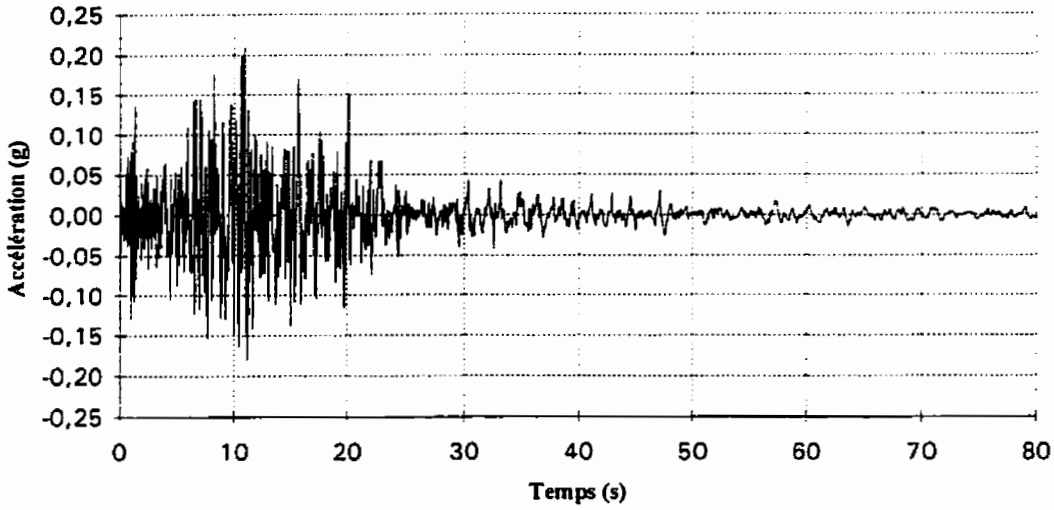


Figure D.7 Séisme de Puget Sound (1949), Hwy Test Lab., N04W, calibré à 0,21g.

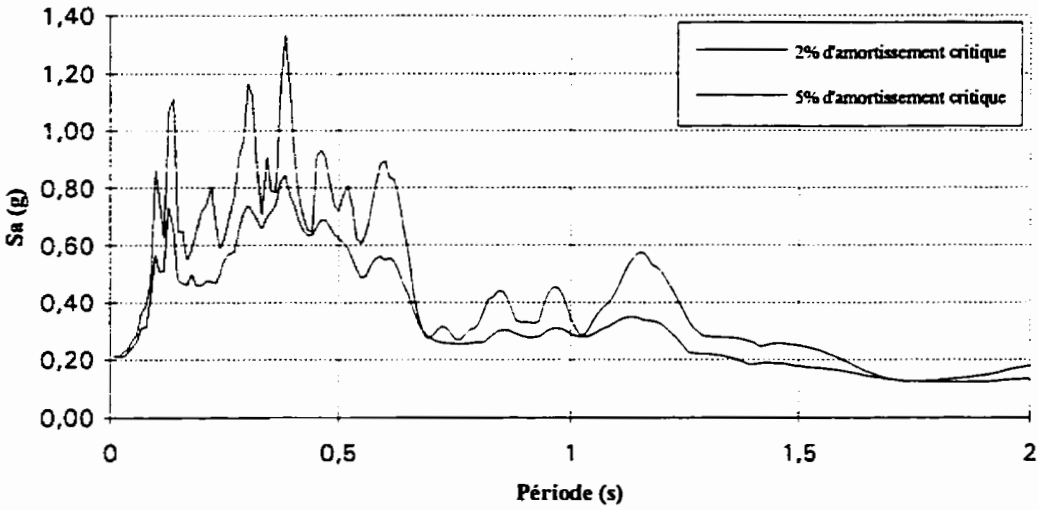


Figure D.8 Spectres d'accélération du séisme de Puget Sound (1949), Hwy Test Lab., N04W, calibré à 0,21g.

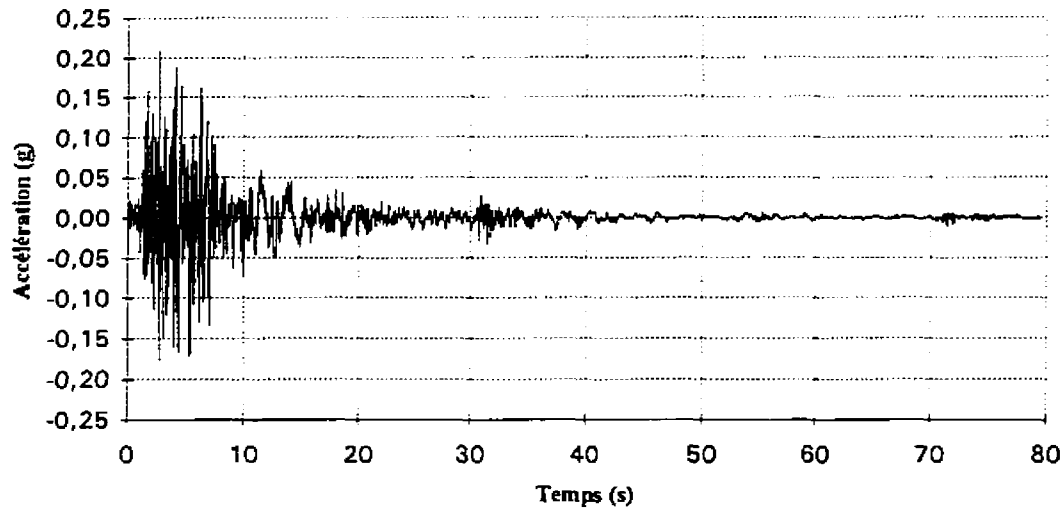


Figure D.9 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., S00W, calibré à 0,21g.

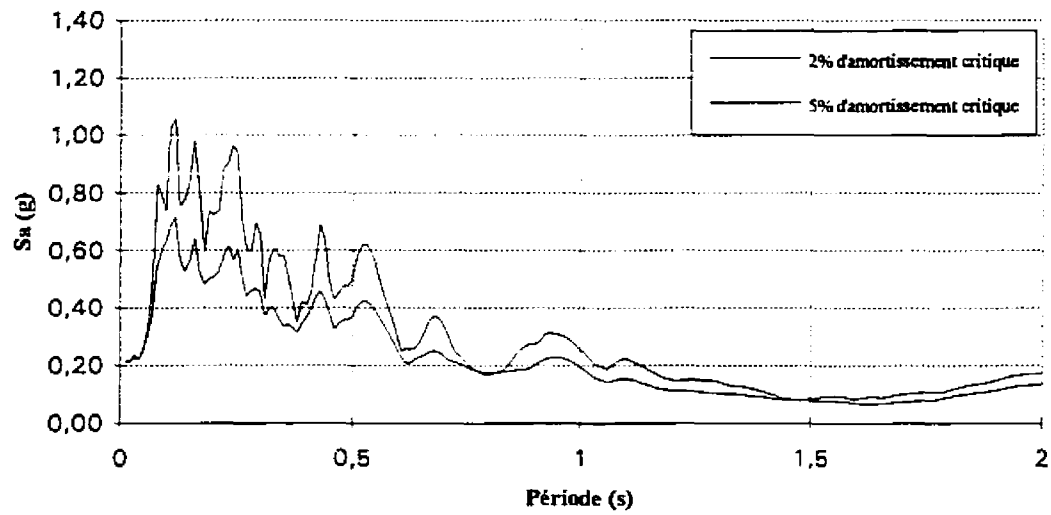


Figure D.10 Spectres d'accélération du séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., S00W, calibré à 0,21g.

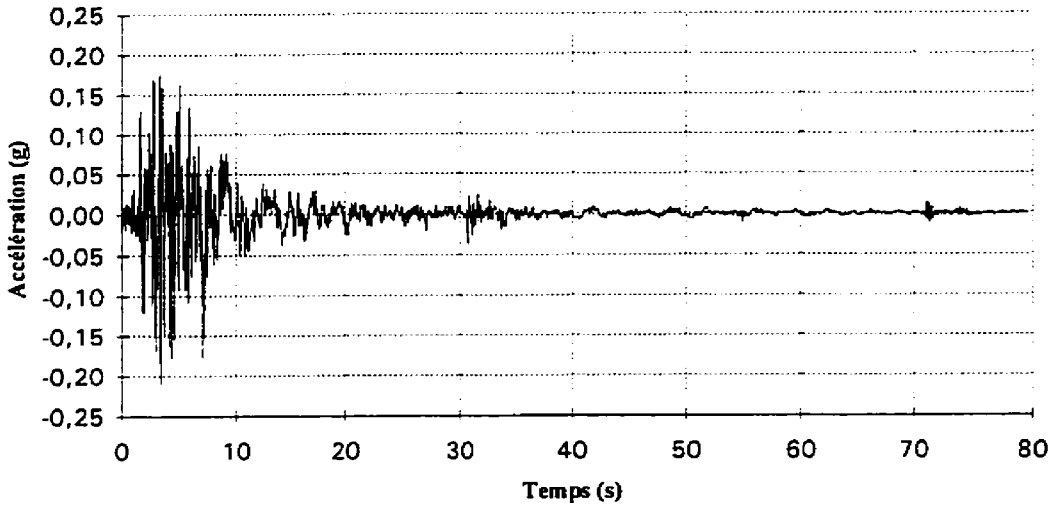


Figure D.11 Séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., N90E, calibré à 0,21g.

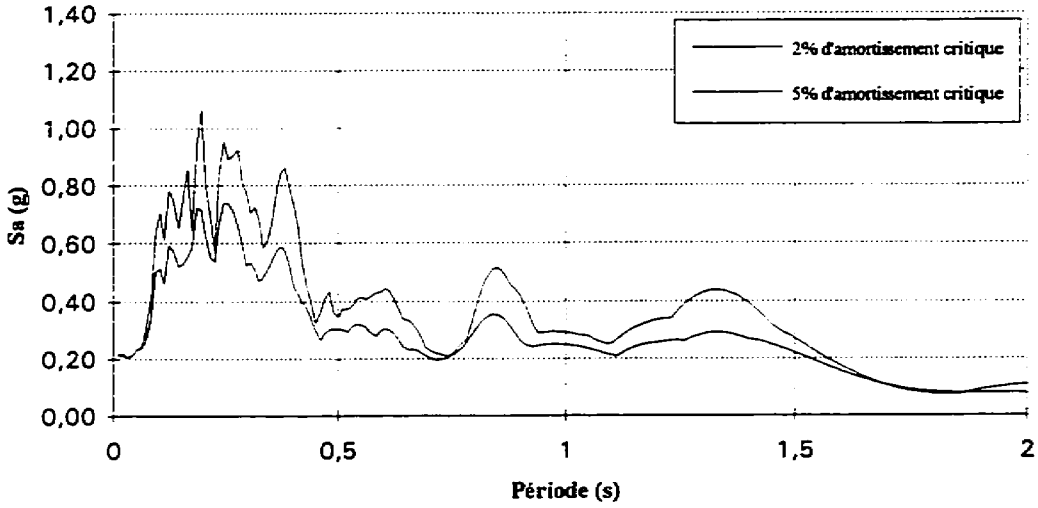


Figure D.12 Spectres d'accélération du séisme de San Fernando (1971), Hollywood St., N90E, calibré à 0,21g.

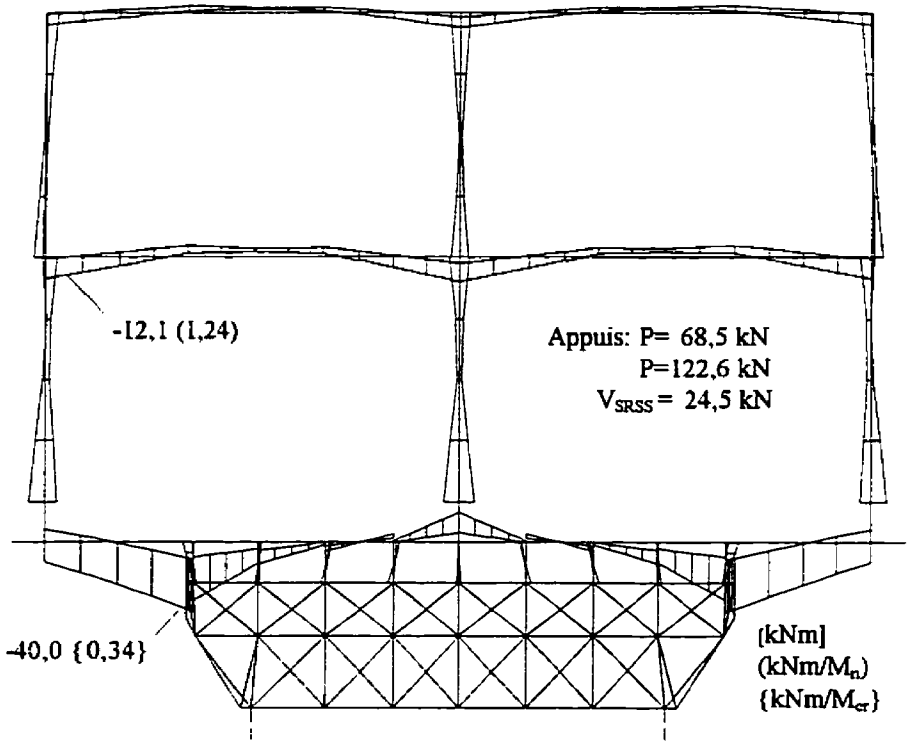


Figure D.13 Diagramme des efforts normalisés , séisme de Coalinga (1983).

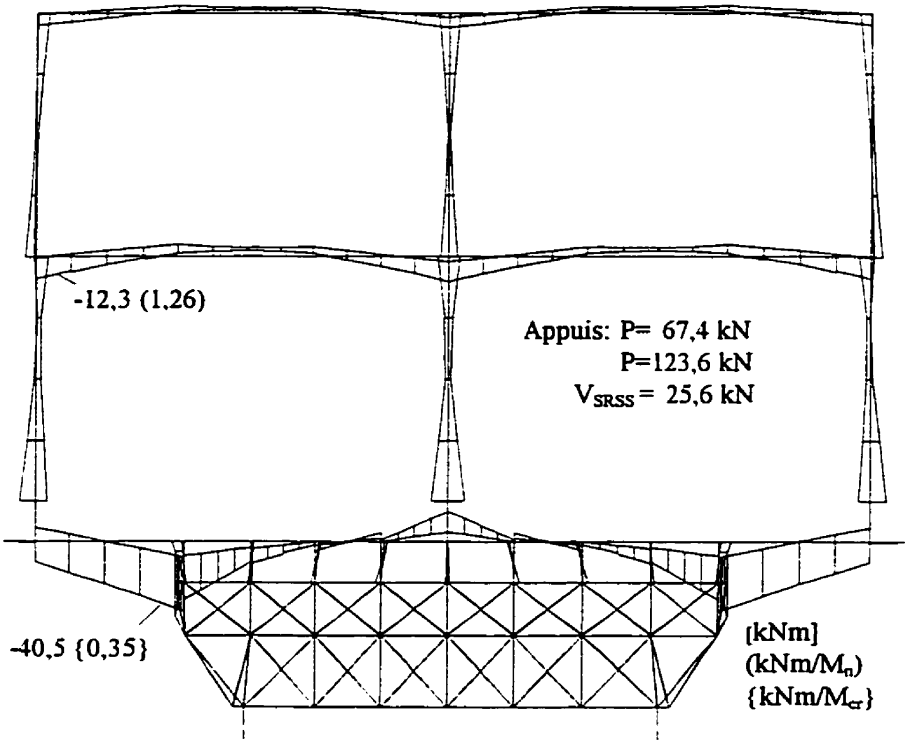


Figure D.14 Diagramme des efforts normalisés , séisme de Whittier (1987).

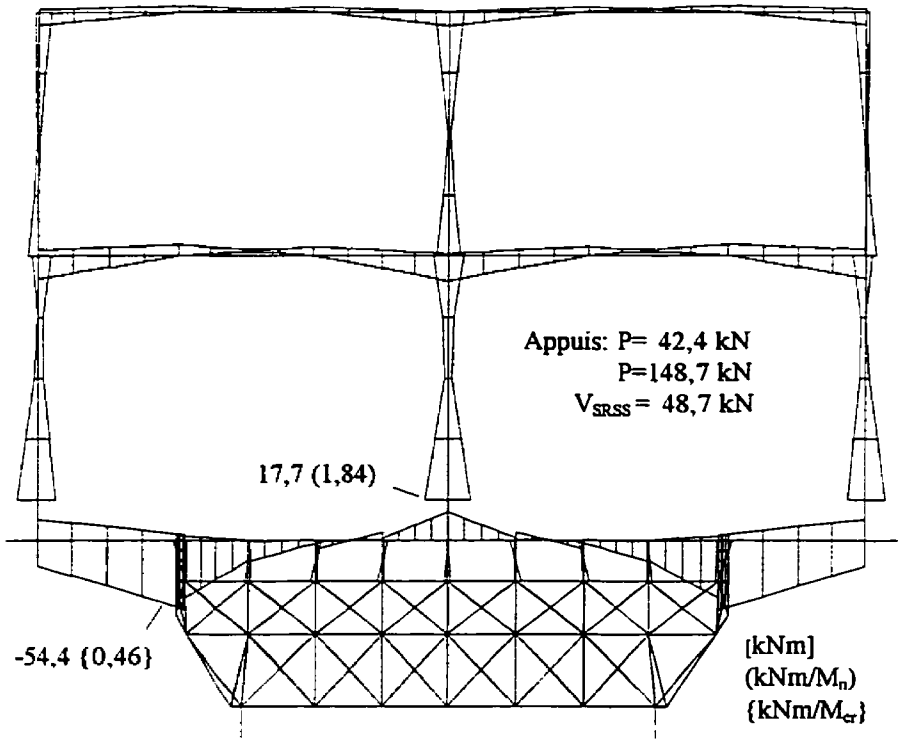


Figure D.15 Diagramme des efforts normalisés , séisme de Morgan Hill (1984).

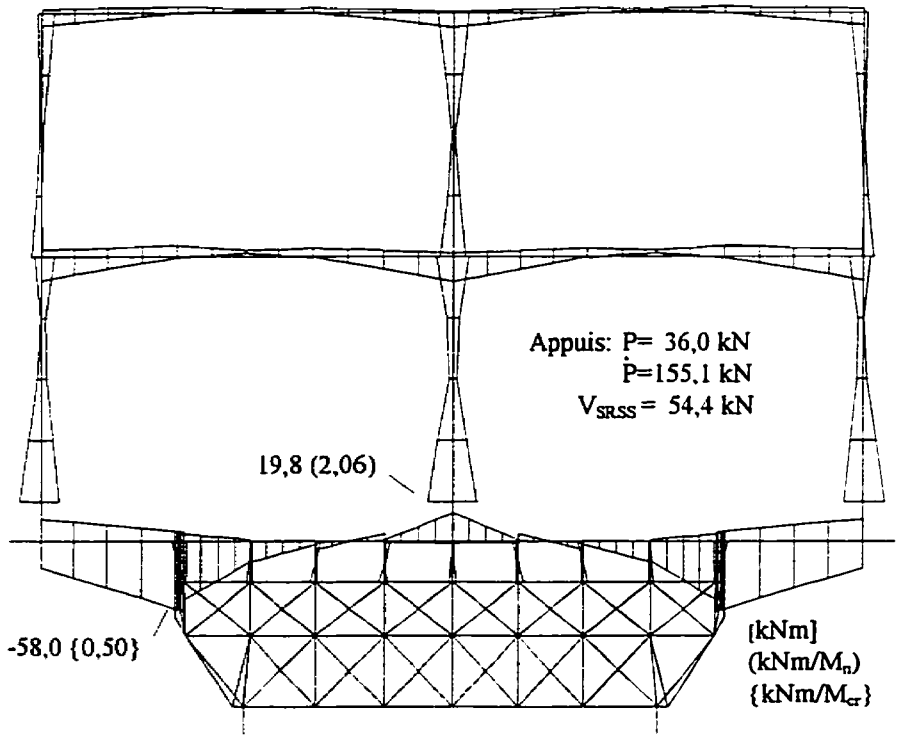


Figure D.16 Diagramme des efforts normalisés , séisme de Puget Sound (1949).

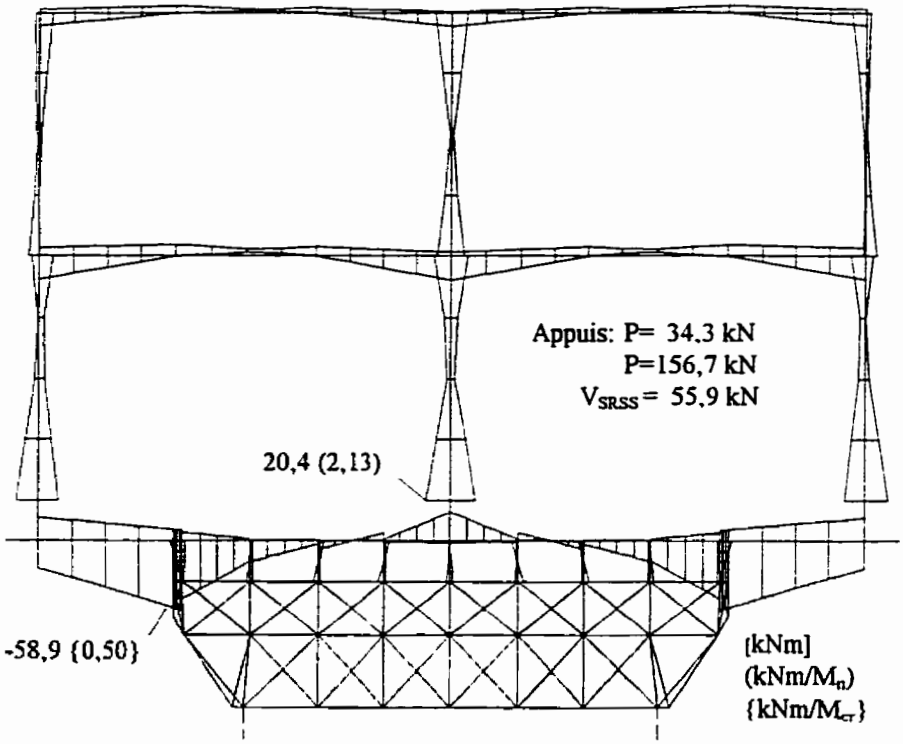


Figure D.17 Diagramme des efforts normalisés , séisme de San Fernando (1971), S00W.

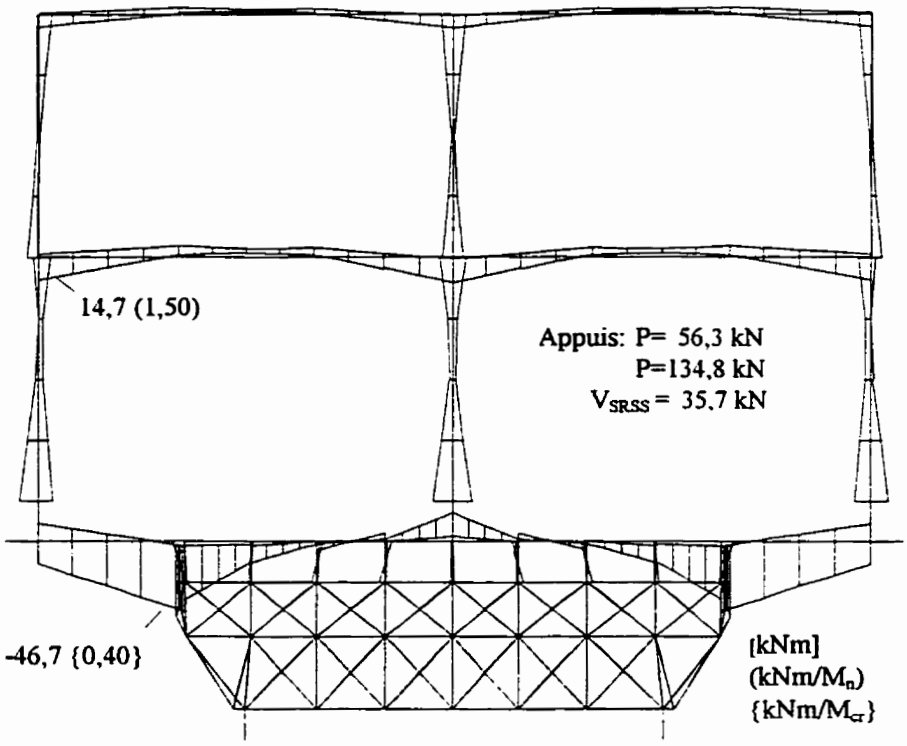


Figure D.18 Diagramme des efforts normalisés , séisme de San Fernando (1971), N90E.

ANNEXE E

Historiques obtenus des deux simulations sismiques

Tableau E.1 Déformation des jauges sous chargement statique

Localisation de la jauge	Déformation (με) + en tension
Joint central, poutre est à l'étage, armature supérieure	1252
Joint central, poutre est à l'étage, armature inférieure	-993
Joint central, poutre ouest à l'étage, armature supérieure	1555
Joint central, poutre ouest à l'étage, armature inférieure	-765
Joint central, poteau au deuxième étage, armature à l'est	-180
Joint central, poteau au deuxième étage, armature à l'ouest	-180
Joint central, poteau au premier étage, armature à l'est	-264
Joint central, poteau au premier étage, armature à l'ouest	-346
Base du poteau central, armature à l'est	-448
Base du poteau central, armature à l'ouest	-413
Joint extérieur, poutre à l'étage, armature supérieure	436
Joint extérieur, poutre à l'étage, armature inférieure	-392
Joint extérieur, poteau au deuxième étage, armature à l'est	-327
Joint extérieur, poteau au deuxième étage, armature à l'ouest	510
Joint extérieur, poteau au premier étage, armature à l'est	71
Joint extérieur, poteau au premier étage, armature à l'ouest	-354
Base du poteau extérieur, armature à l'est	-268
Base du poteau extérieur, armature à l'ouest	-260

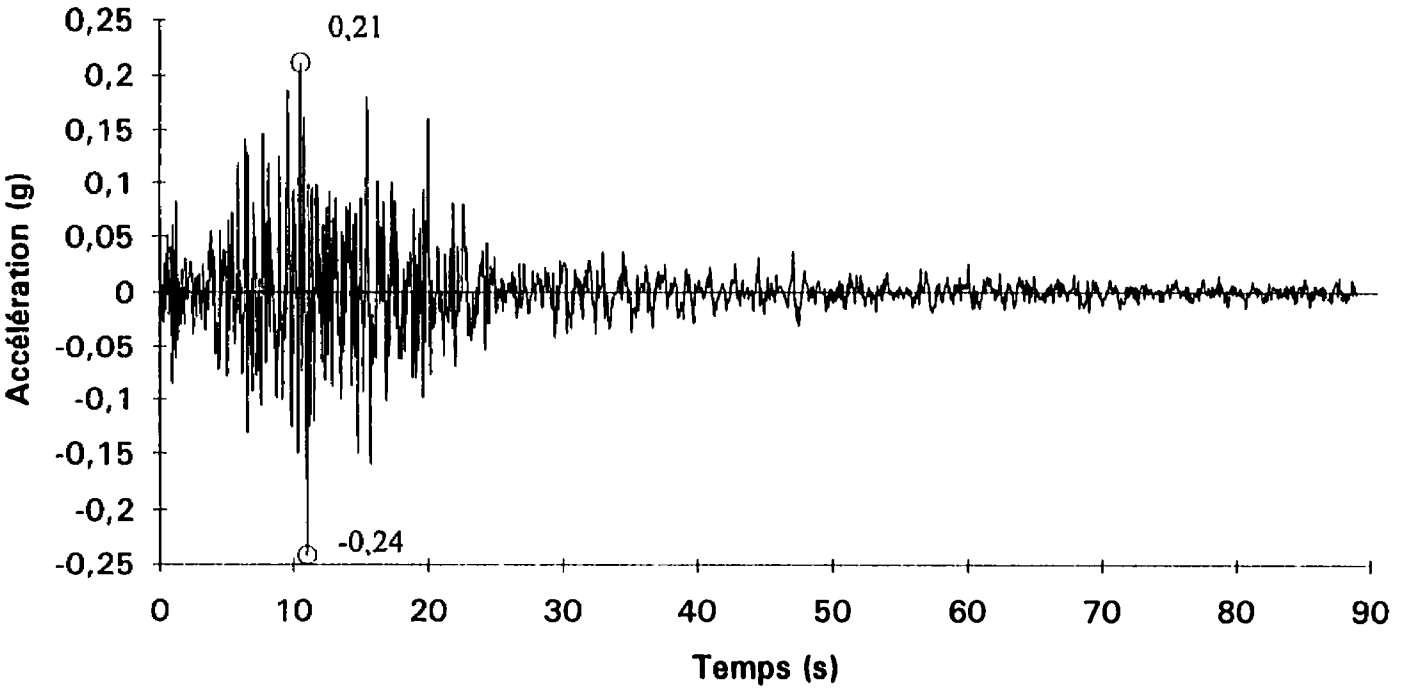


Figure E.1 Accélération absolue horizontale de la table vibrante (intensité 1).

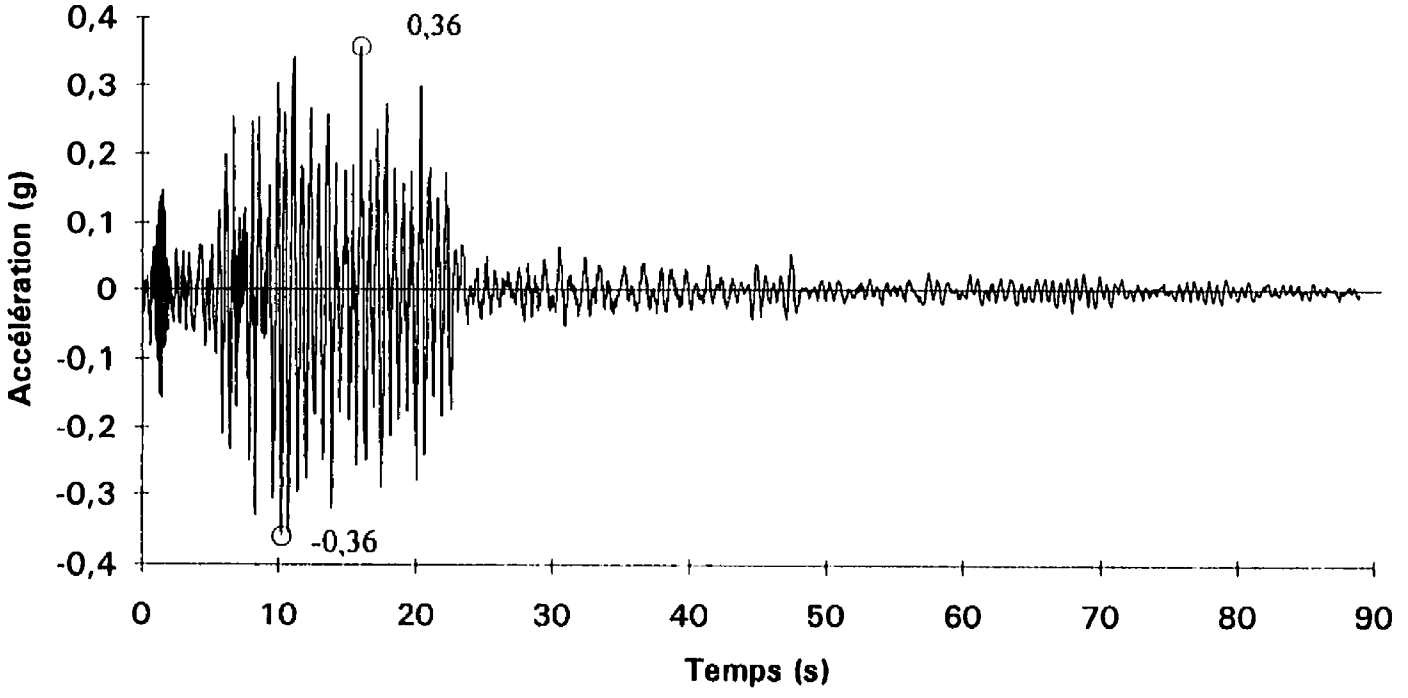


Figure E.2 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 1).

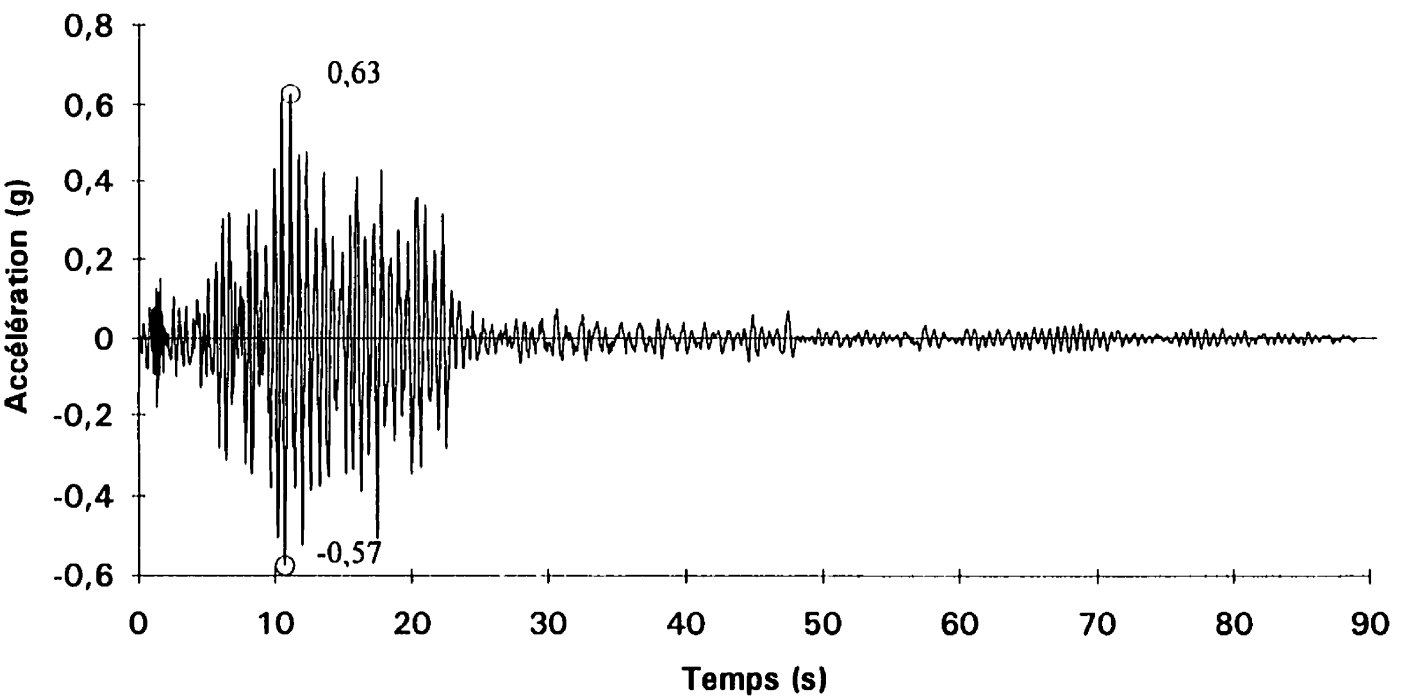


Figure E.3 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 1).

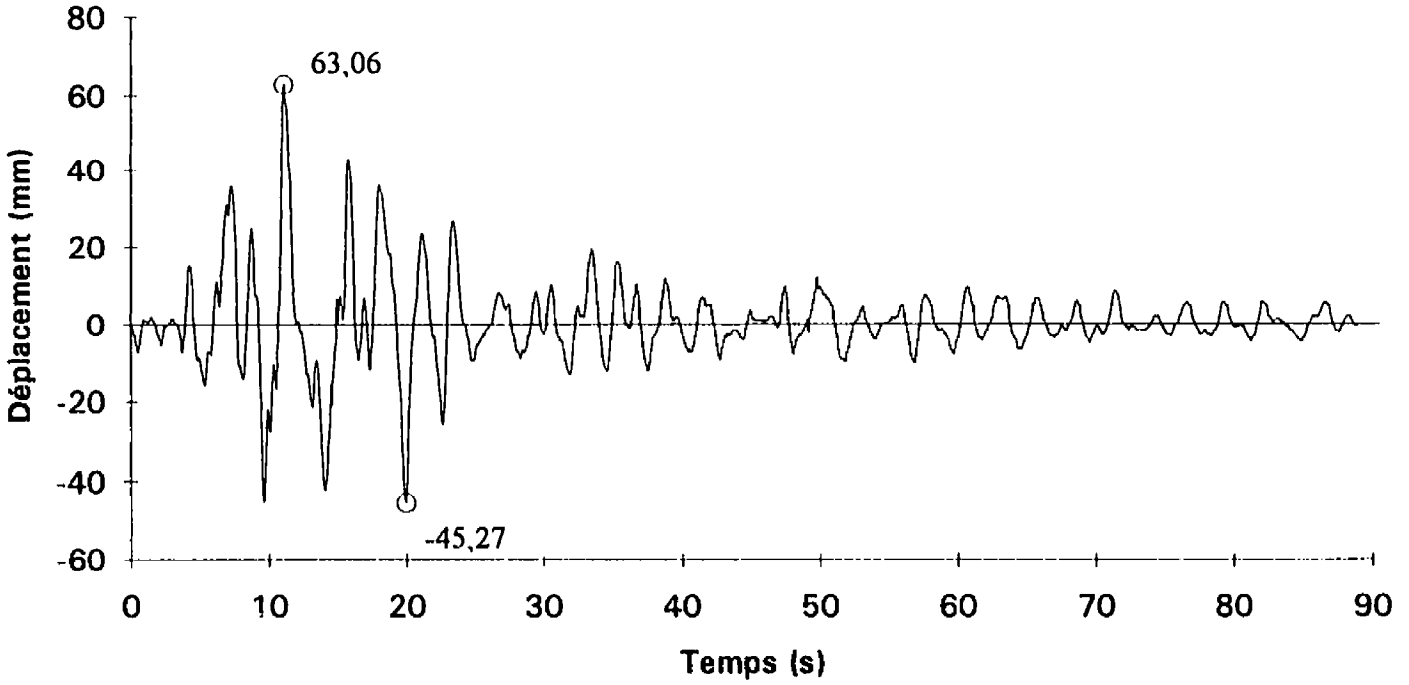


Figure E.4 Déplacement absolu horizontal de la table vibrante (intensité 1).

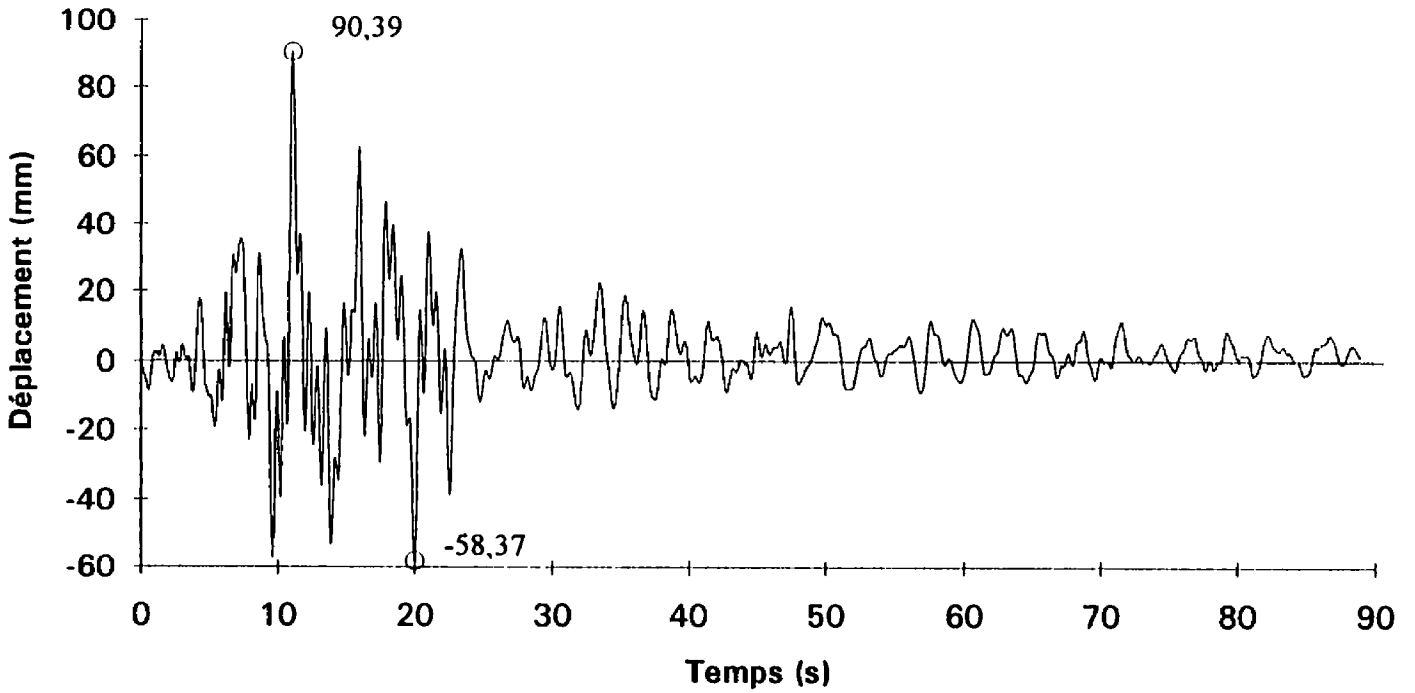


Figure E.5 Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 1).

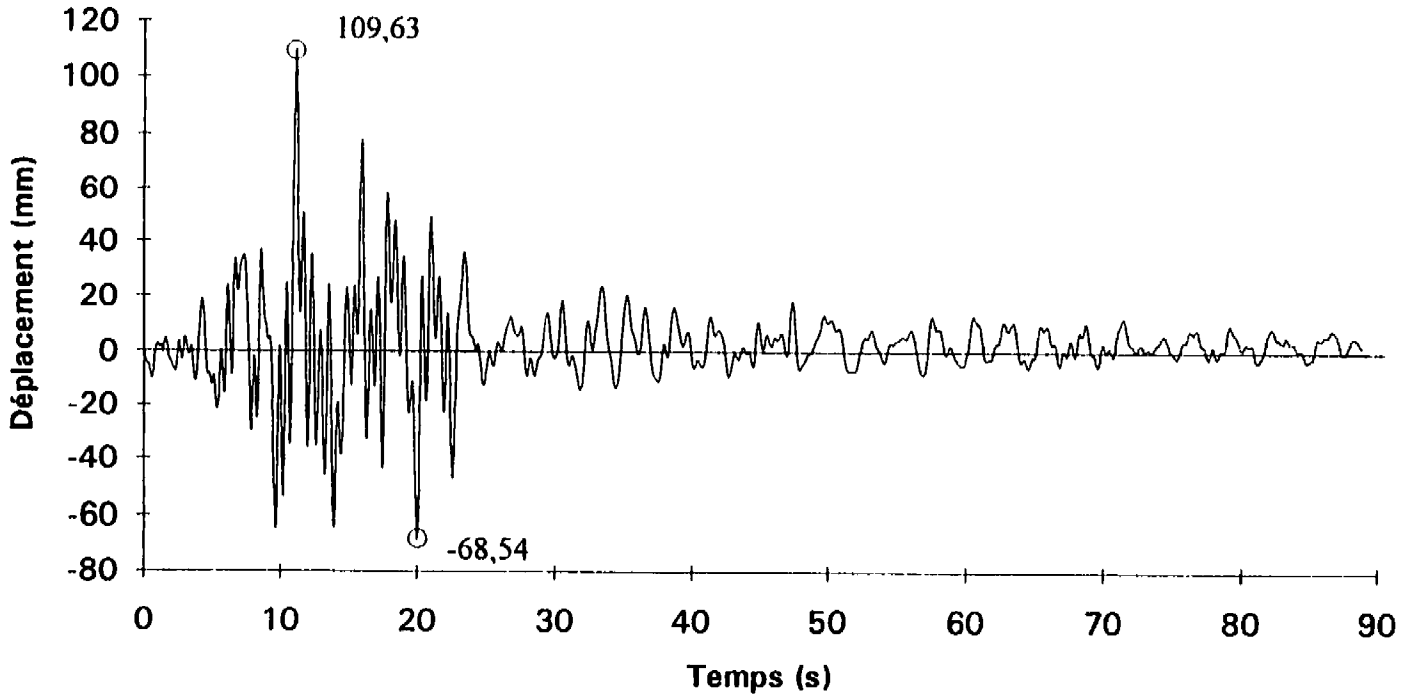


Figure E.6 Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 1).

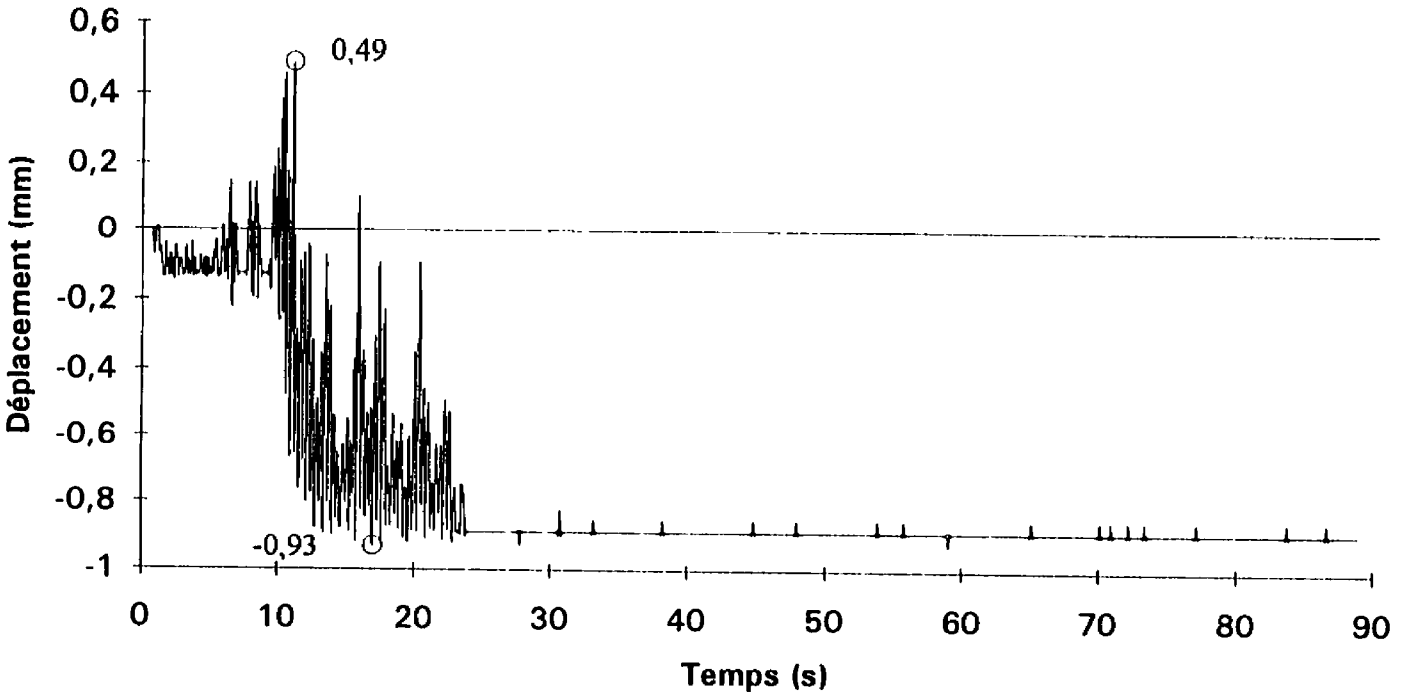


Figure E.7 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre est (intensité 1).

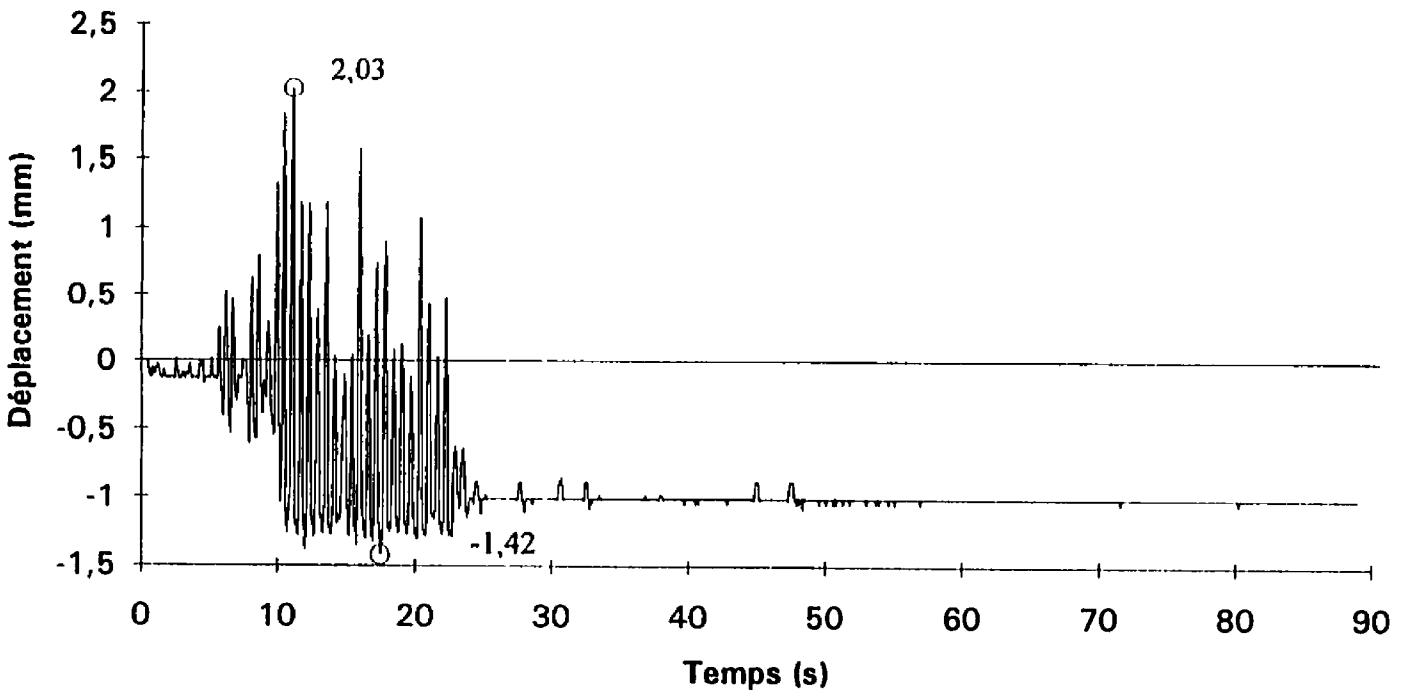


Figure E.8 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre est (intensité 1).

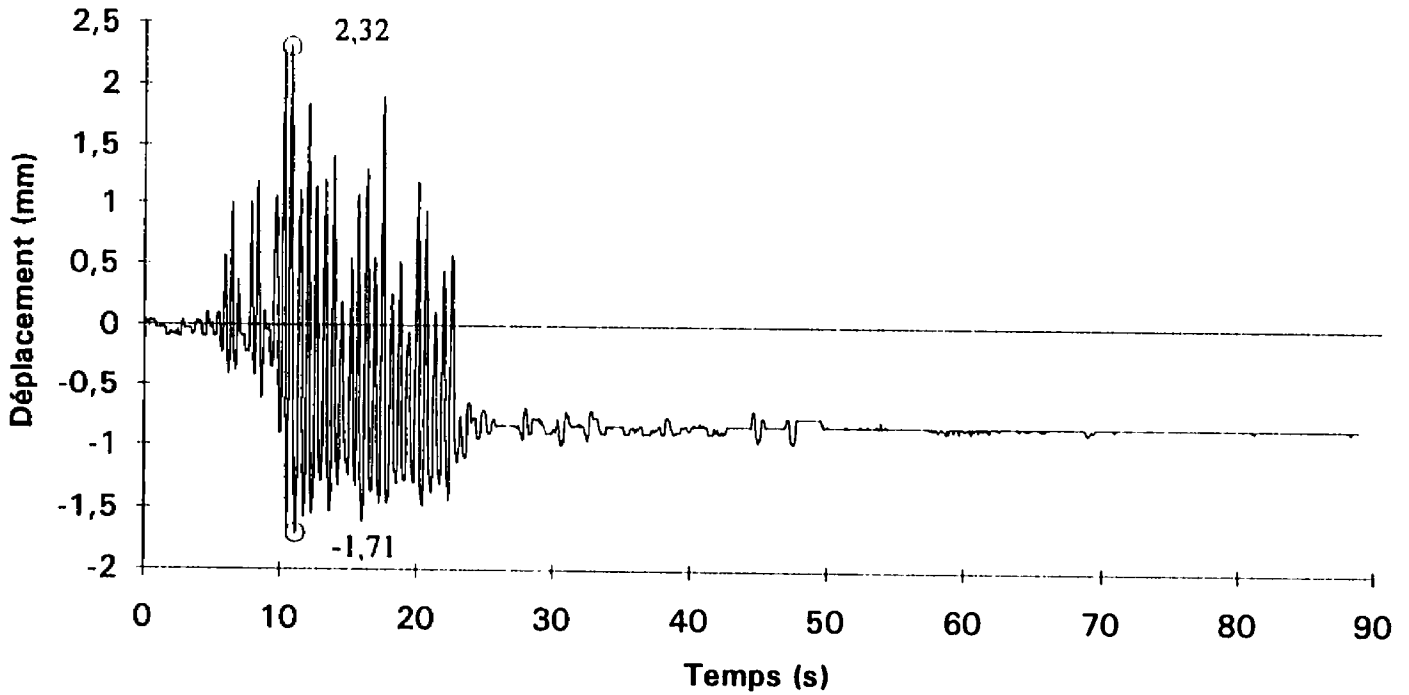


Figure E.9 **Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 1).**

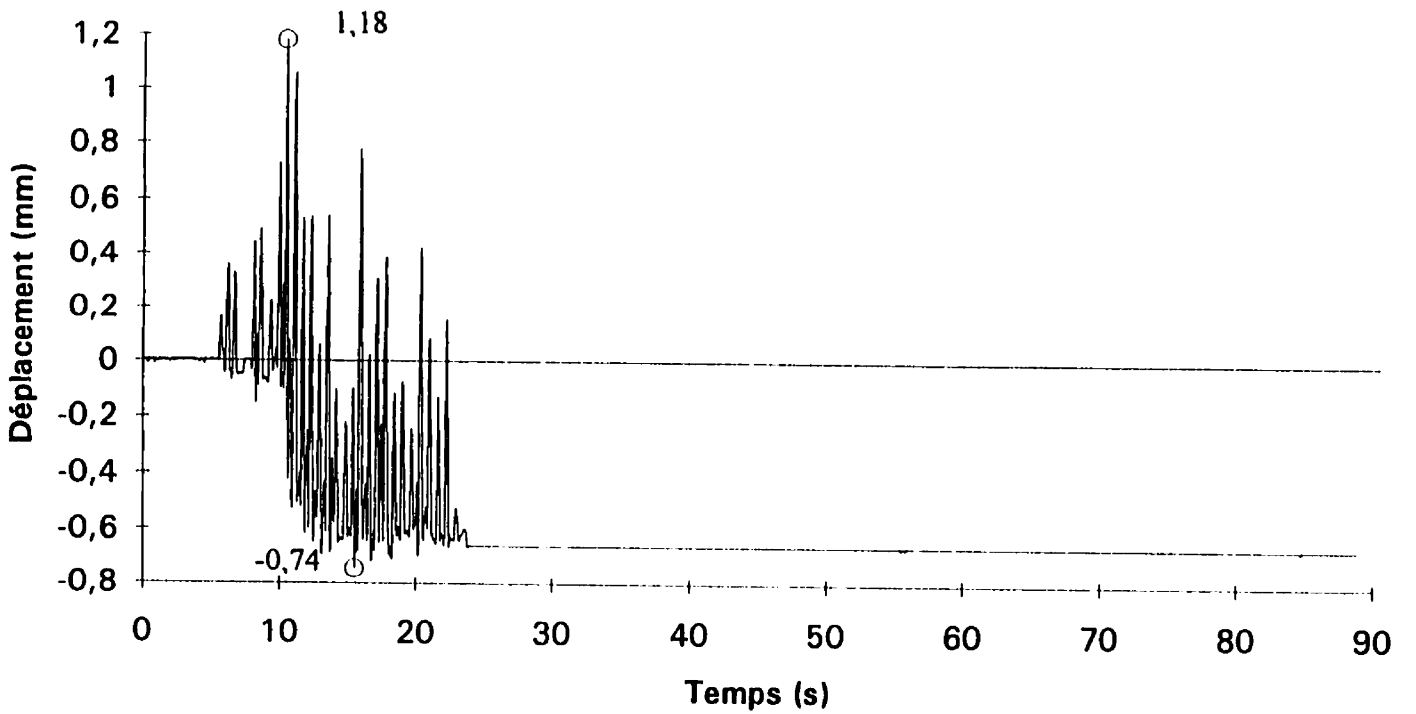


Figure E.10 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 1).

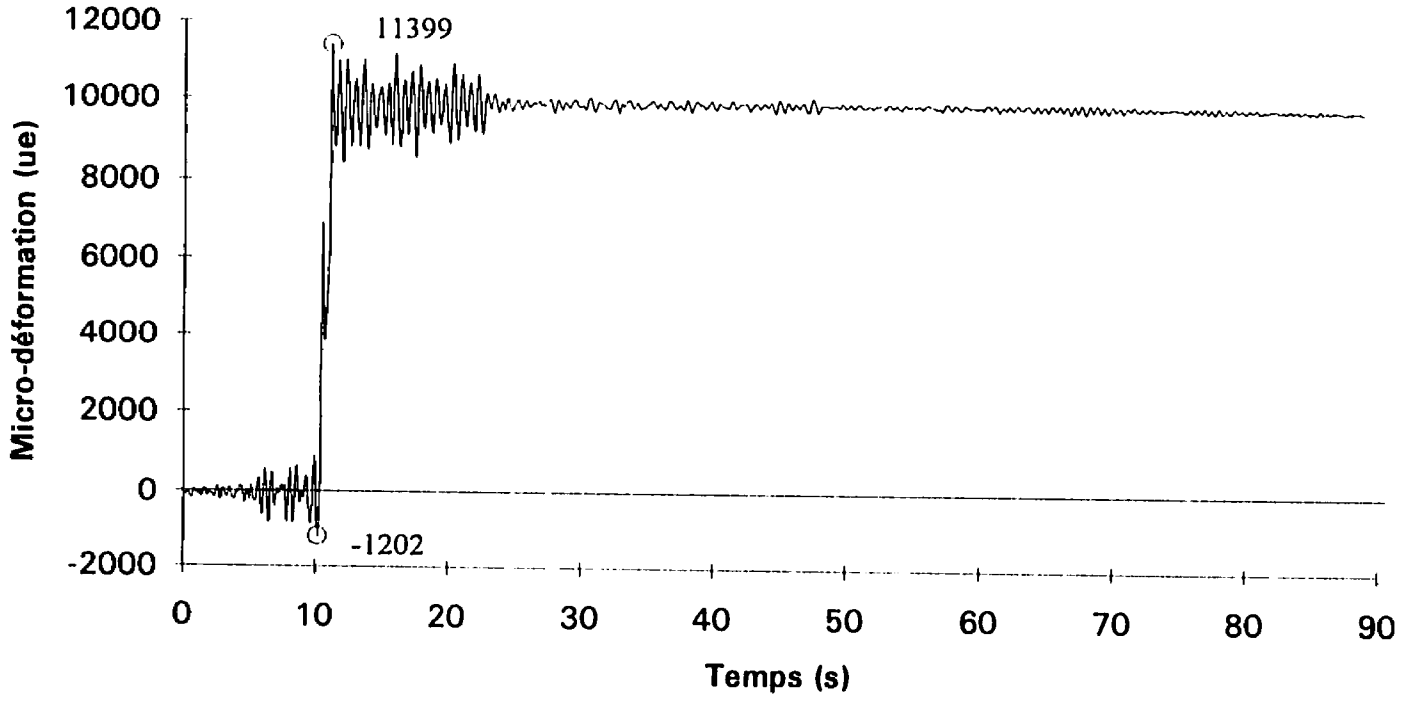


Figure E.11 Déformation, poutre, joint intérieur, est-supérieur (intensité 1).

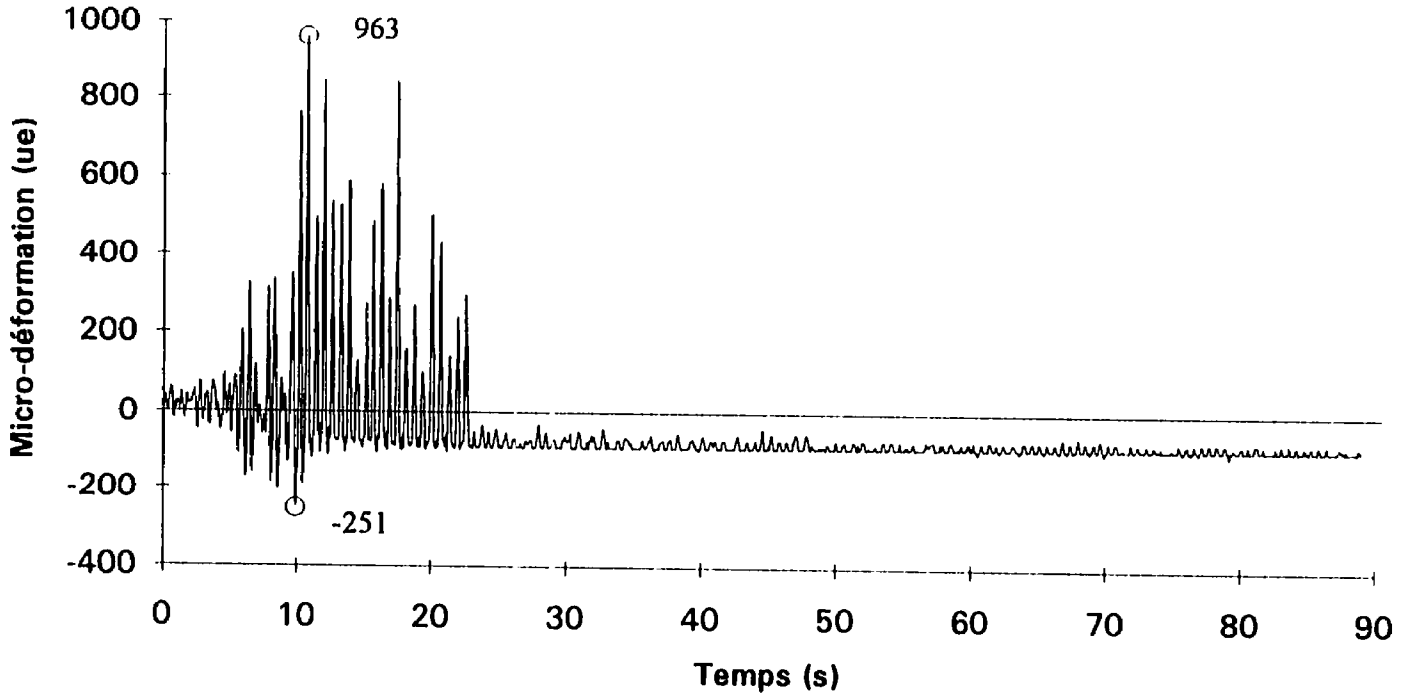


Figure E.12 Déformation, poutre, joint intérieur, est-inférieur (intensité 1).

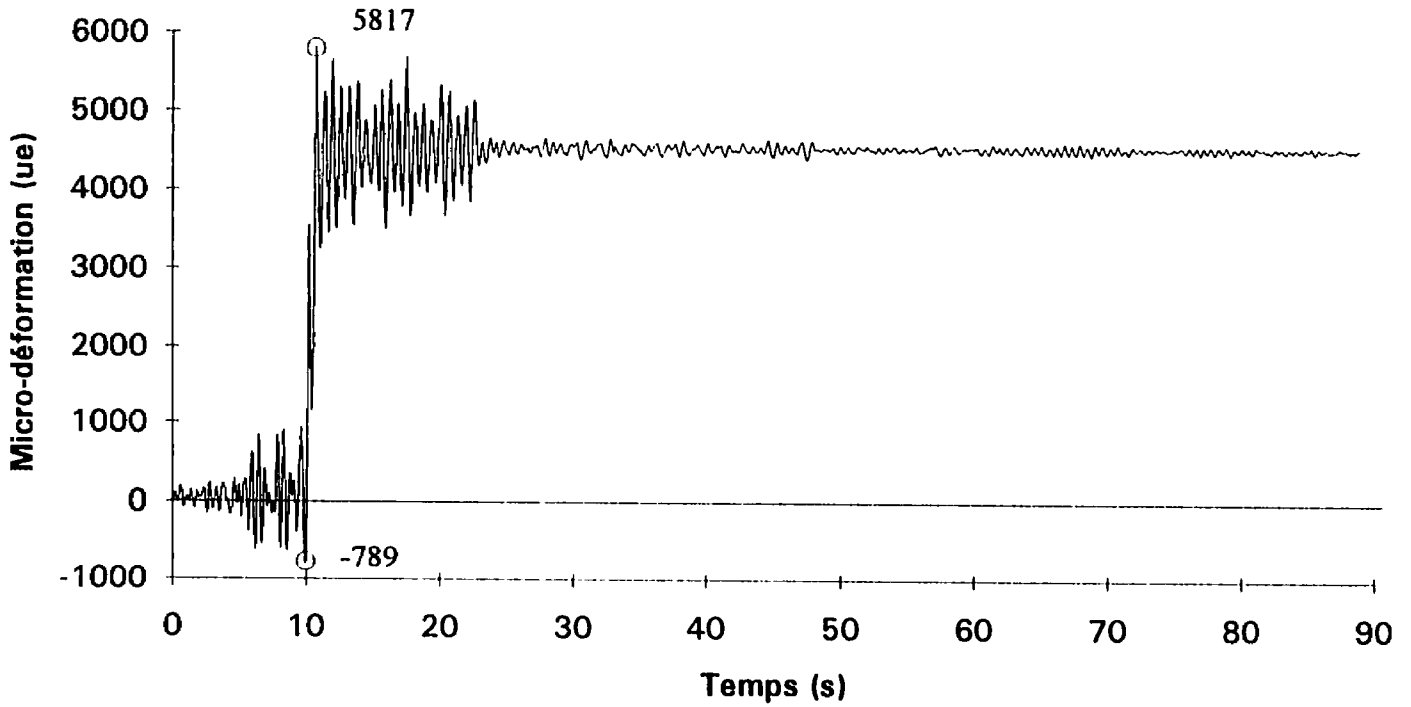


Figure E.13 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 1).

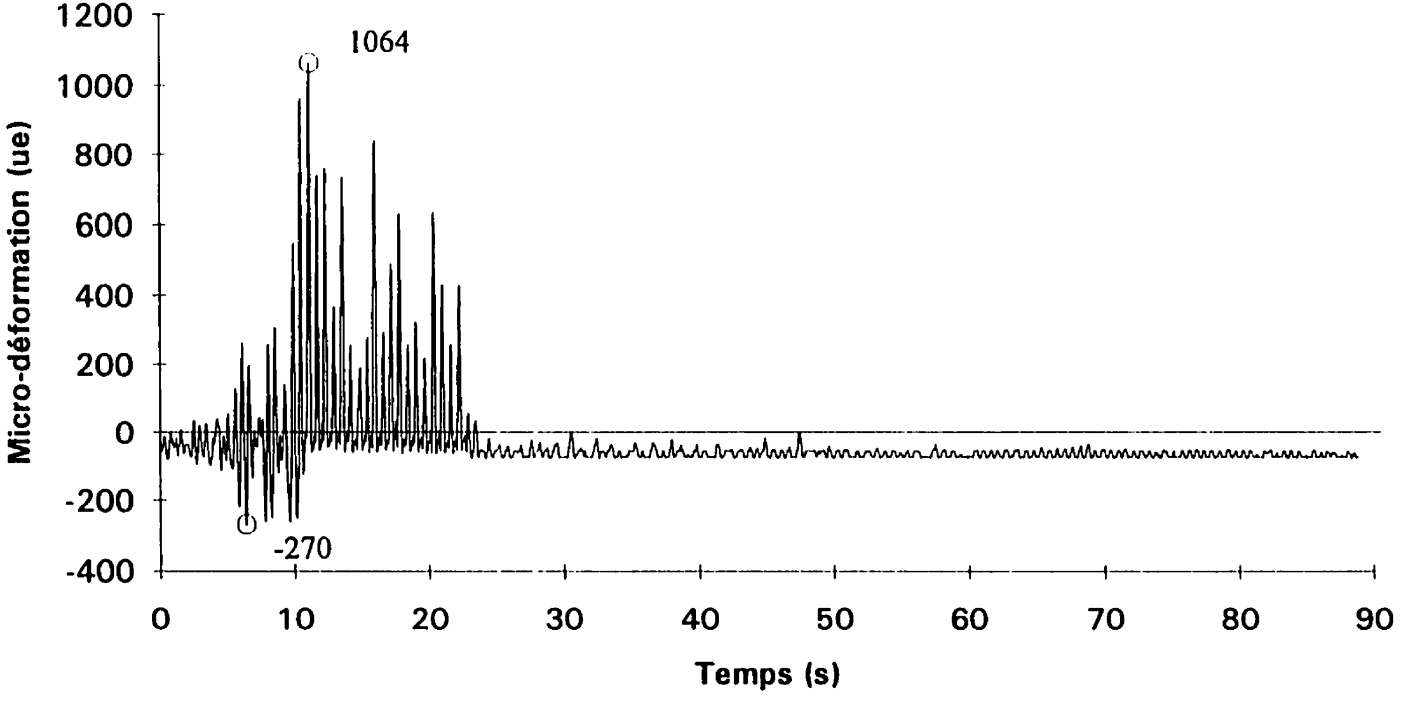


Figure E.14 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 1).

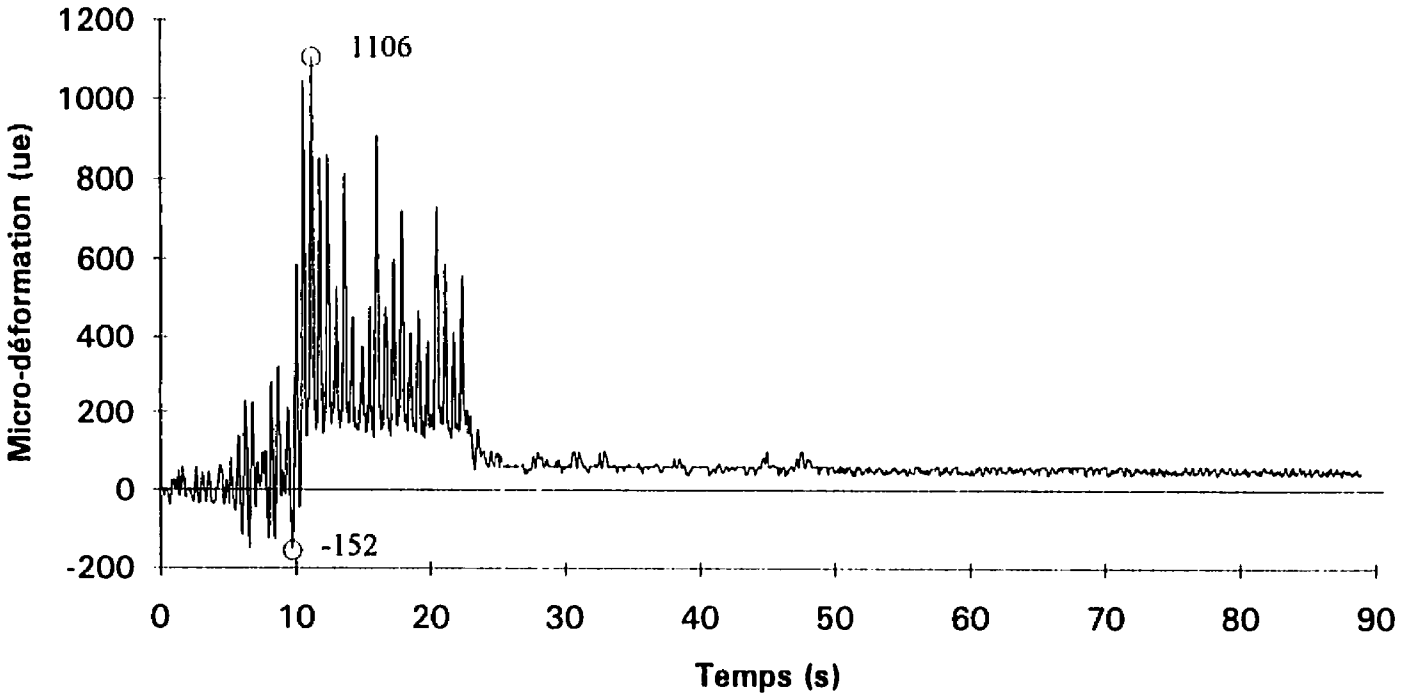


Figure E.15 Déformation, poteau, joint intérieur, est-supérieur (intensité 1).

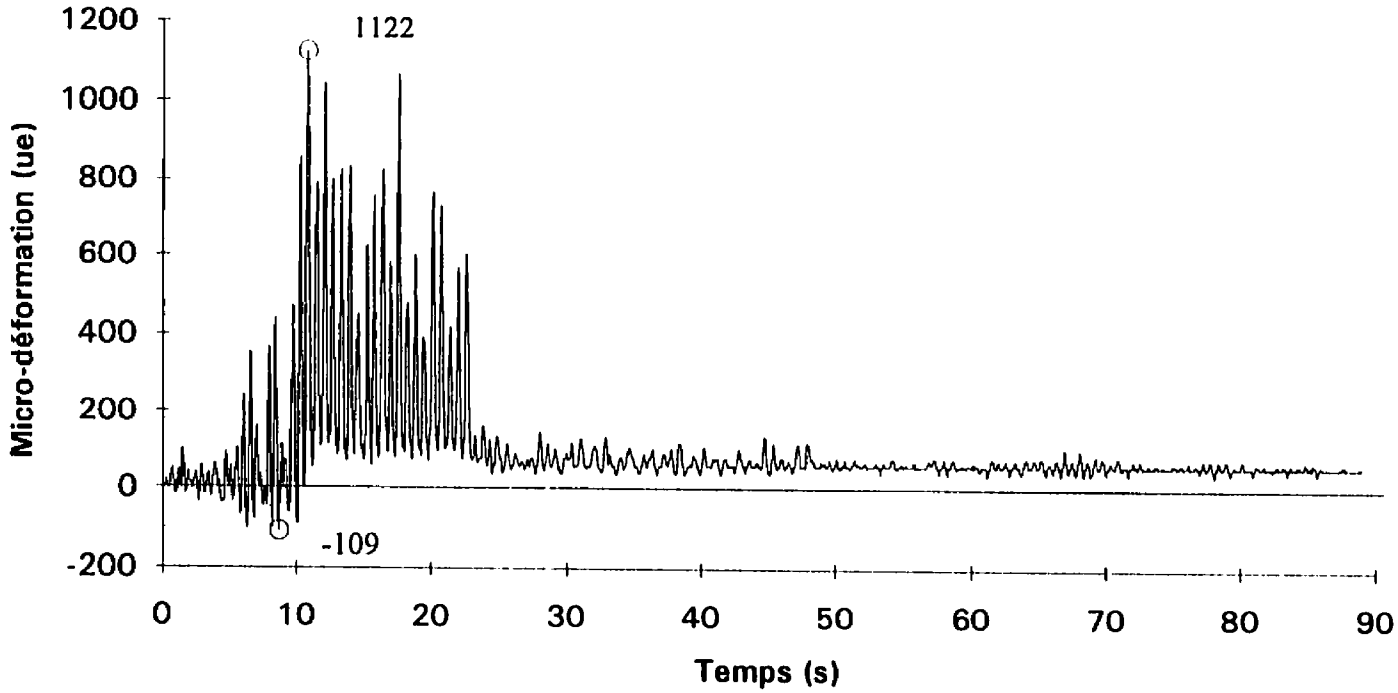


Figure E.16 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 1).

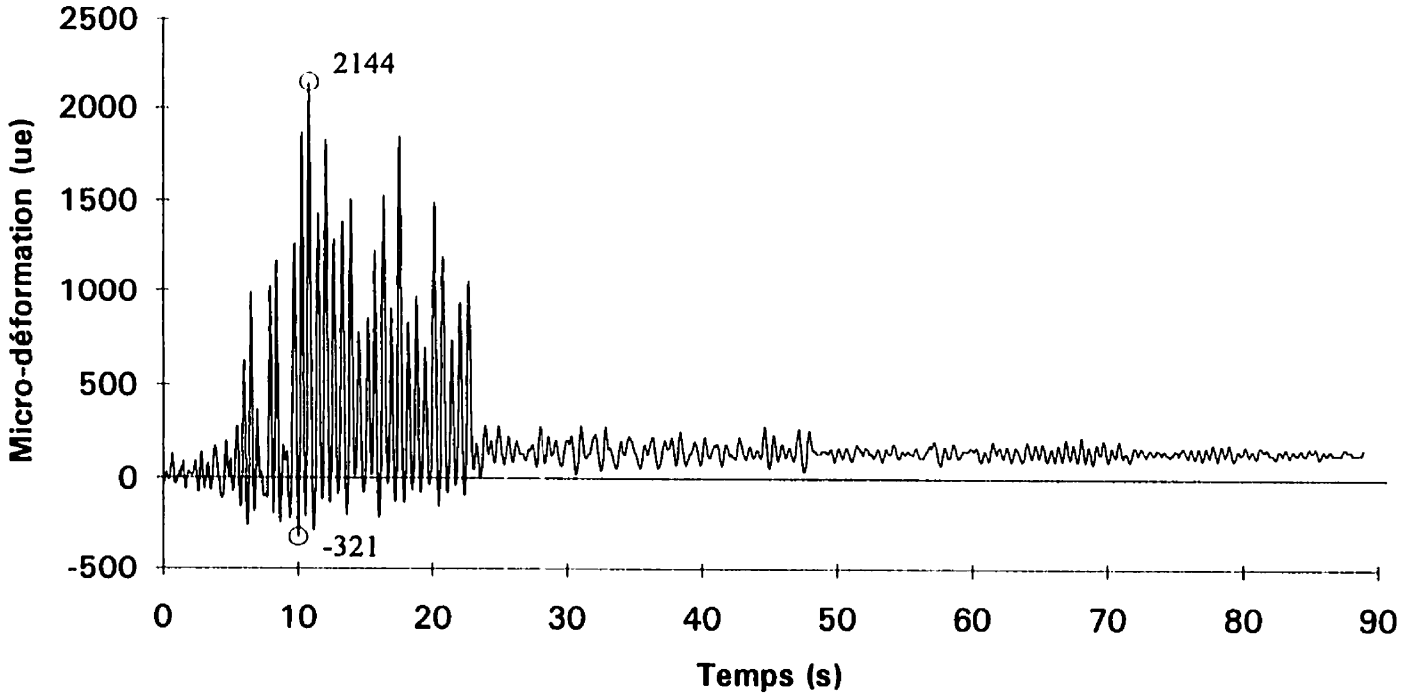


Figure E.17 Déformation, poteau, joint intérieur, est-inférieur (intensité 1).

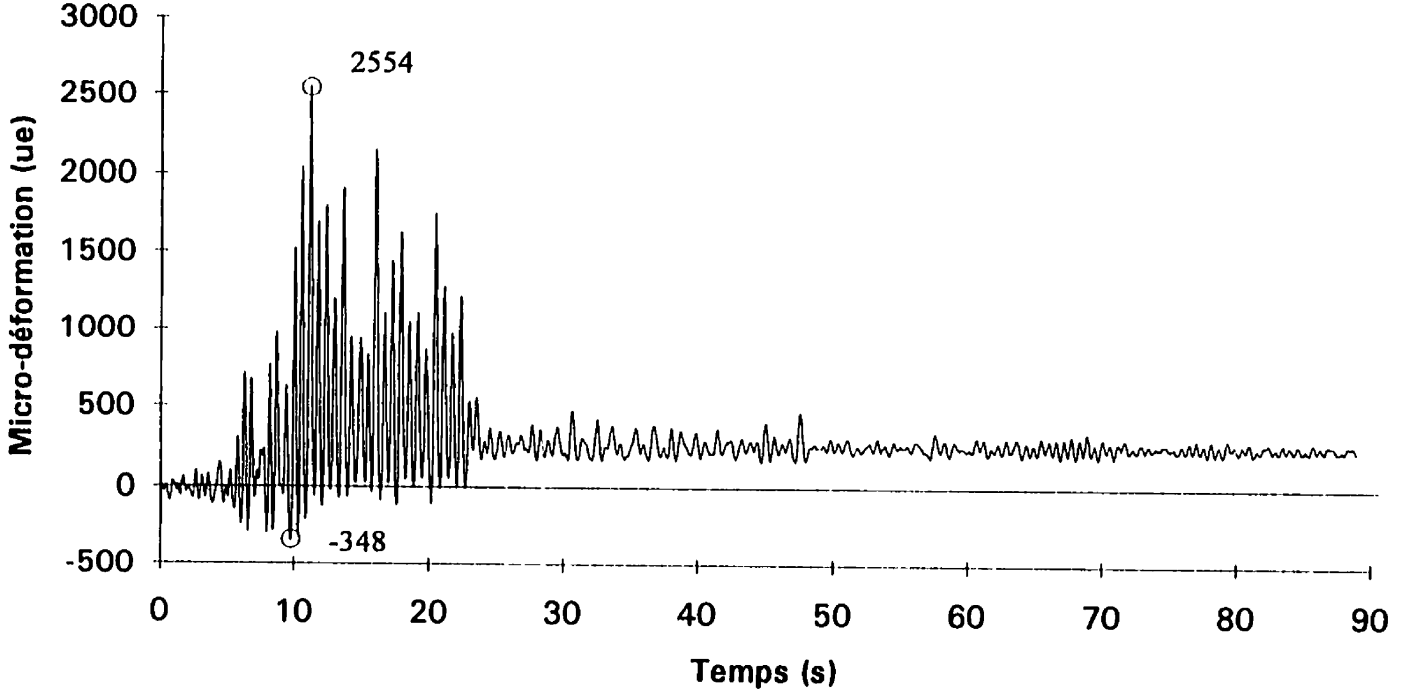


Figure E.18 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 1).

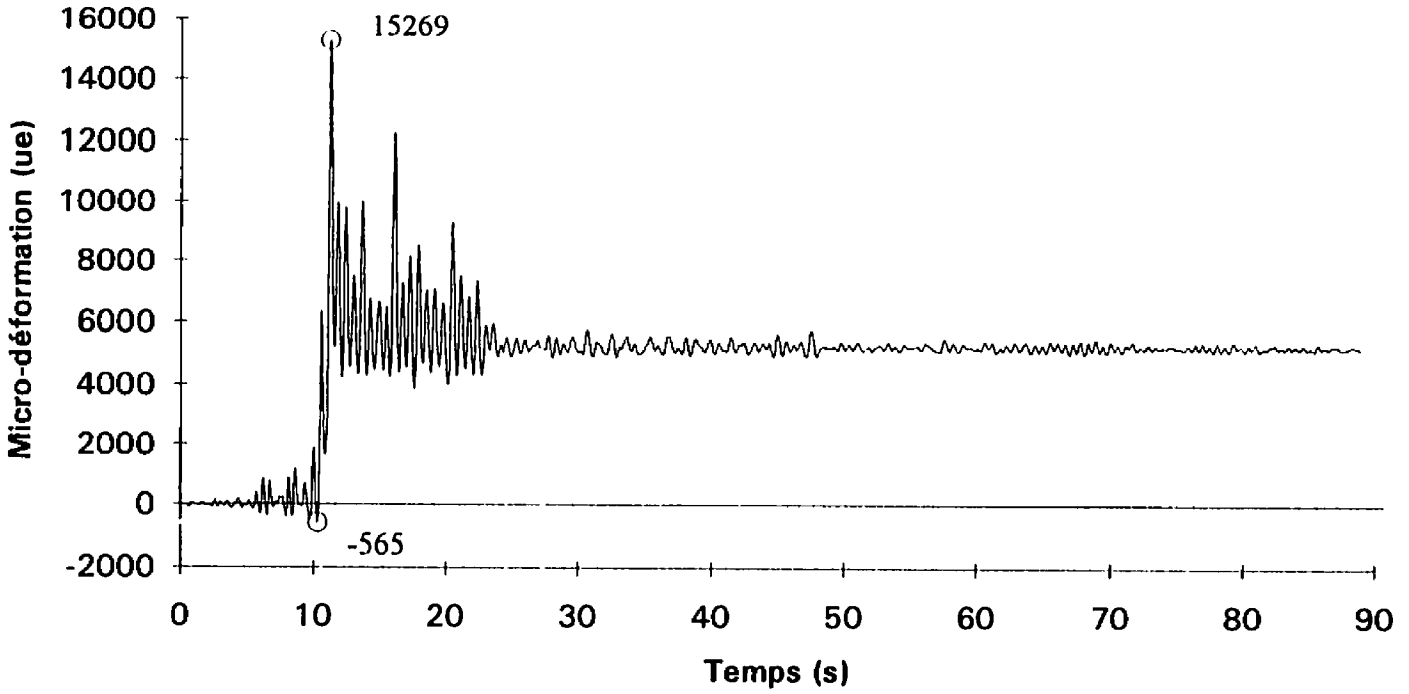


Figure E.19 Déformation, base du poteau central, est (intensité 1).

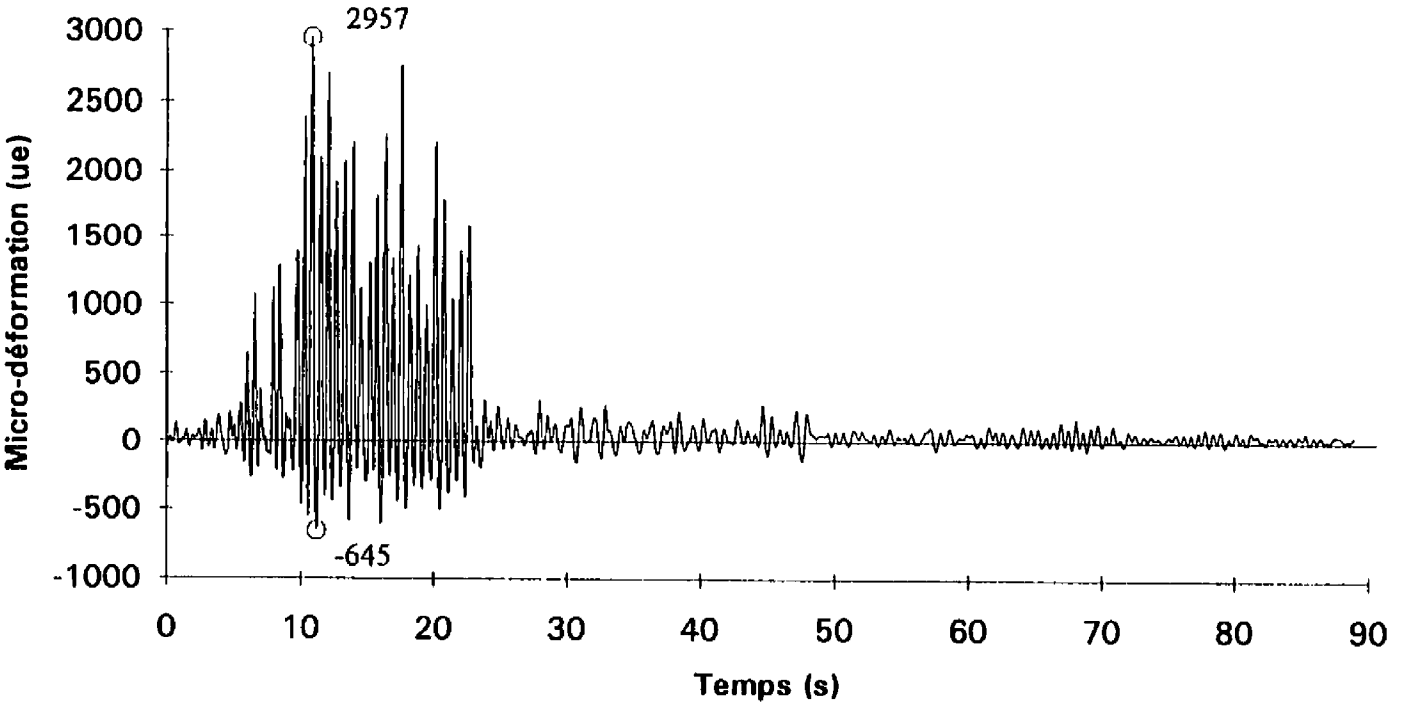


Figure E.20 Déformation, base du poteau central, ouest (intensité 1).

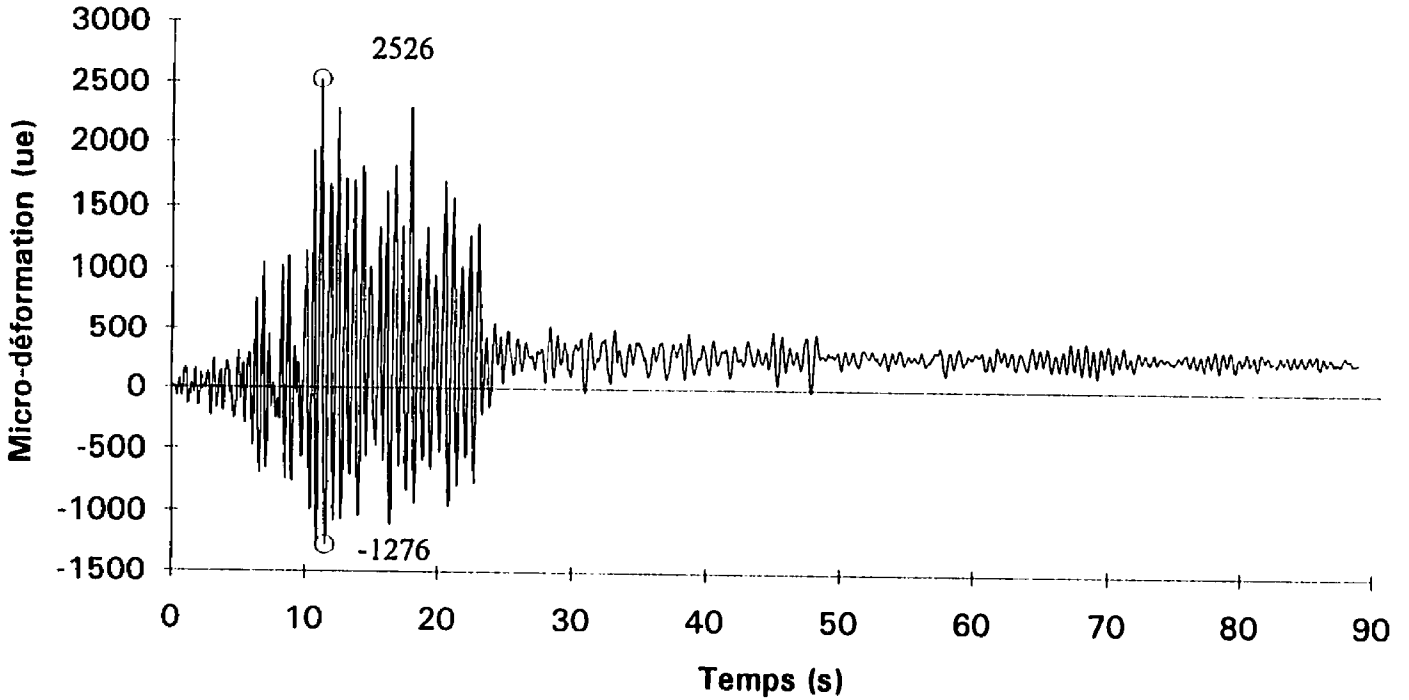


Figure E.21 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 1).

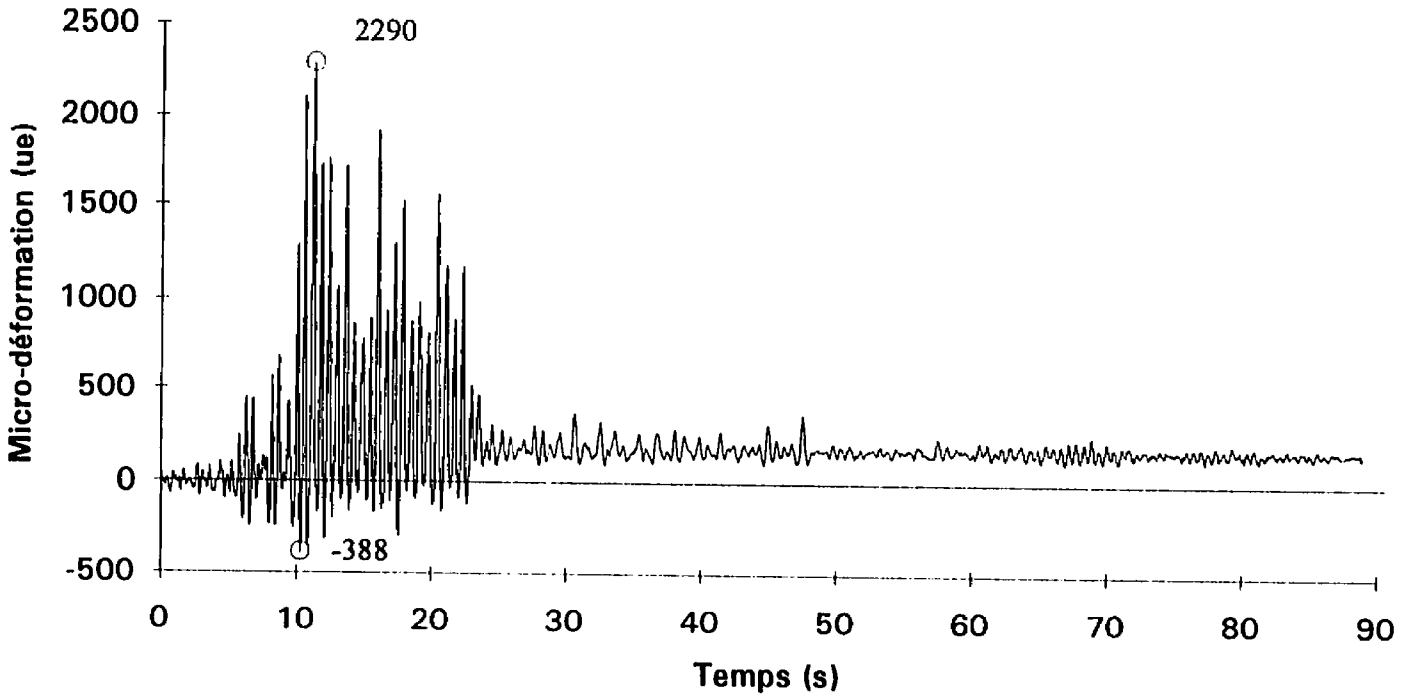


Figure E.22 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 1).

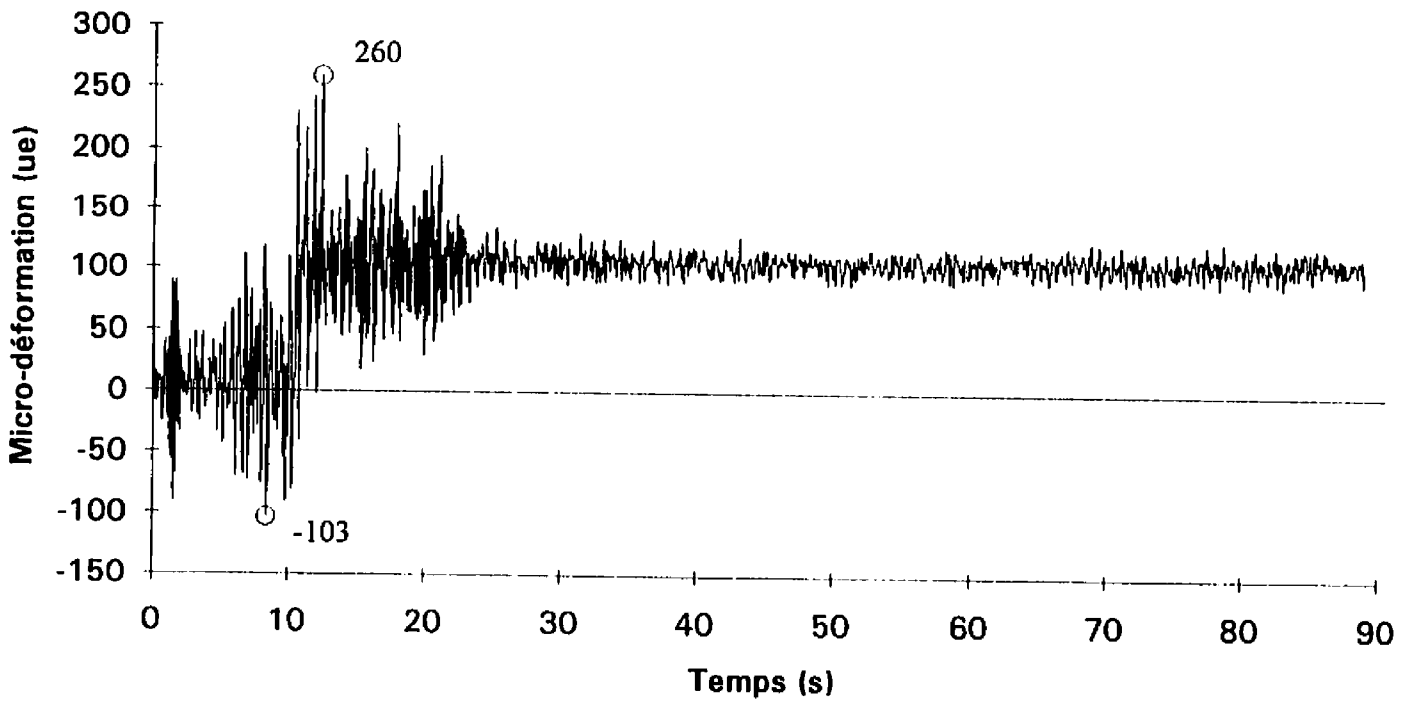


Figure E.23 Déformation, poteau, joint extérieur, est-supérieur (intensité 1).

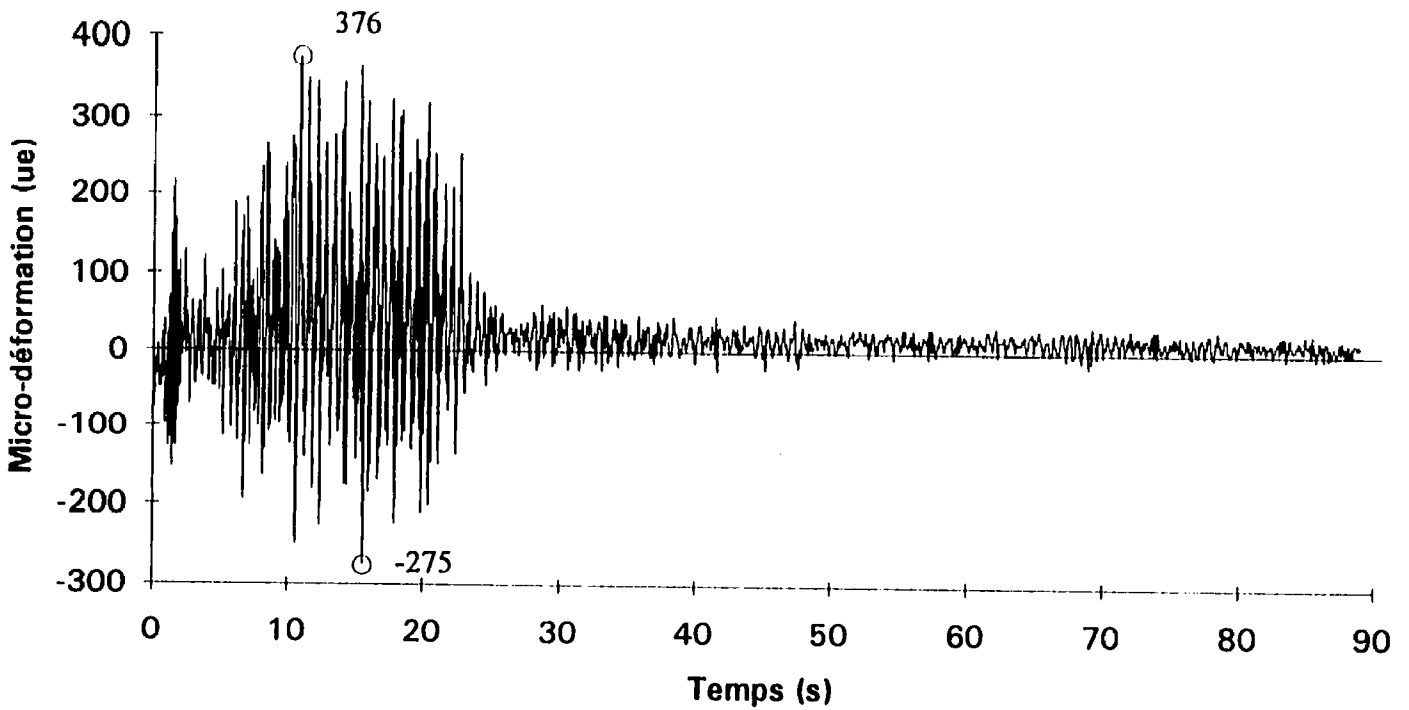


Figure E.24 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 1).

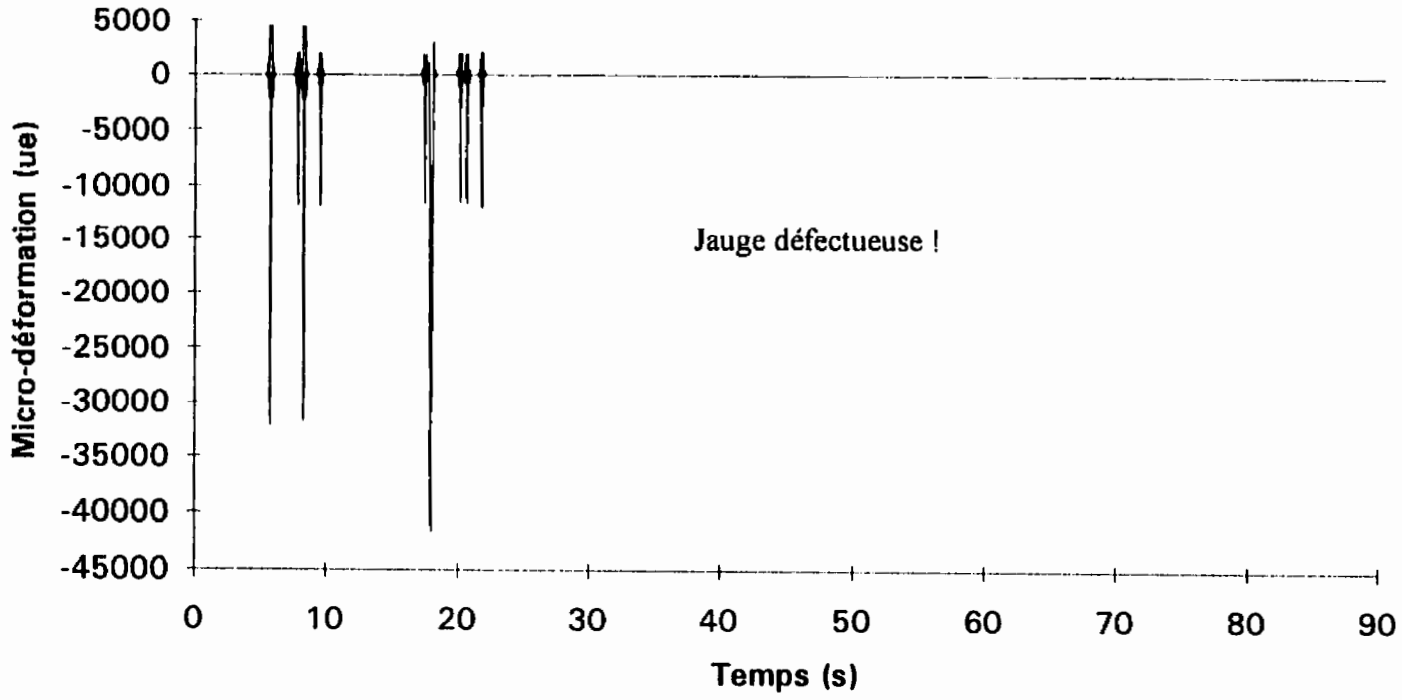


Figure E.25 Déformation, poteau, joint extérieur, est-inférieur (intensité 1).

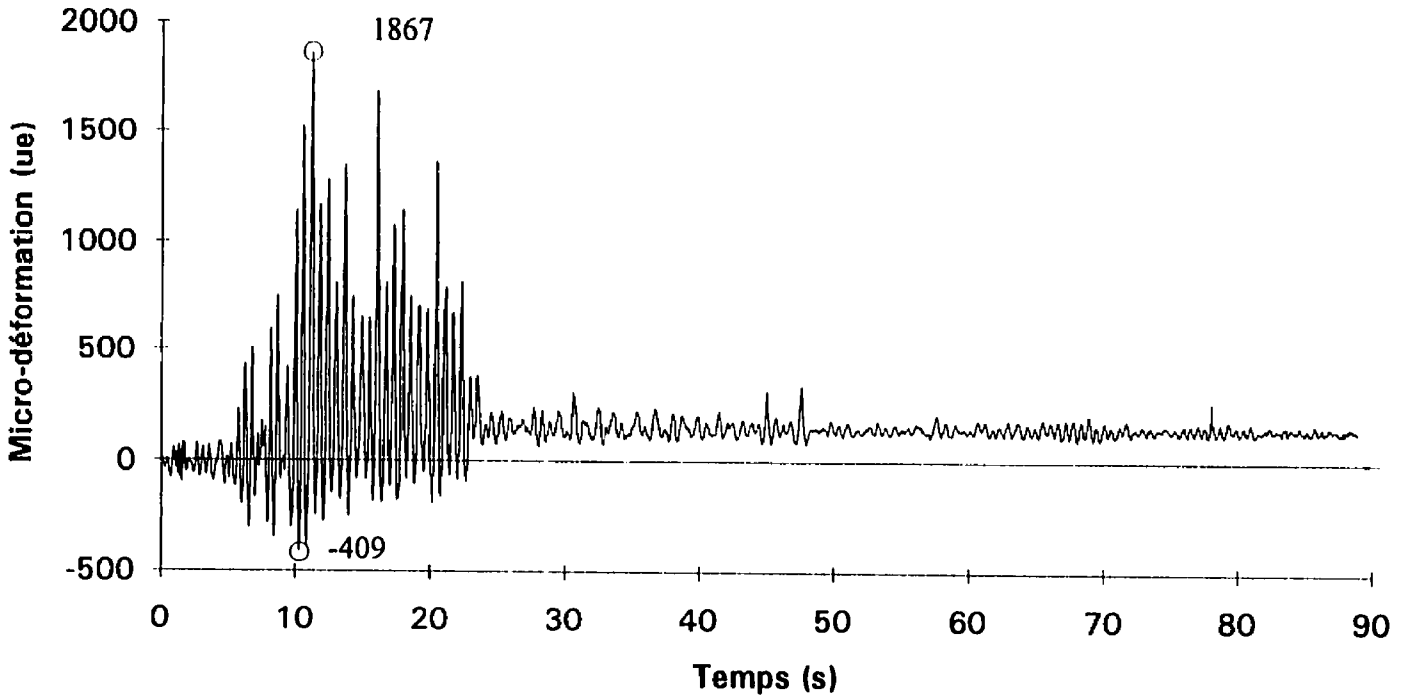


Figure E.26 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 1).

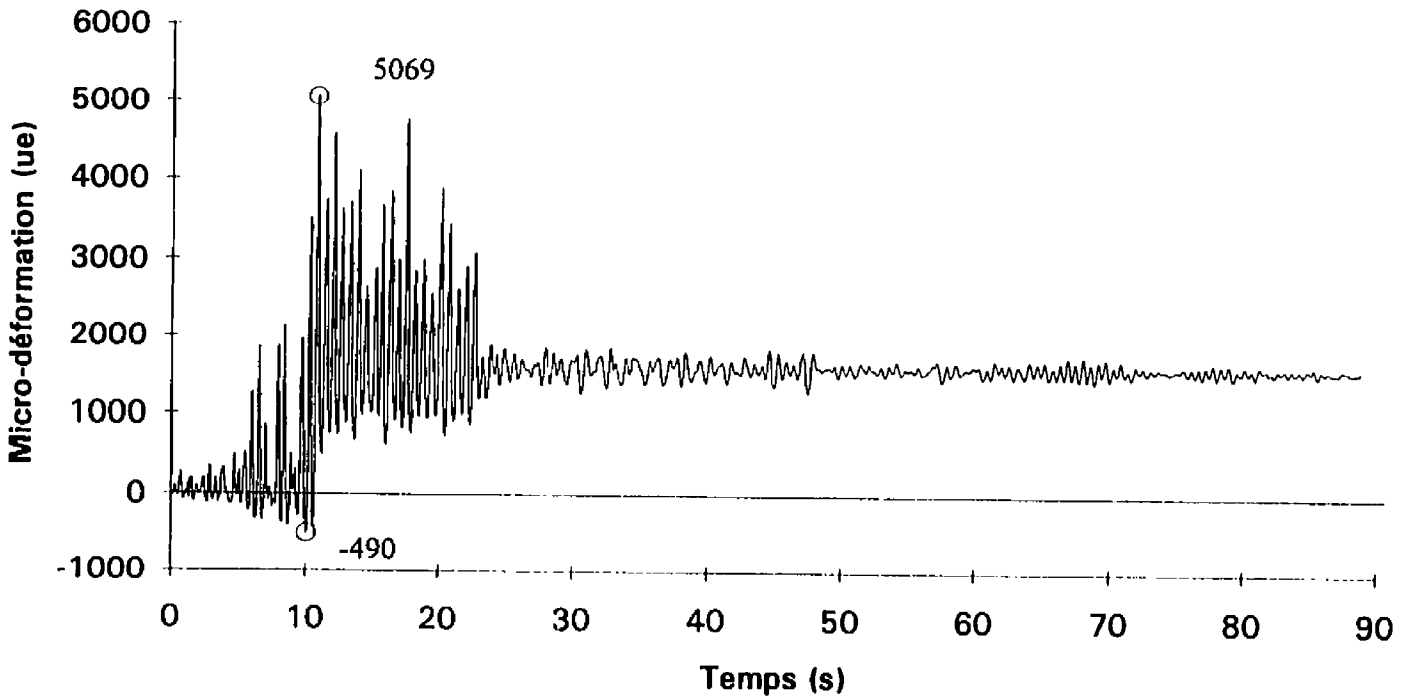


Figure E.27 Déformation, base du poteau extérieur, ouest (intensité 1).

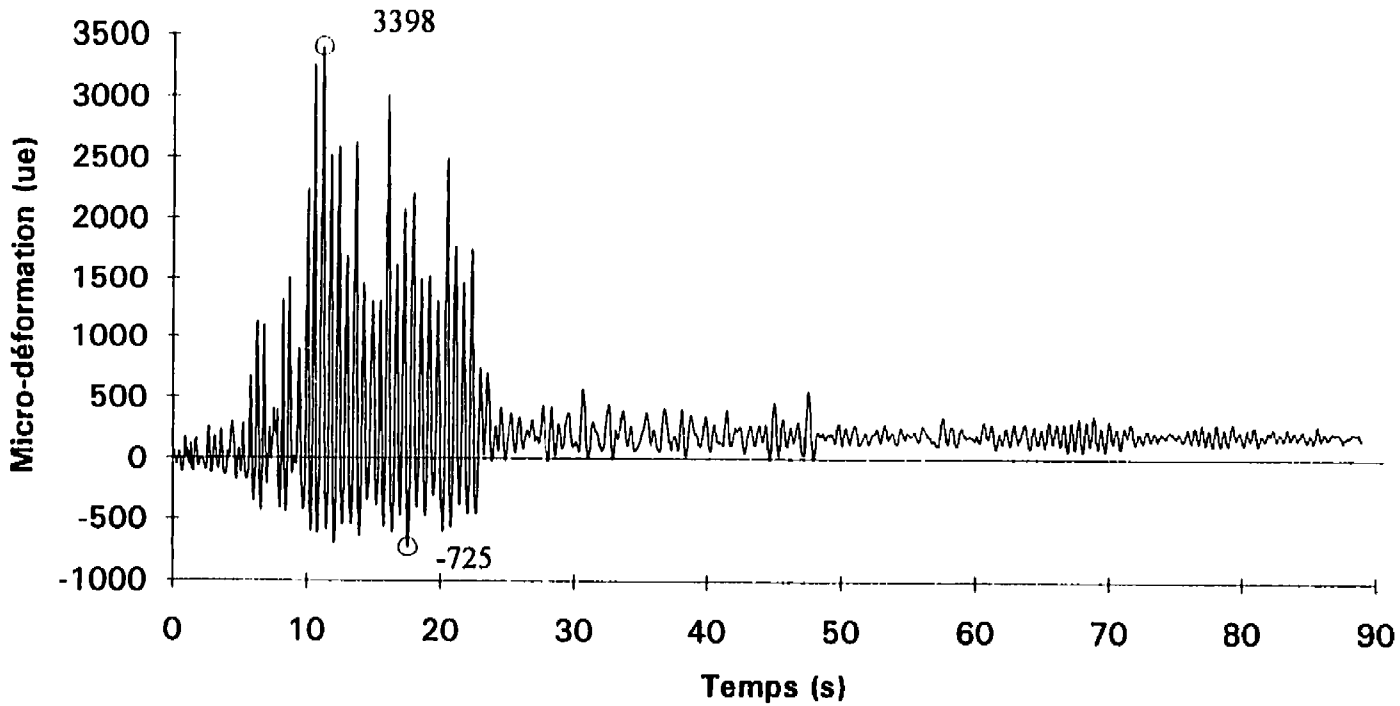


Figure E.28 Déformation, base du poteau extérieur, est (intensité 1).

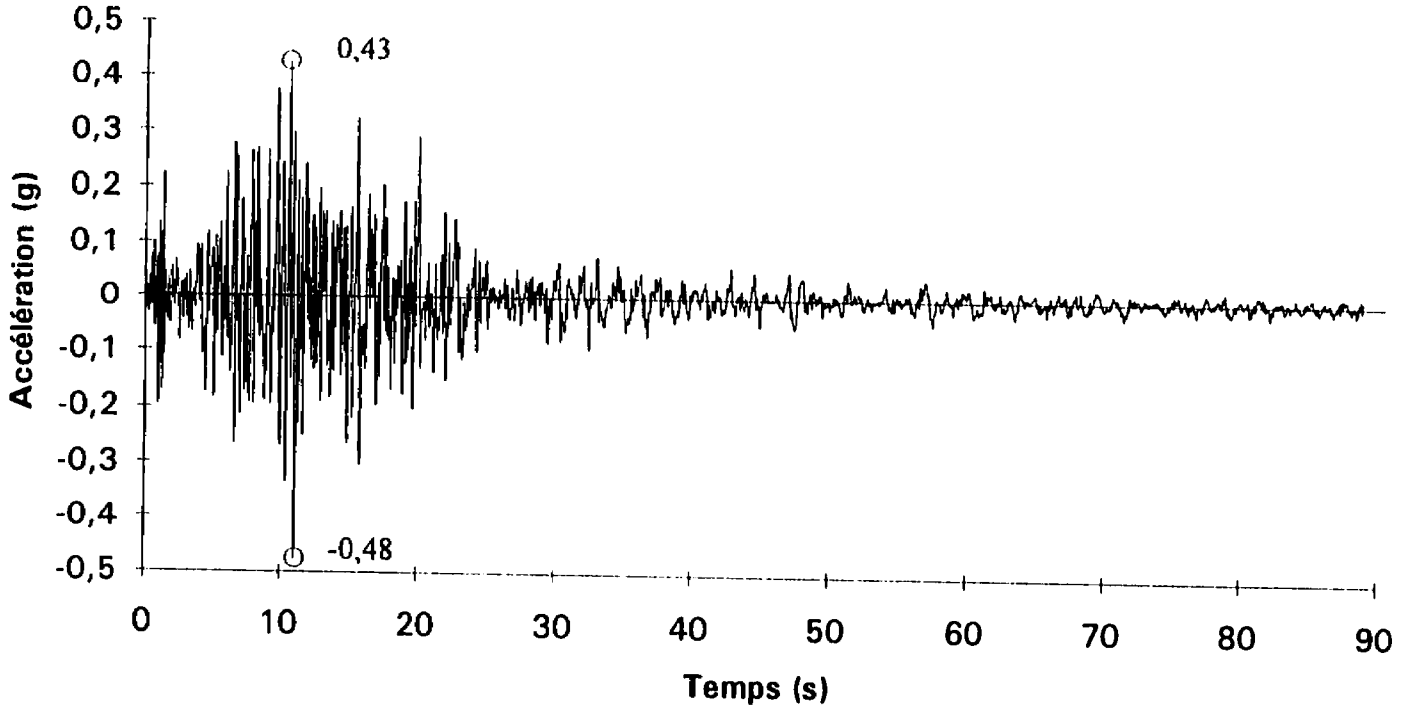


Figure E.29 Accélération absolue horizontale de la table vibrante (intensité 2).

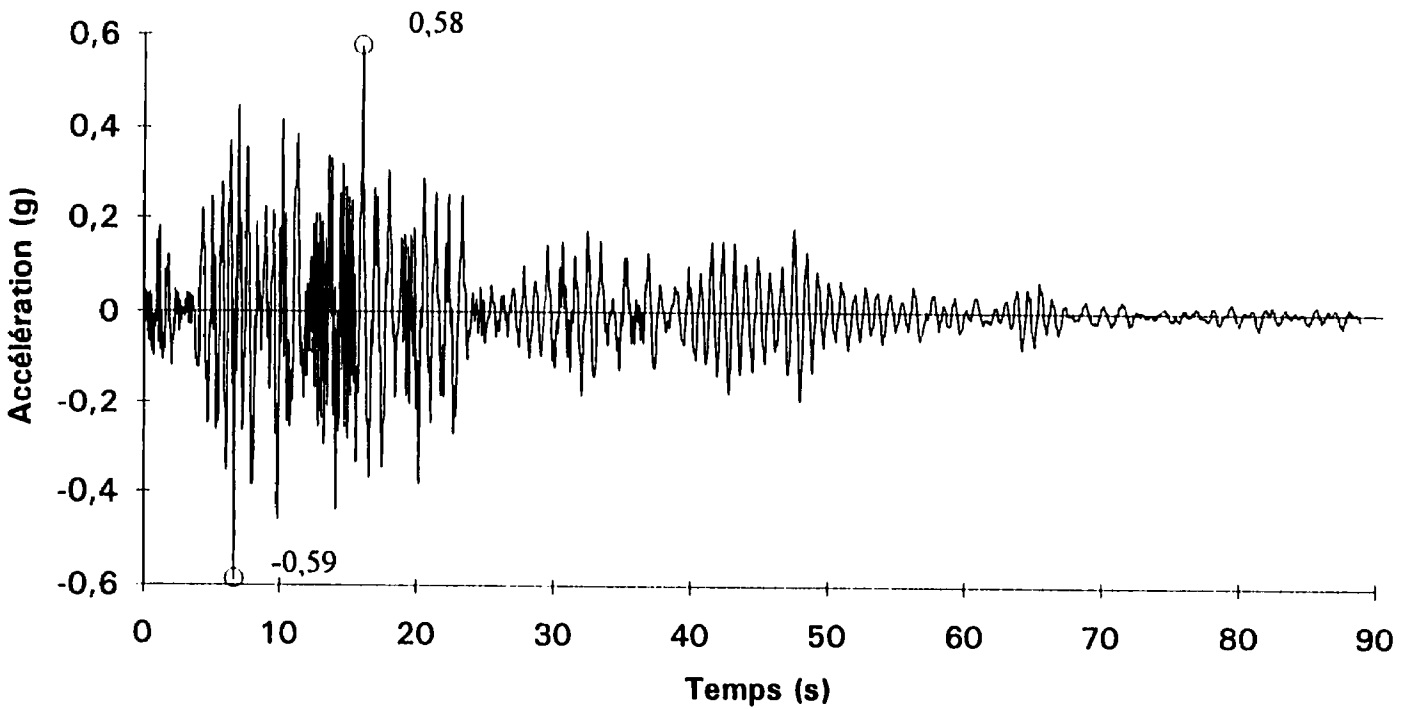


Figure E.30 Accélération absolue horizontale du premier étage (intensité 2).

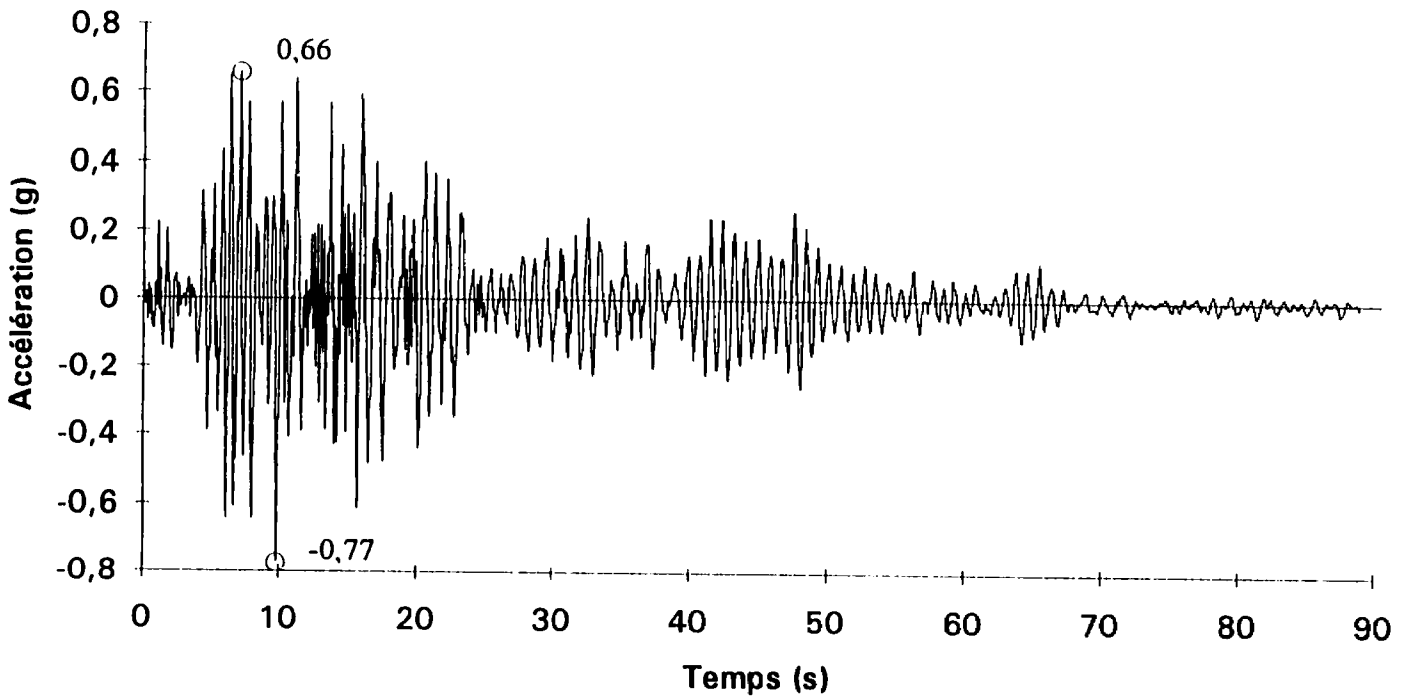


Figure E.31 Accélération absolue horizontale du deuxième étage (intensité 2).

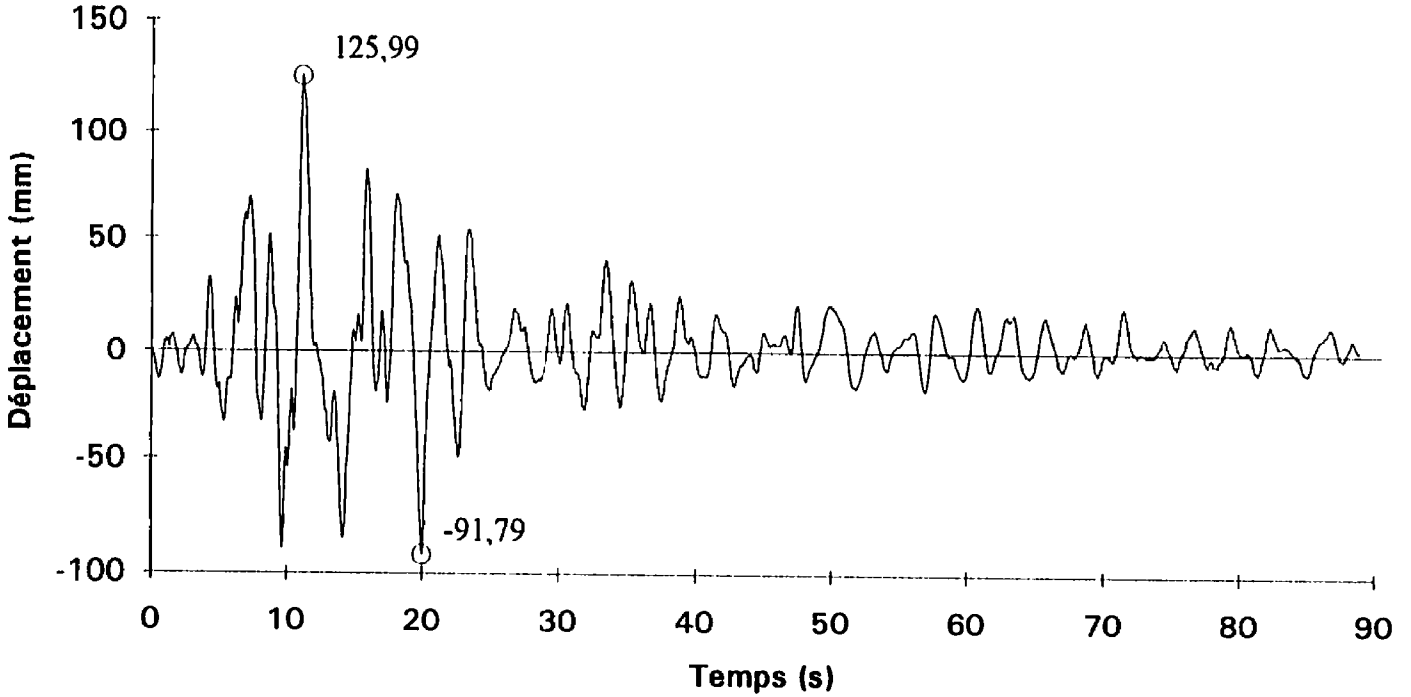


Figure E.32 Déplacement absolu horizontal de la table vibrante (intensité 2).

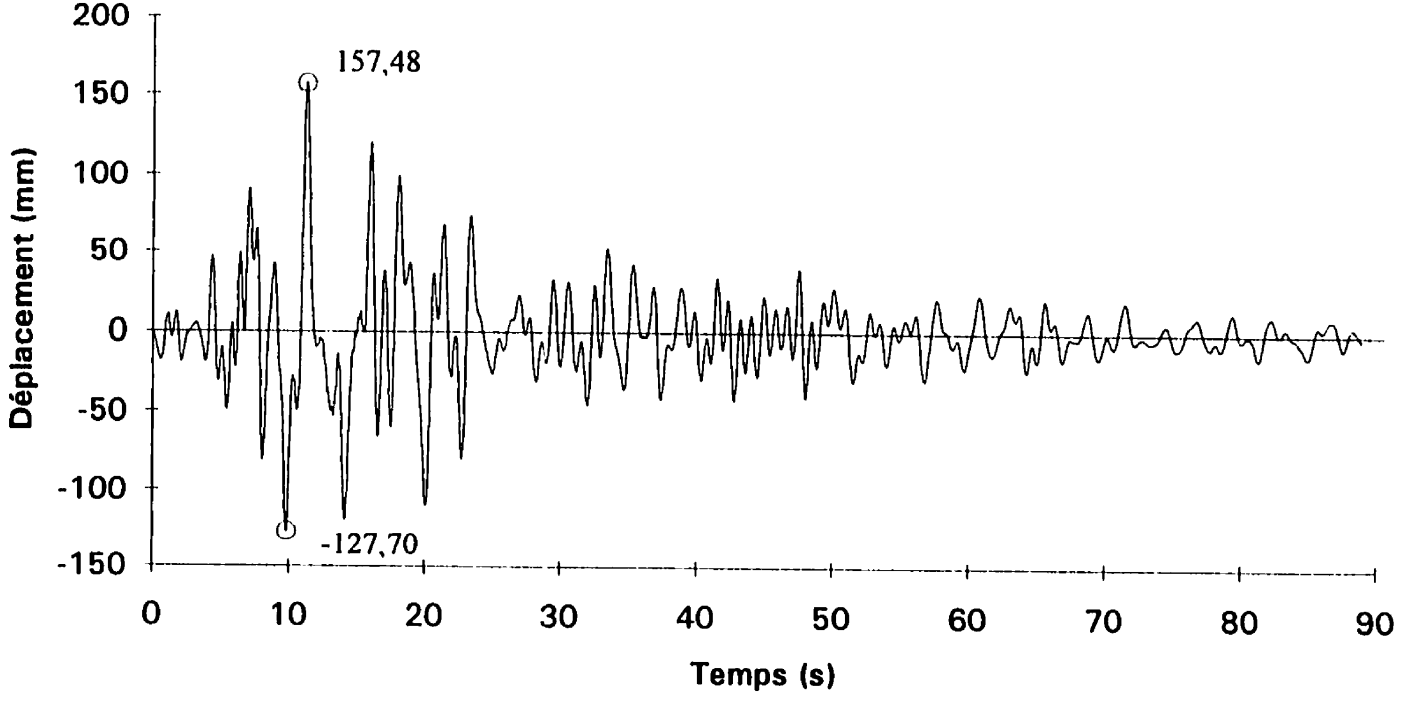


Figure E.33 Déplacement absolu horizontal du premier étage (intensité 2).

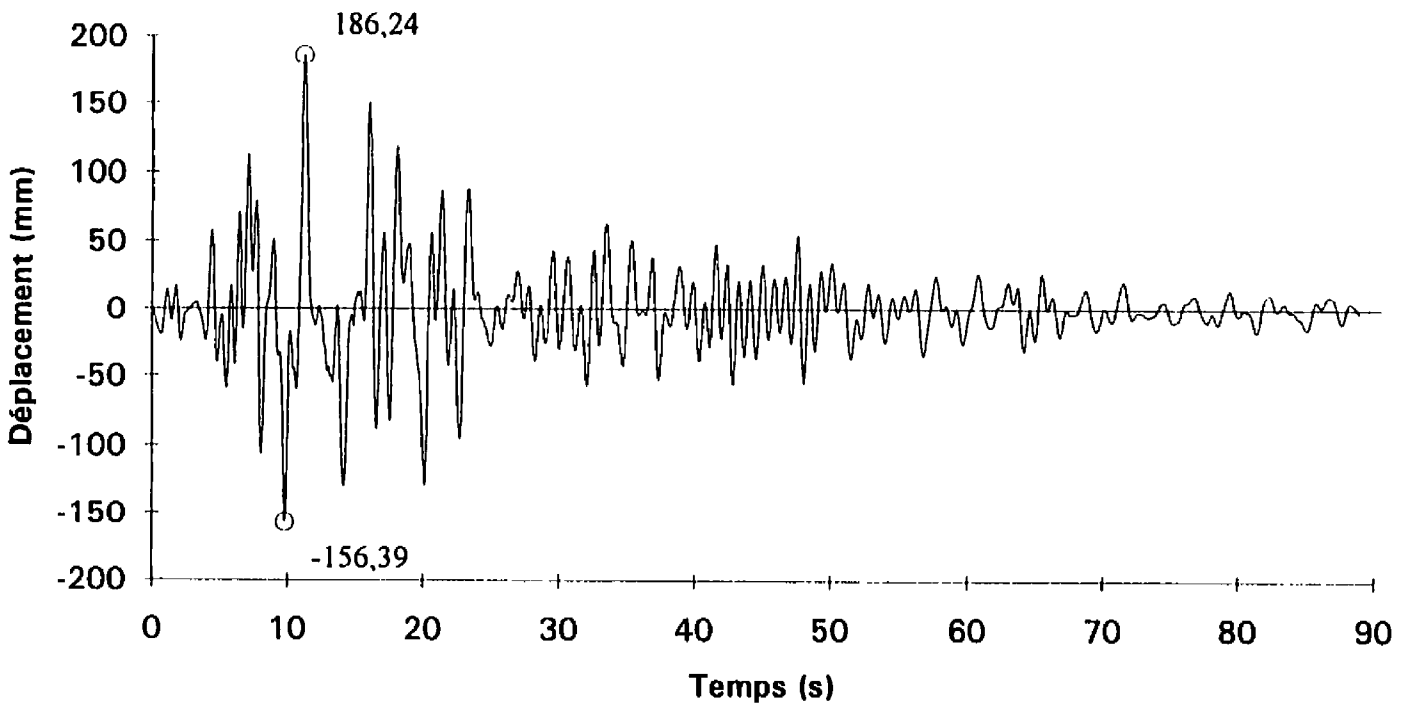


Figure E.34 Déplacement absolu horizontal du deuxième étage (intensité 2).

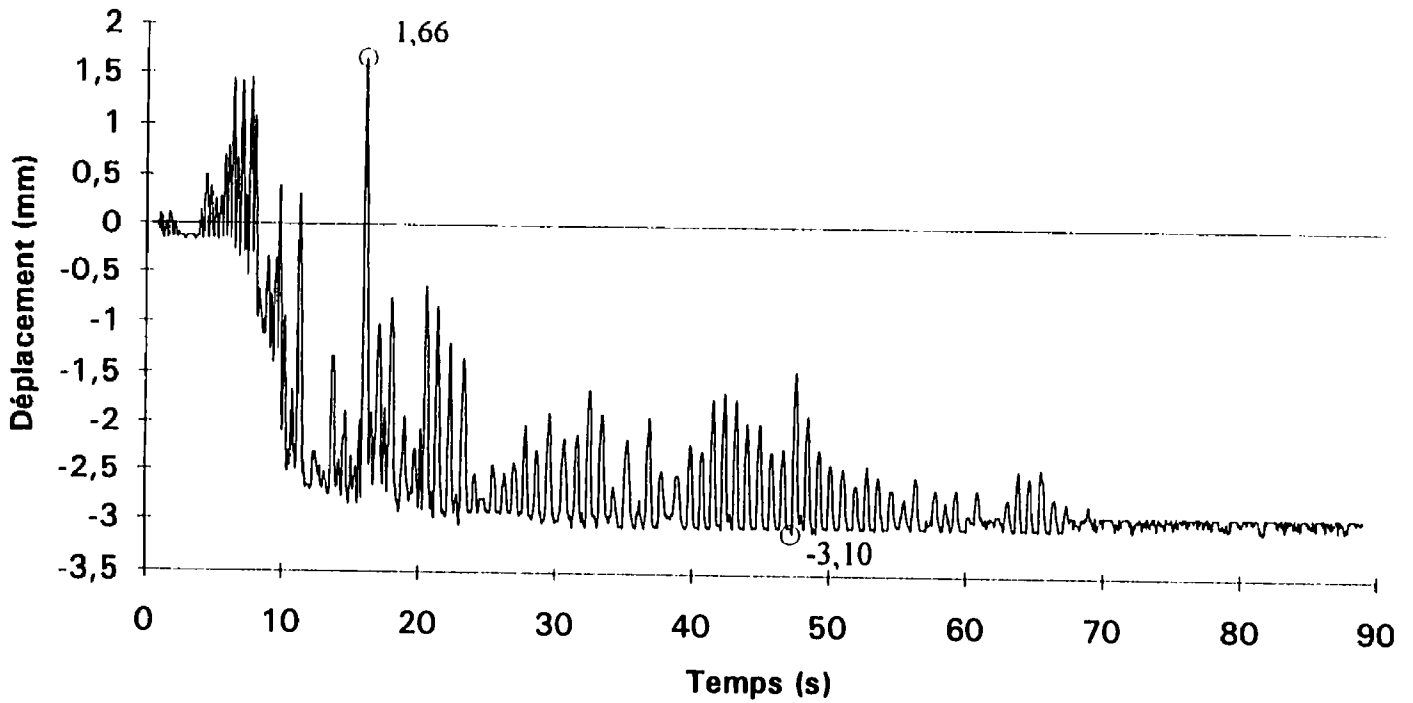


Figure E.35 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre est (intensité 2).

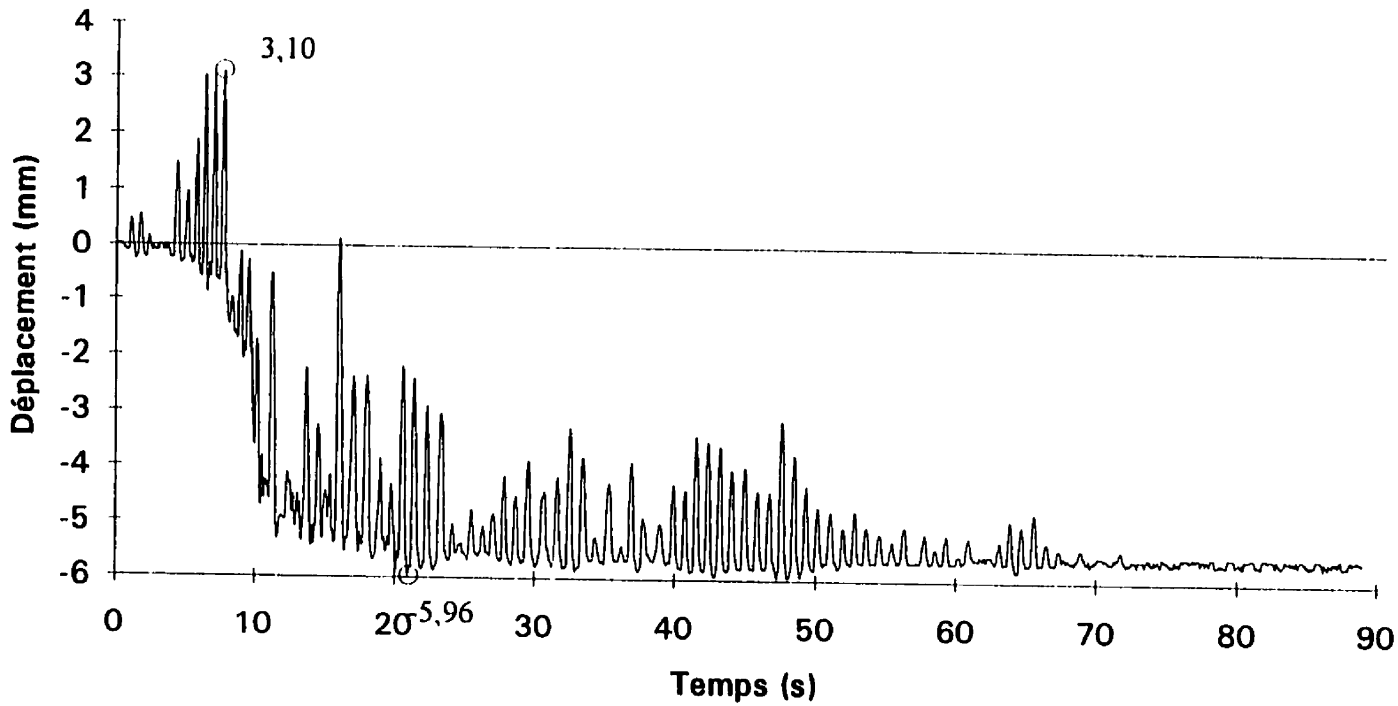


Figure E.36 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre est (intensité 2).

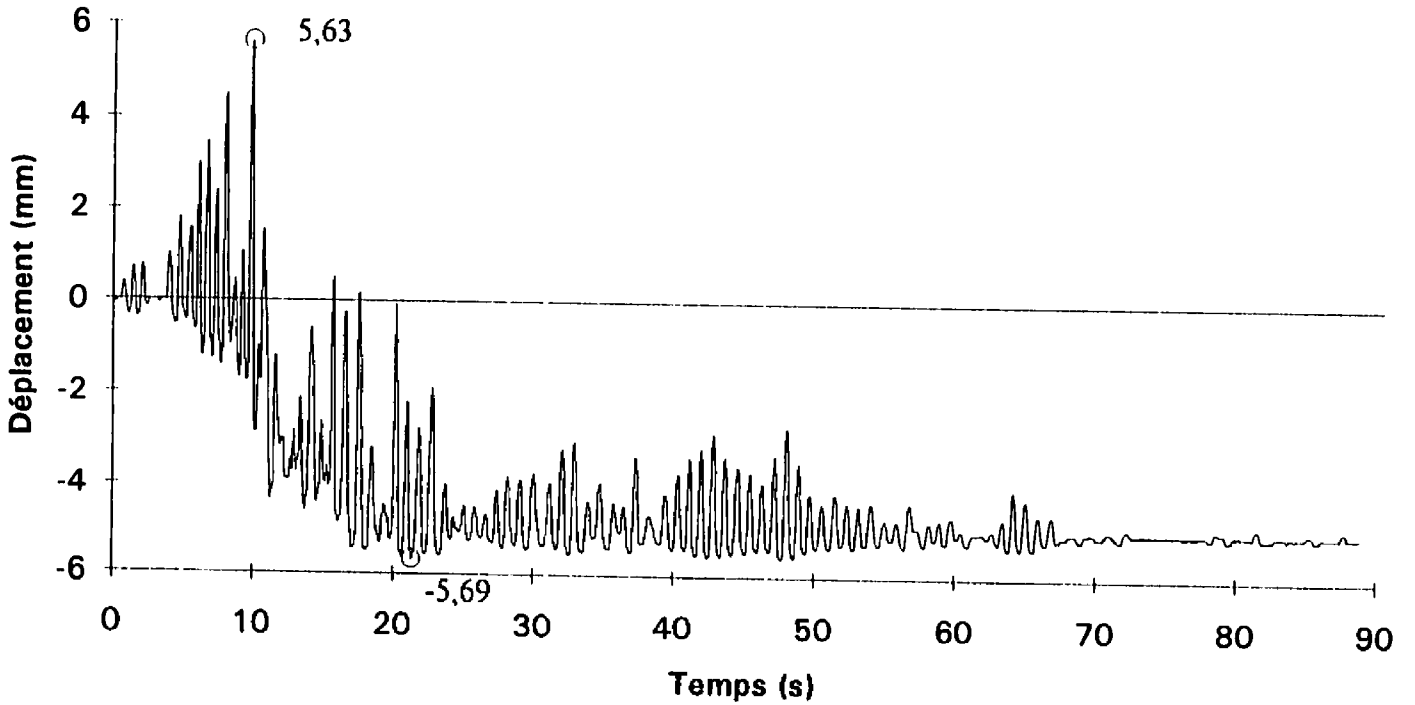


Figure E.37 Déplacement vertical au 1/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 2).

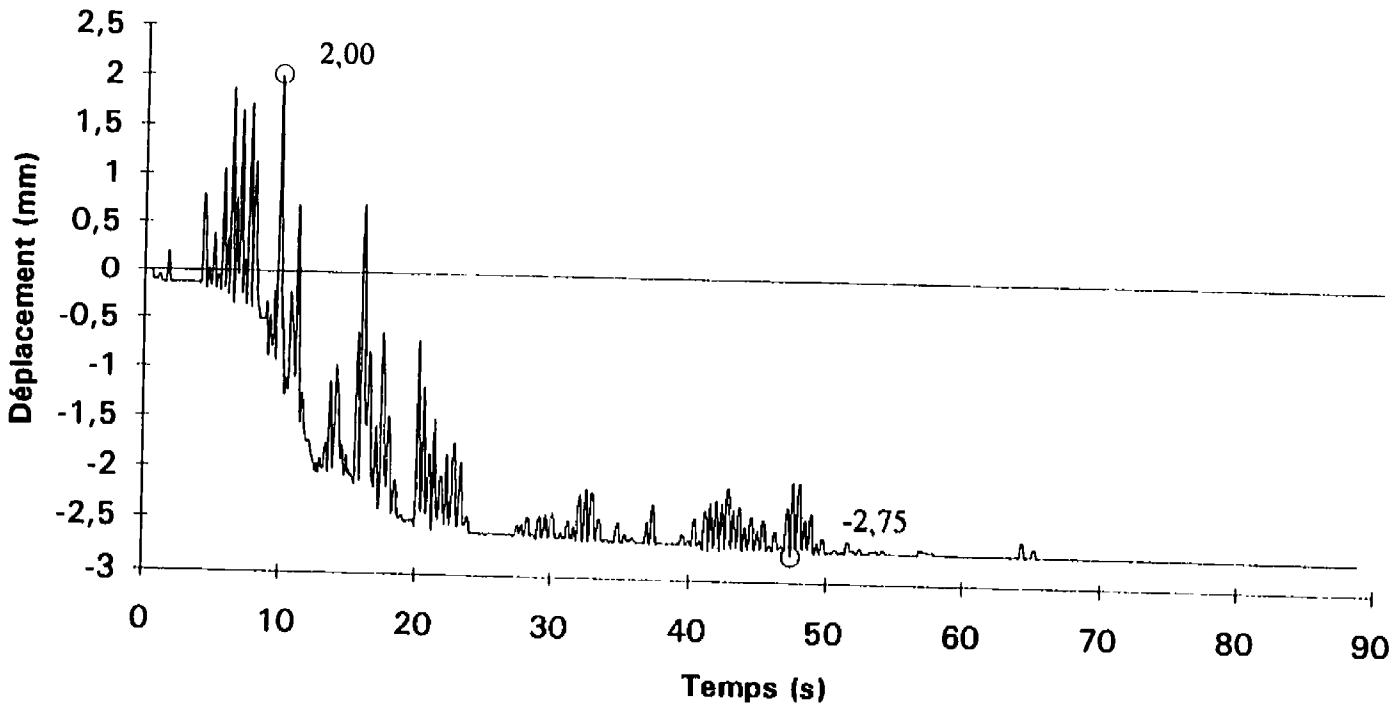


Figure E.38 Déplacement vertical au 2/3 de la portée de la poutre ouest (intensité 2).

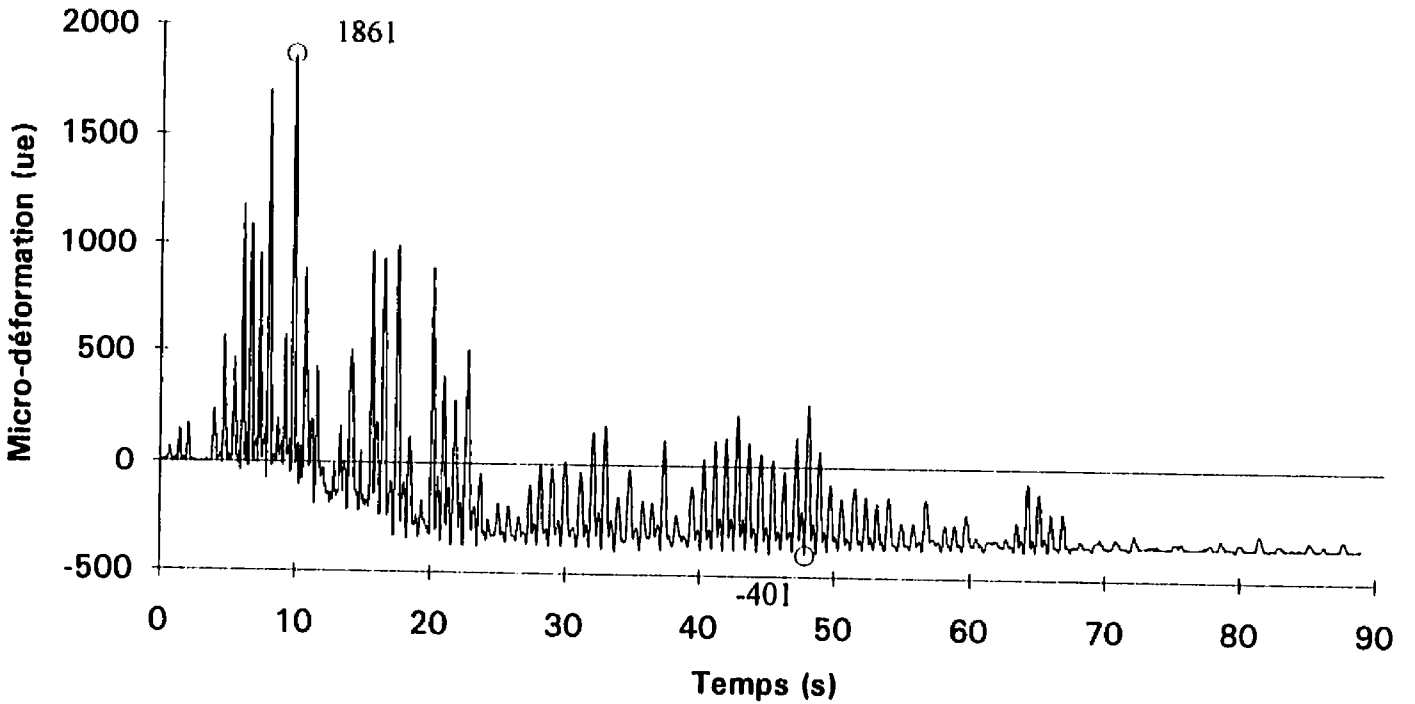


Figure E.39 Déformation, poutre, joint intérieur, est-inférieur (intensité 2).

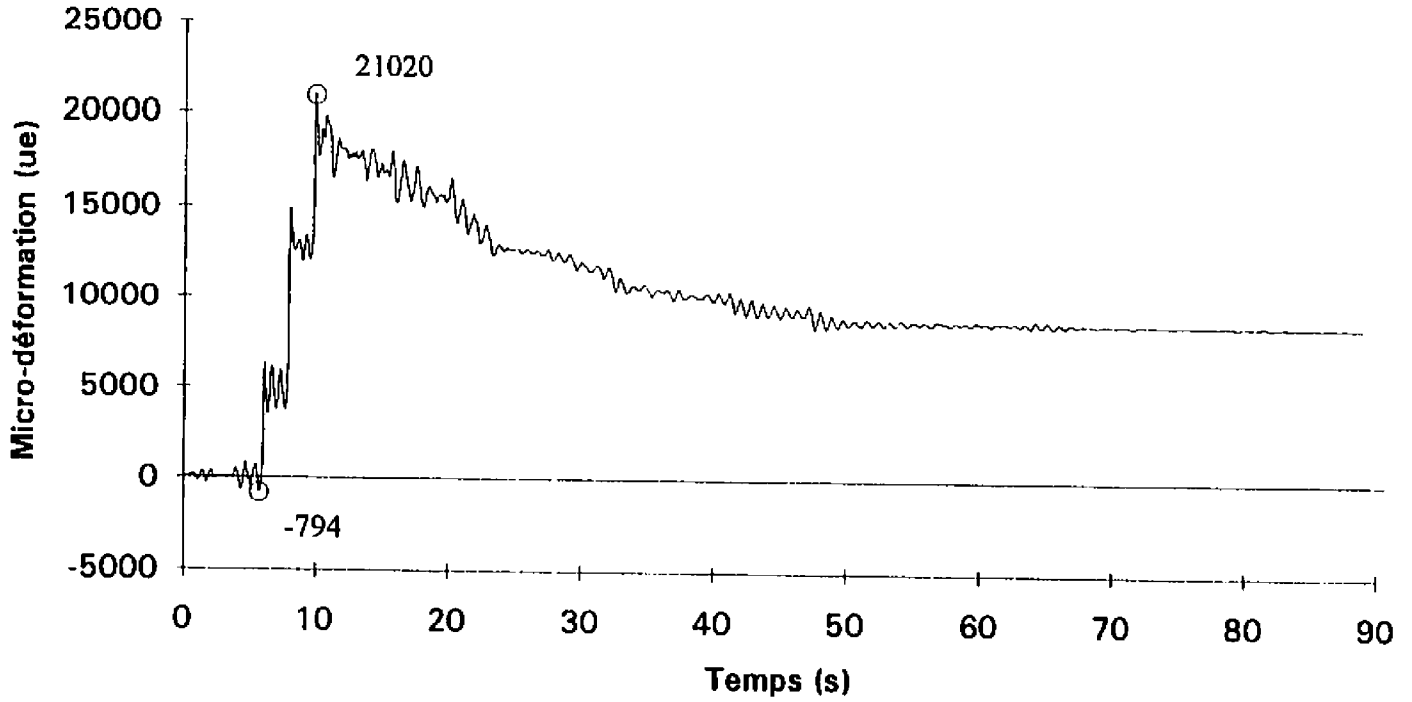


Figure E.40 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 2).

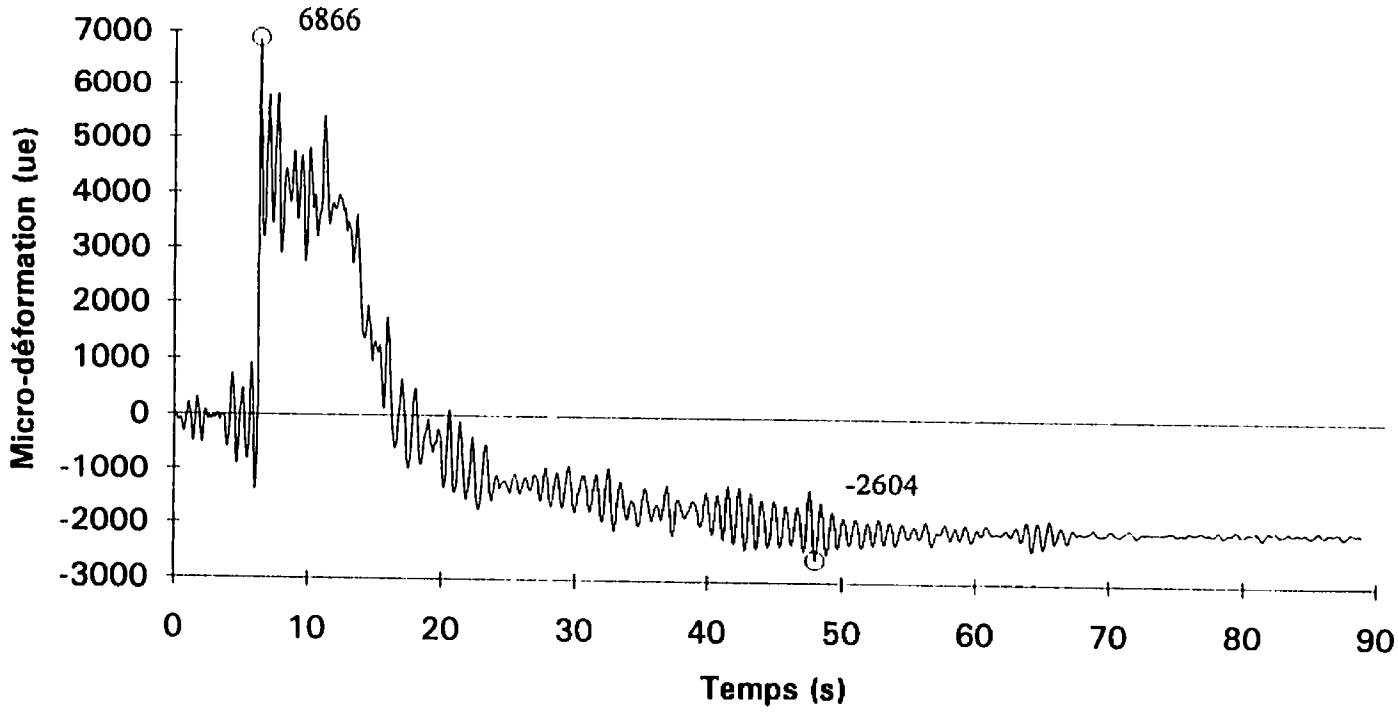


Figure E.41 Déformation, poutre, joint intérieur, est-supérieur (intensité 2).

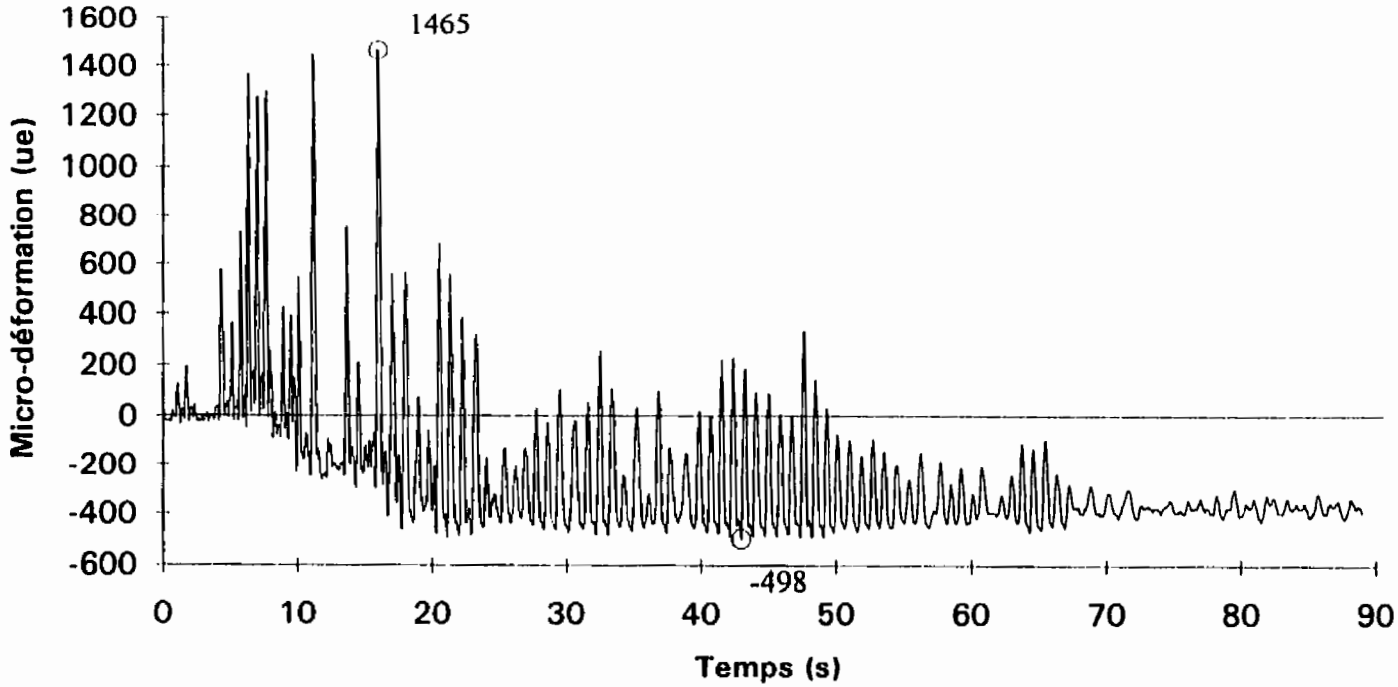


Figure E.42 Déformation, poutre, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 2).

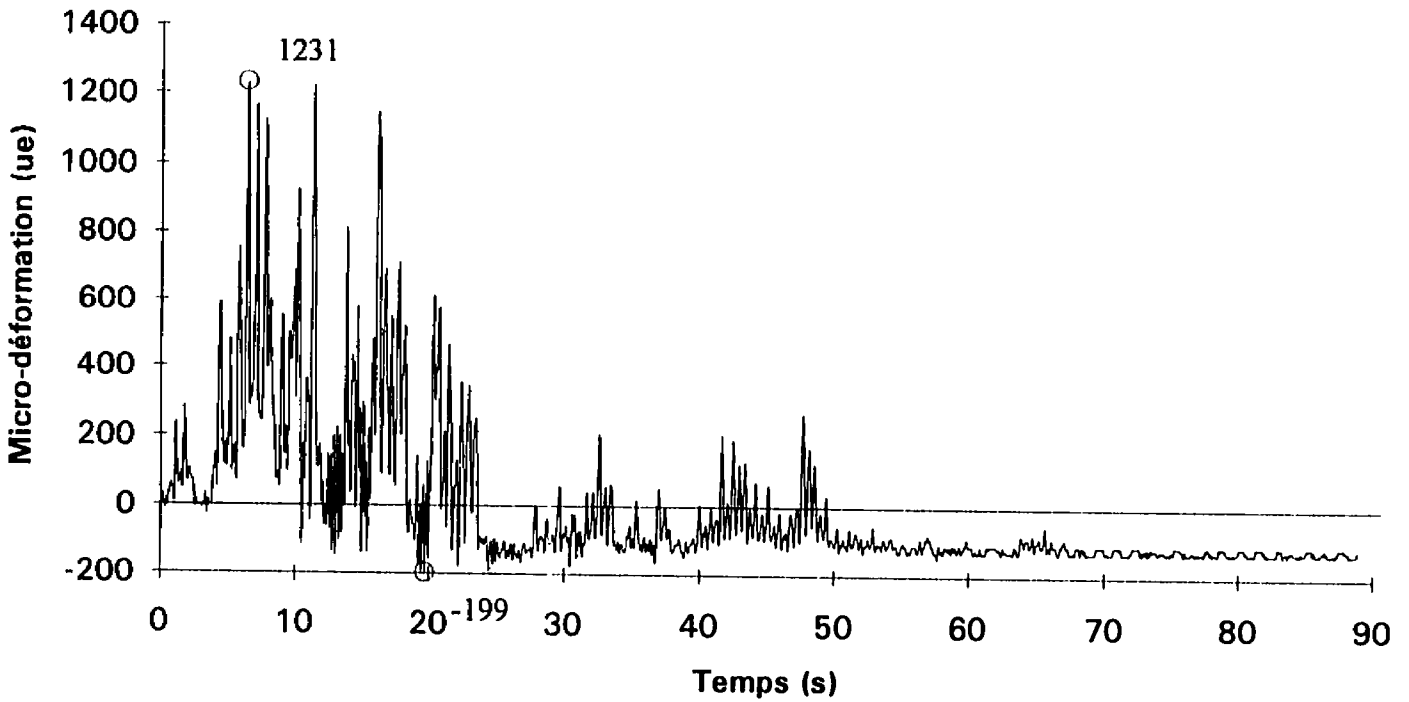


Figure E.43 Déformation, poteau, joint intérieur, est-supérieur (intensité 2).

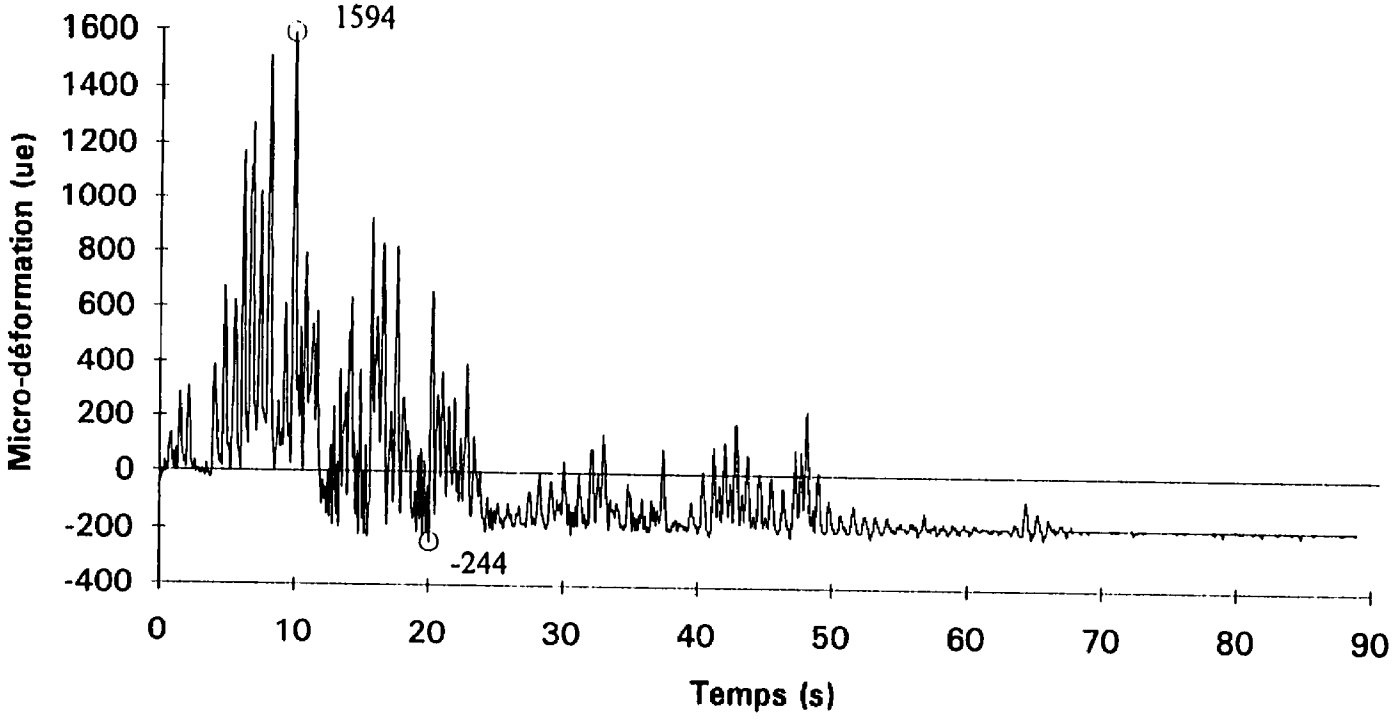


Figure E.44 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-supérieur (intensité 2).

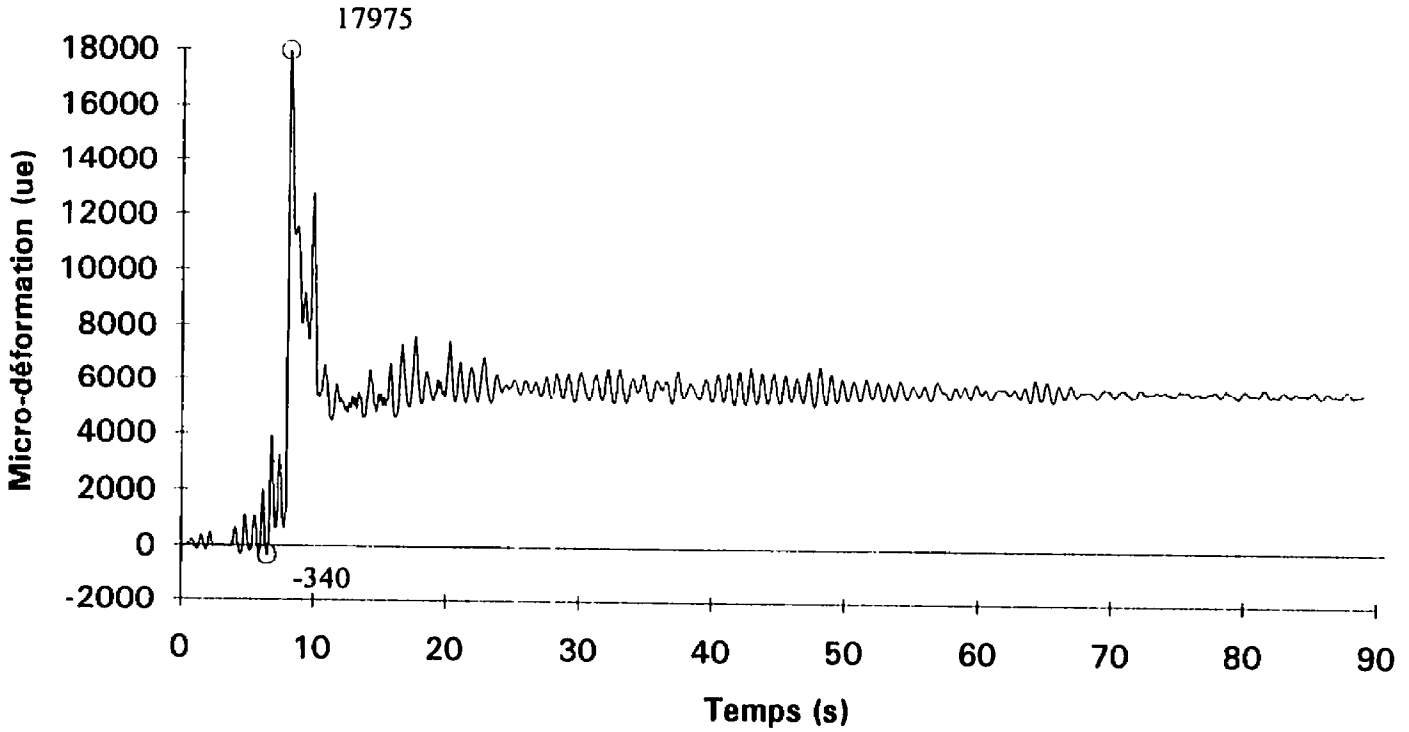


Figure E.45 Déformation, poteau, joint intérieur, est-inférieur (intensité 2).

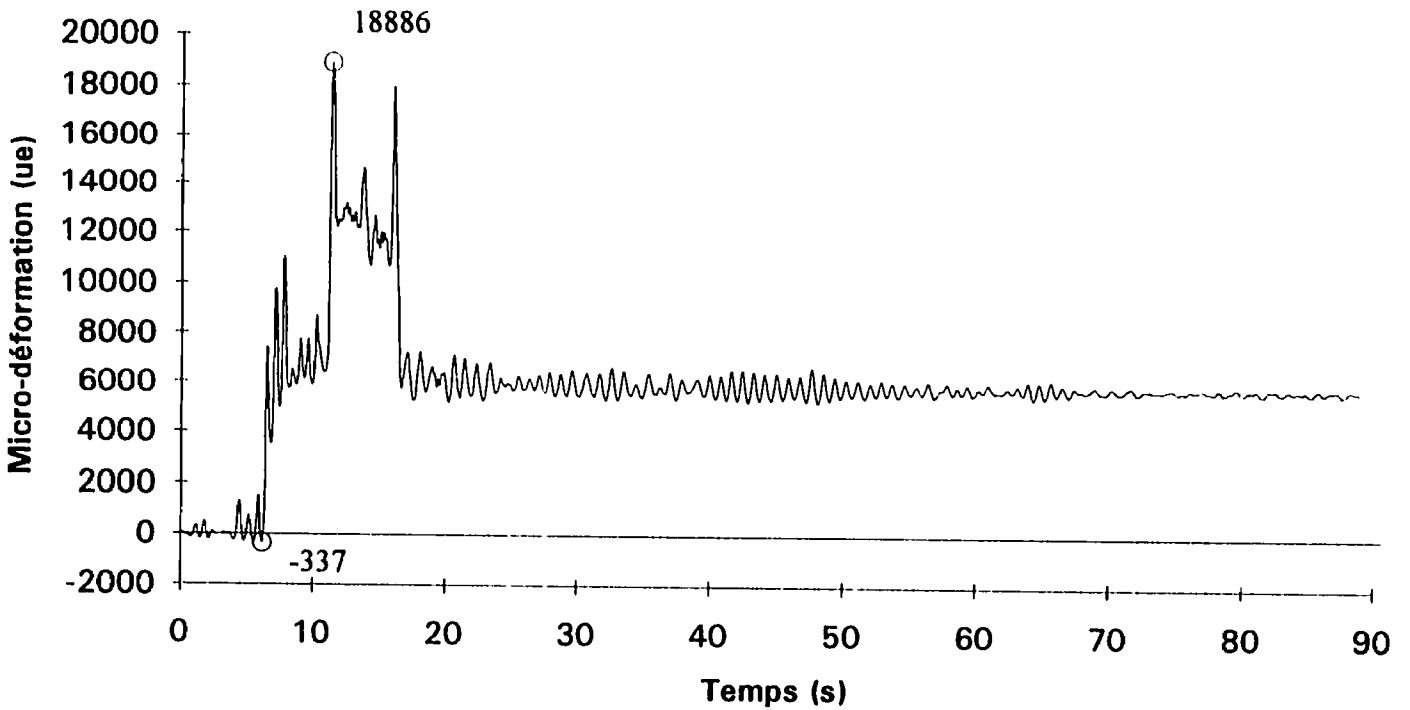


Figure E.46 Déformation, poteau, joint intérieur, ouest-inférieur (intensité 2).

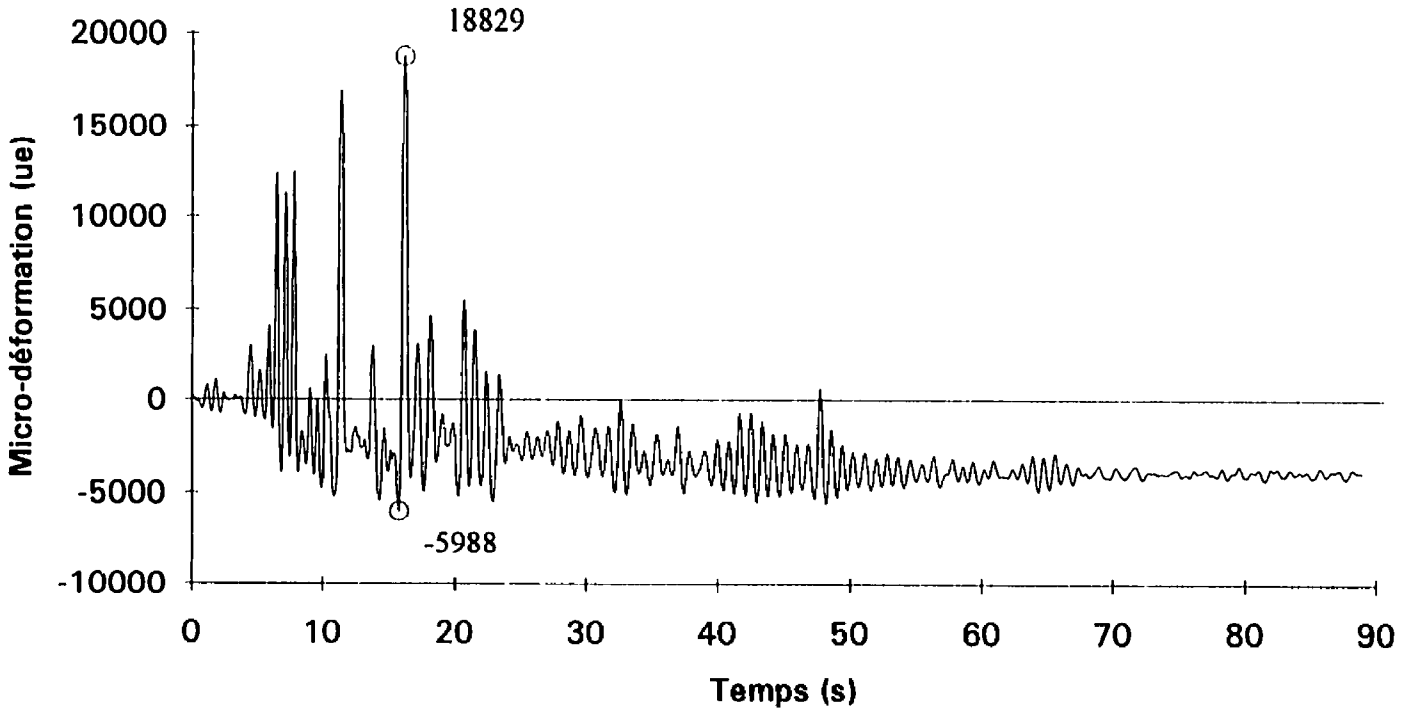


Figure E.47 Déformation, base du poteau central, est (intensité 2).

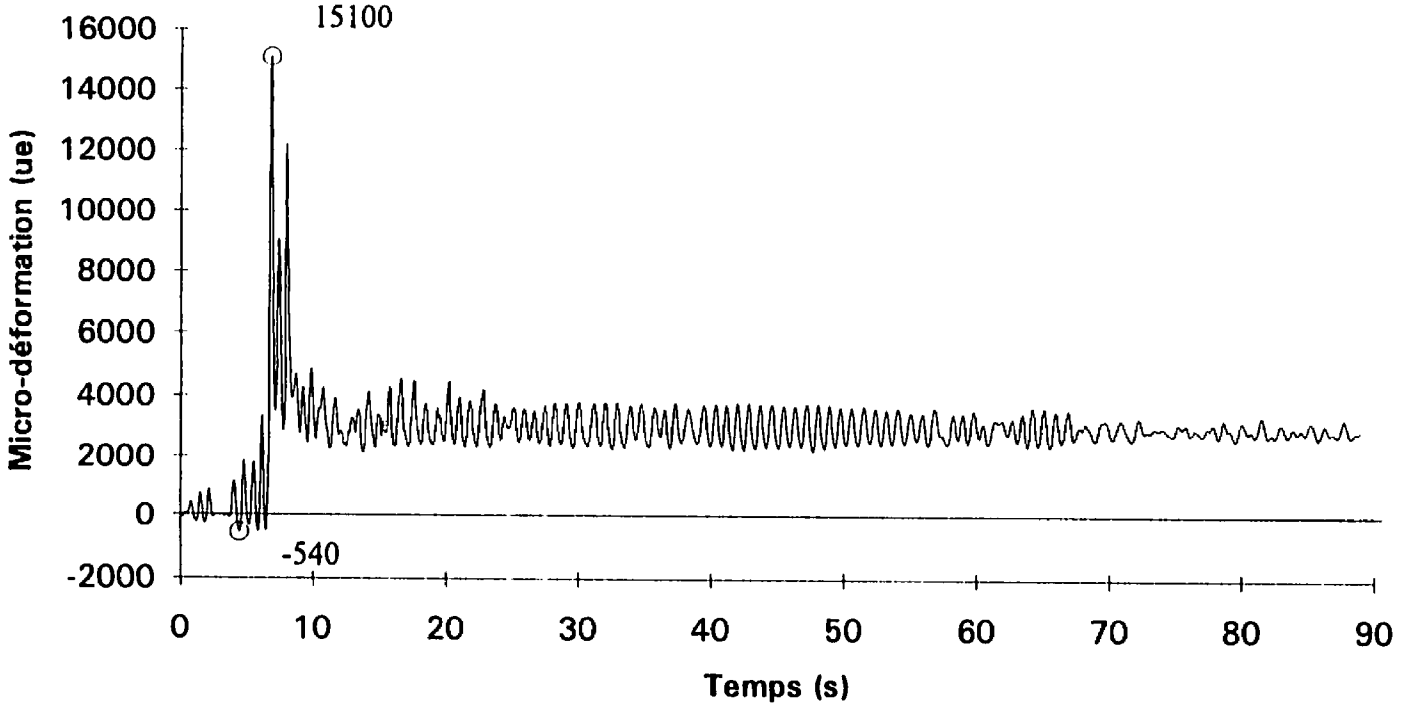


Figure E.48 Déformation, base du poteau central, ouest (intensité 2).

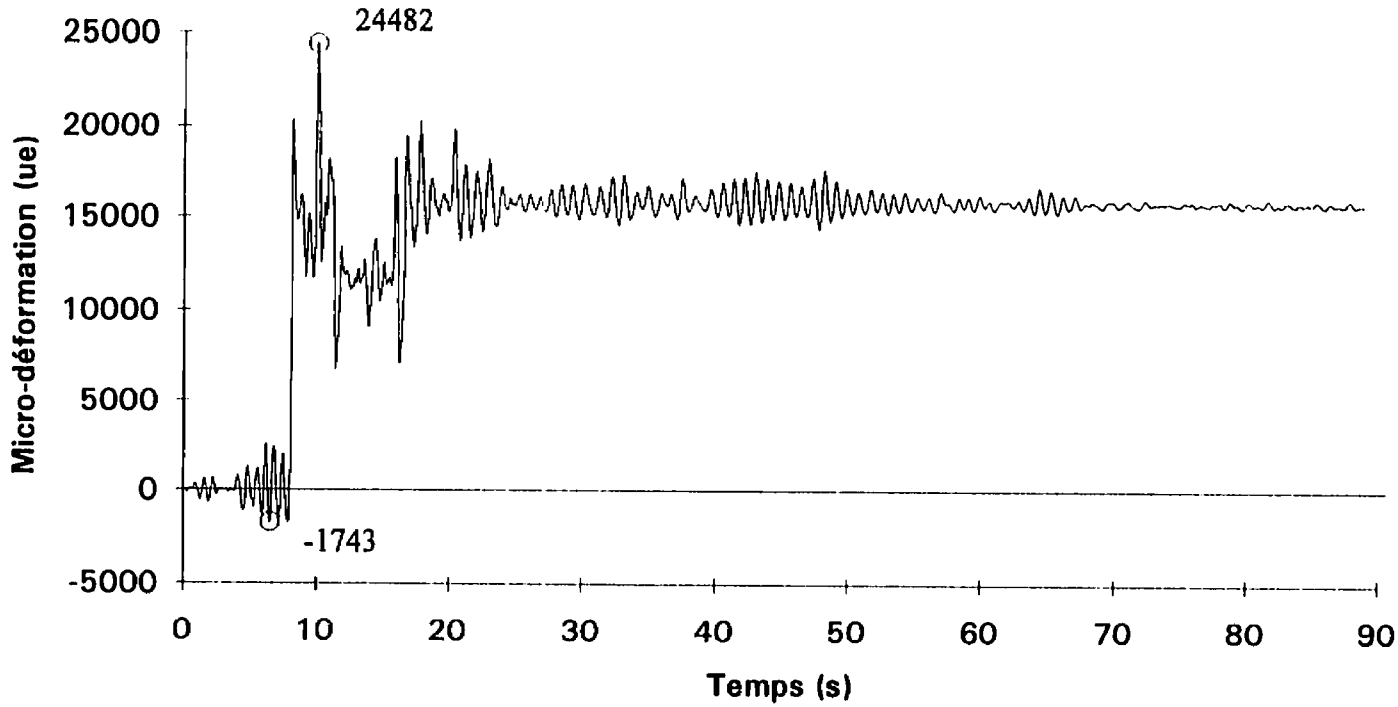


Figure E.49 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 2).

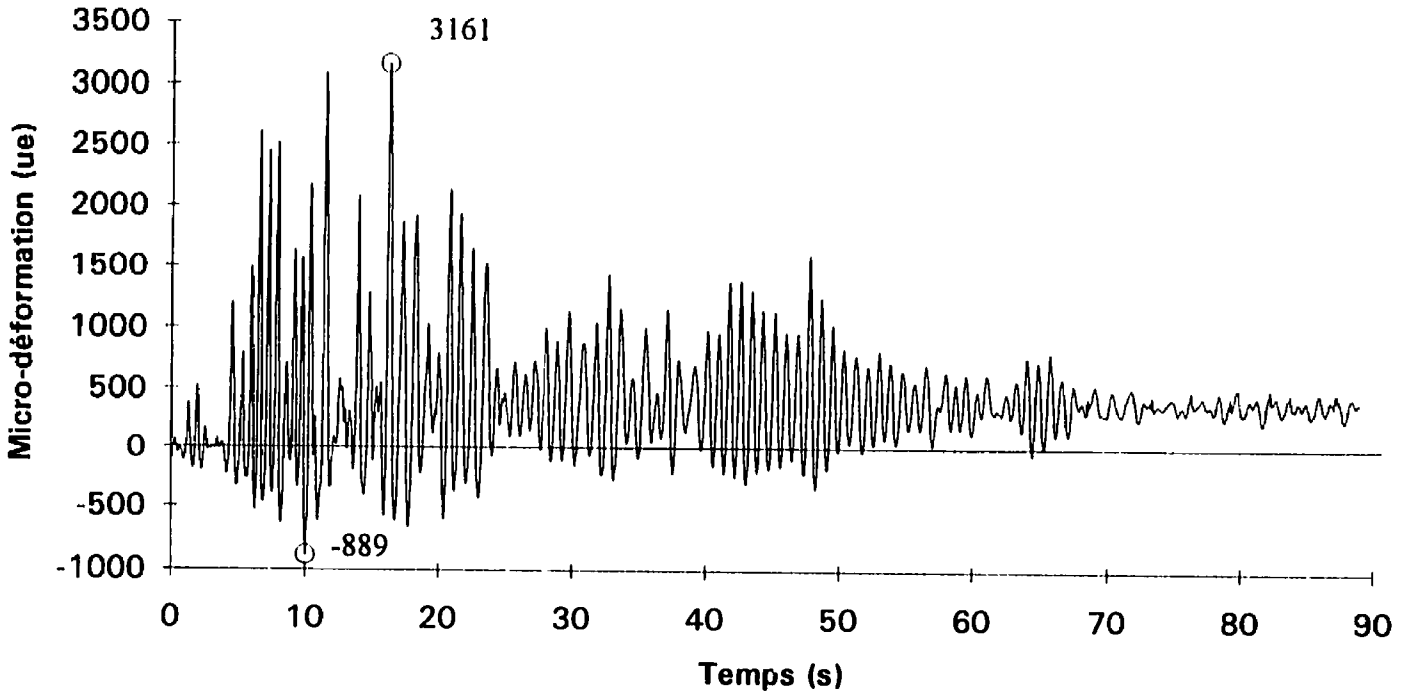


Figure E.50 Déformation, poutre, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 2).

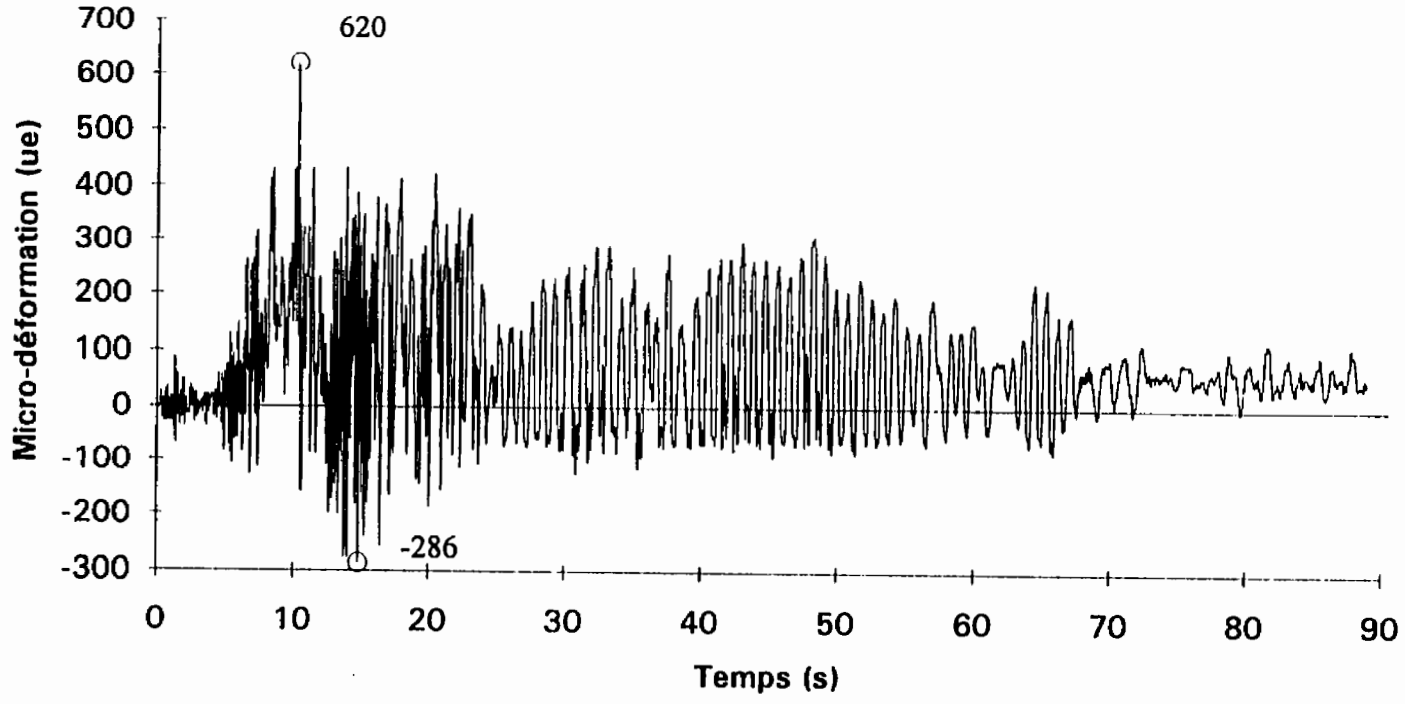


Figure E.51 Déformation, poteau, joint extérieur, est-supérieur (intensité 2).

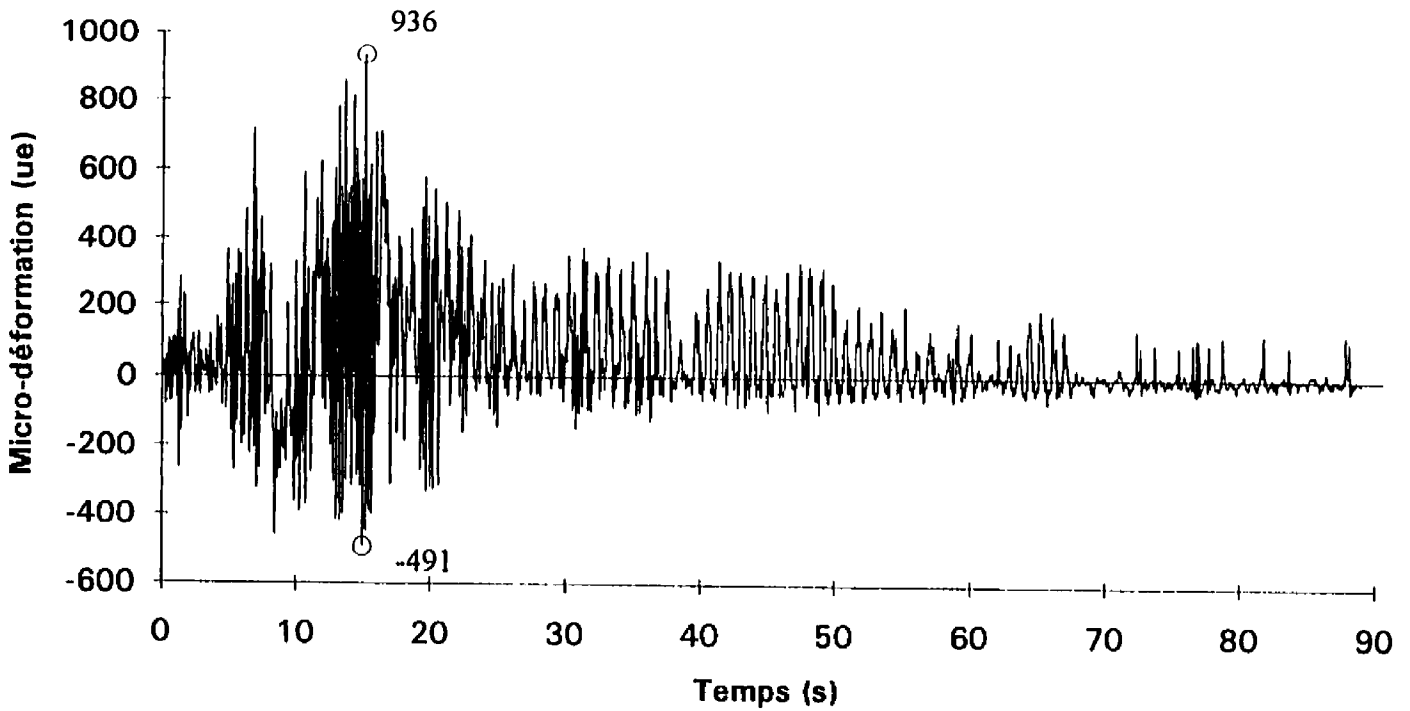


Figure E.52 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-supérieur (intensité 2).

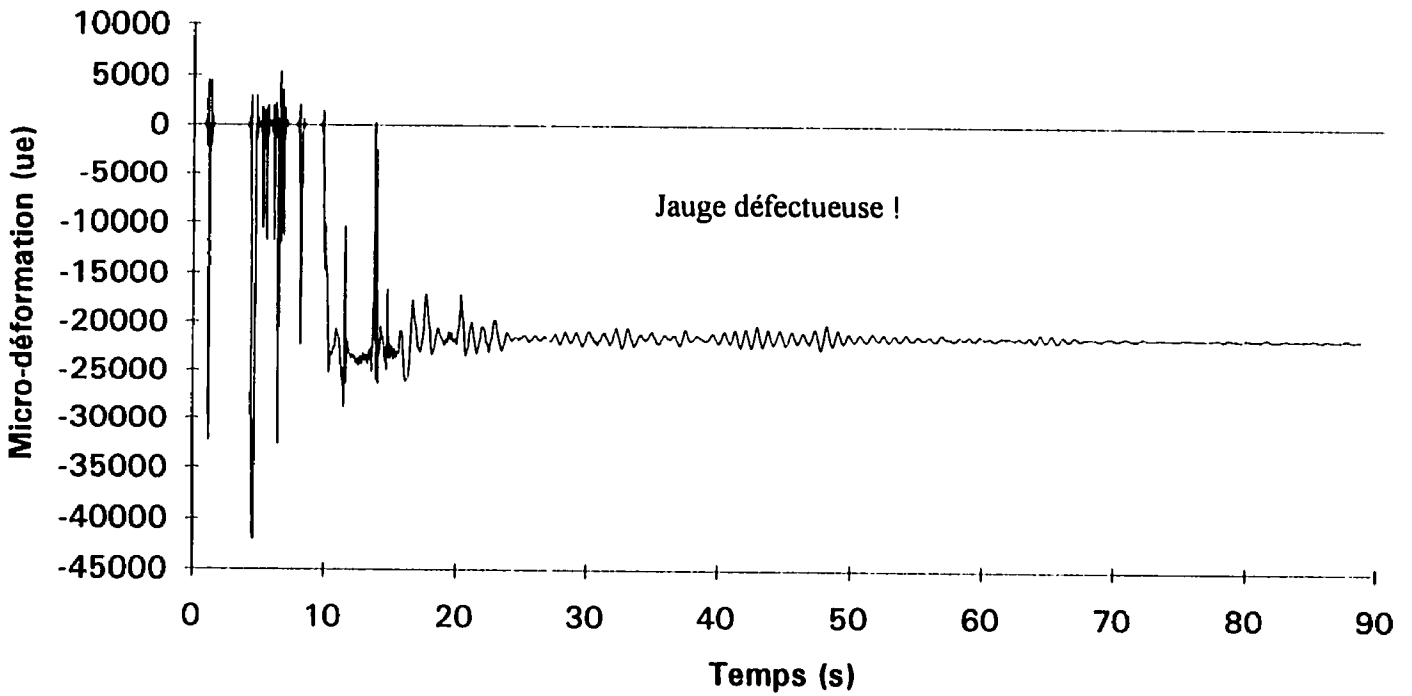


Figure E.53 Déformation, poteau, joint extérieur, est-inférieur (intensité 2).

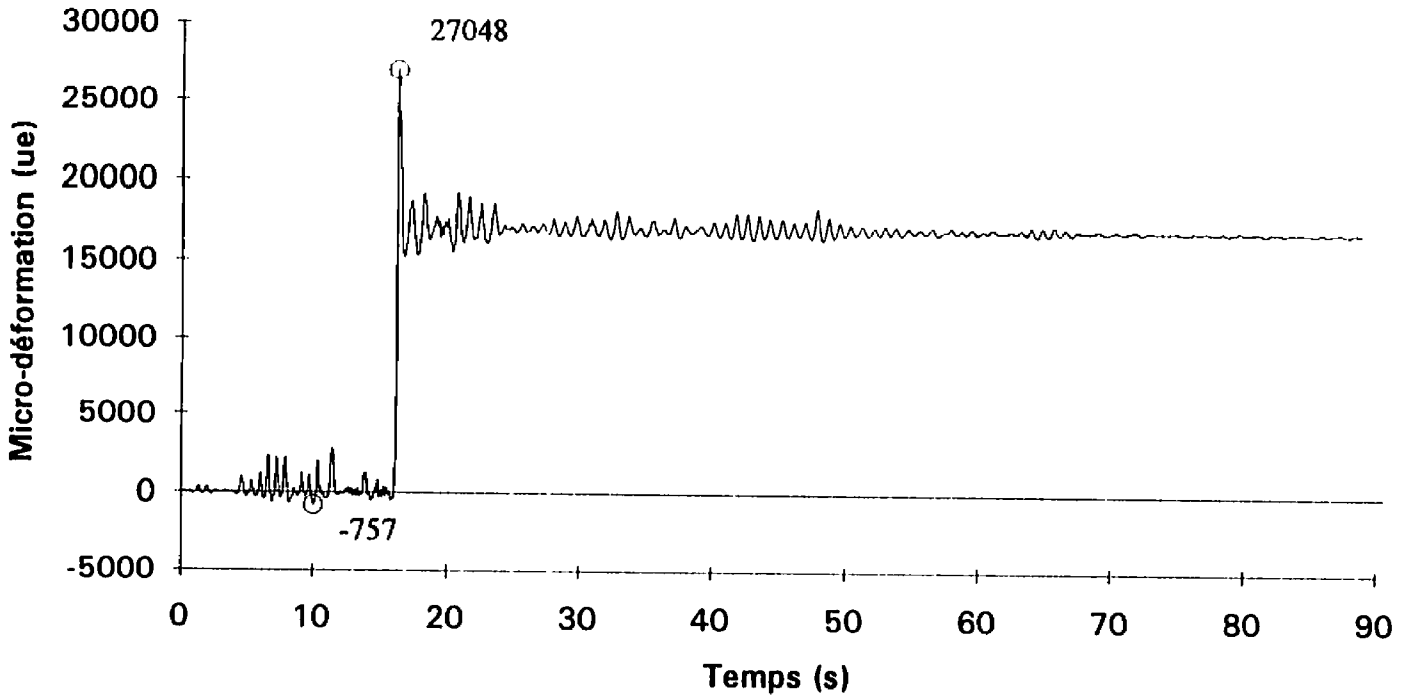


Figure E.54 Déformation, poteau, joint extérieur, ouest-inférieur (intensité 2).

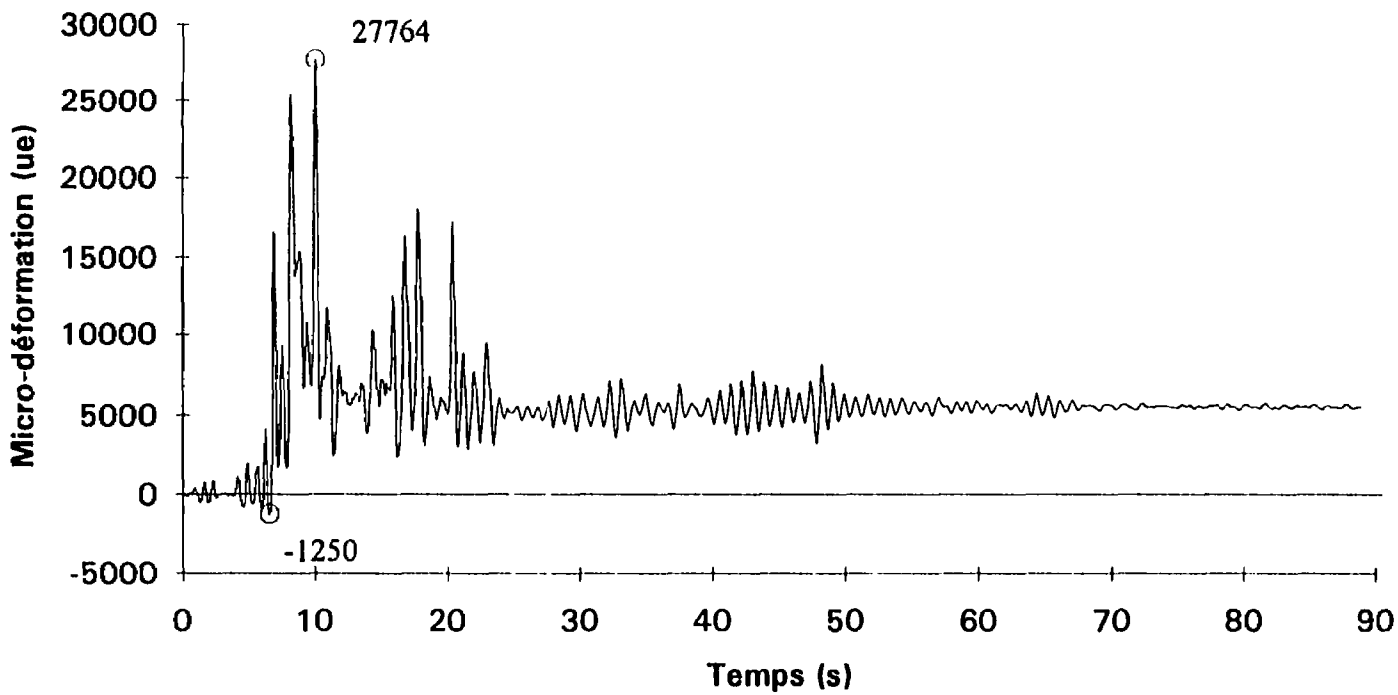


Figure E.55 Déformation, base du poteau extérieur, ouest (intensité 2).

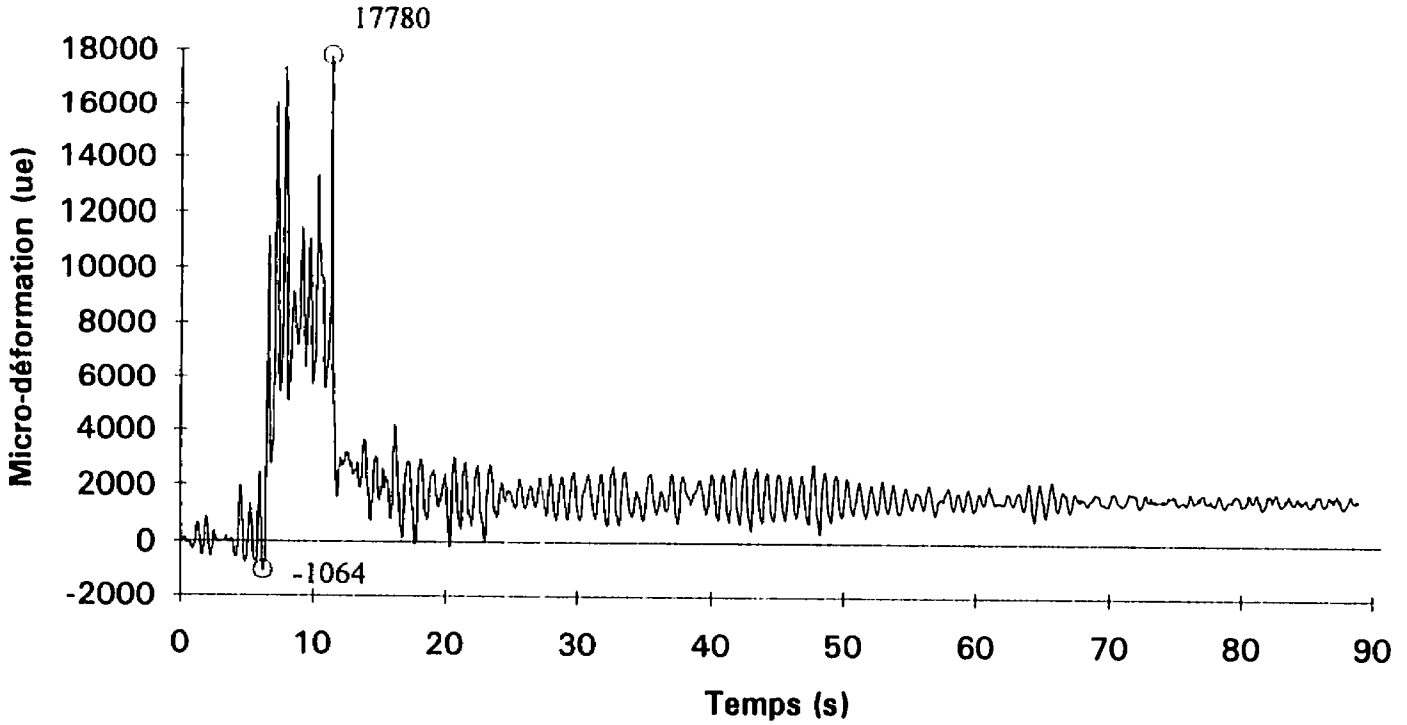


Figure E.56 Déformation, base du poteau extérieur, est (intensité 2).

ANNEXE F

Calculs des propriétés des éléments des modèles et fichiers d'entrée sur RUAUMOKO

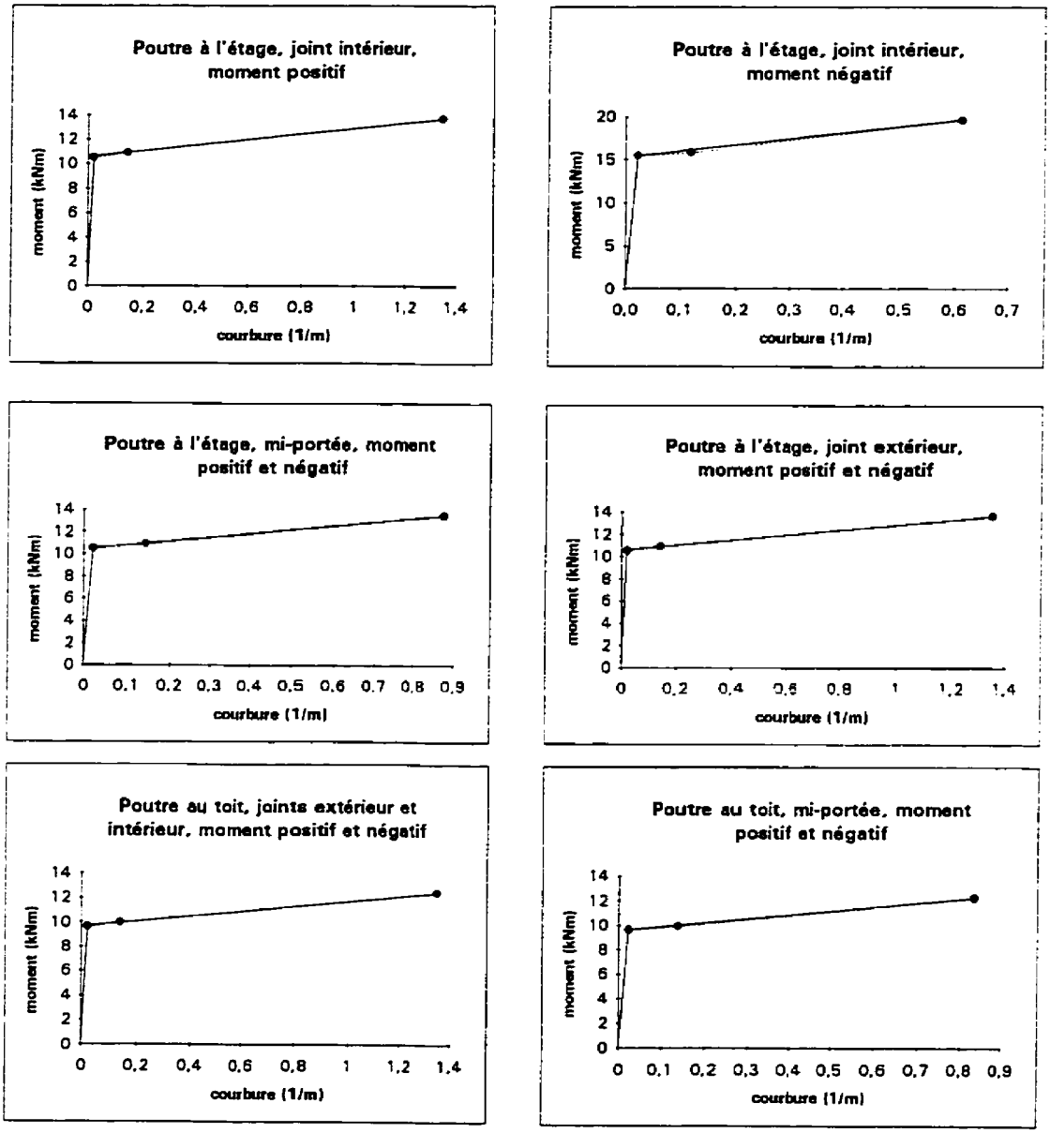


Figure F.1 Modèles bilinéaires superposés aux relations moment-courbure des poutres.

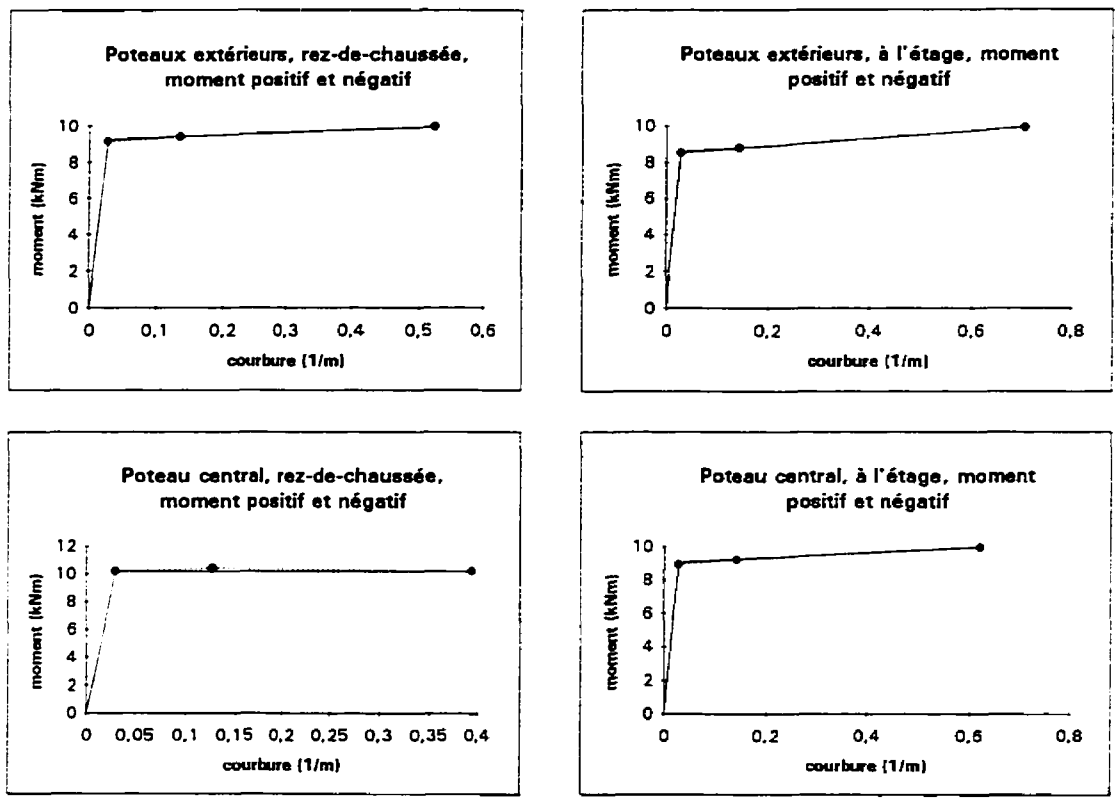


Figure F.2 Modèles bilinéaires superposés aux relations moment-courbure des poteaux.

Calculs de M_y, ϕ_y et de I_{eq}

- Analyse avec RESPONSE, section complète
- Modèle de béton: - modèle parabolique
  - $f'_c = 31$ MPa, $\varepsilon'_c = 0{,}002$
  - $\phi_c = 1.0$
- Modèle d'acier: - $E_s = 224\ 595$ MPa, $f_y = 438$ MPa
  - $\varepsilon_{sn} = 0{,}02$, $\varepsilon_{s\,rupt.} = 0{,}04$, $f_u = 601$ MPa
  - $\phi_s = 1.0$
- Critère d'analyse: - $\varepsilon_s = 0{,}001950$

• Calcul de I_{eq}: - $I_{eq} = M_y/(E_c\ \phi_y)$, si l'armature n'est pas symétrique en flexion positive et négative, alors $I_{eq} = (I_{eq}^{+} + I_{eq}^{-})/2$.

- on fait aussi la moyenne des I_{eq} à chaque section.

Tableau F.1 Résultats de RESPONSE pour la limite élastique

membrure	position	M_y^+ (kNm)	ϕ_y^+ ($x10^{-3}$ m^{-1})	M_y^- (kNm)	ϕ_y^- ($x10^{-3}$ m^{-1})	I_{eq} ($x10^6$ mm^4)
poutre au toit	toute la travée	9,65	22,96	-9,64	-22,96	16,37
poutre à l'étage	au joint central	10,50	20,36	-15,43	-22,62	23,81
	au centre de la travée	10,53	20,71	-10,53	-20,71	22,01
	au joint extérieur	10,53	20,71	-10,53	-20,71	20,21
poteau extérieur	au rez-de-chaussée	9,16	28,98	-9,16	-28,98	12,56
	à l'étage	8,51	-28,07	-8,51	-28,07	12,05
poteau intérieur	au rez-de-chaussée	10,18	29,99	-10,18	-29,99	13,49
	à l'étage	8,92	28,28	-8,92	-28,28	12,54

Calculs de M_{cu} et de ϕ_{cu}

• Analyse avec RESPONSE, section complète

• Modèle de béton: - modèle parabolique

- $f'_c = 31$ MPa, $\varepsilon'_c = 0{,}002$

- $\phi_c = 1.0$

• Modèle d'acier: - $E_s = 224\ 595$ MPa, $f_y = 438$ MPa

- $\varepsilon_{sn} = 0{,}02$, $\varepsilon_{s\ rupt.} = 0{,}04$, $f_u = 601$ MPa

- $\phi_s = 1.0$

• Critère d'analyse: - $\varepsilon_c = -0{,}0035$

Tableau F.2 Résultats de RESPONSE pour la limite ultime (écaillage du béton)

membrure	position	M_{cu}^+ (kNm)	ϕ_{cu}^+ (m^{-1})	M_{cu}^- (kNm)	ϕ_{cu}^- (m^{-1})
poutre au toit	toute la travée	9,95	0,1392	-9,95	-0,1392
poutre à l'étage	au joint central	10,90	0,1429	-15,79	-0,1180
	le reste de la poutre	10,89	0,1426	-10,89	-0,1426
poteau extérieur	au rez-de-chaussée	9,41	0,1353	-9,41	-0,1353
	à l'étage	8,80	0,1437	-8,80	-0,1437
poteau intérieur	au rez-de-chaussée	10,41	0,1266	-10,41	-0,1266
	à l'étage	9,22	0,1420	-9,22	-0,1420

Calculs de M_u et de ϕ_u

Le calcul de M_u et de ϕ_u se fait selon deux cas:

• Cas 1: - section réduite (couvert écaillé) mesurée à l'extérieure des frettes

- Pour l'acier, on considère l'acier tendue dans la zone d'écrouissage à l'ultime (F_u).
- Pour le béton confiné par les frettes, on considère le modèle bilinéaire simplifié du modèle de Park et al.

Position de l'axe neutre: $\sum F_n = P$

$$f_{cu}c\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right)b+\left(Kf'_c-f_{cu}\right)\frac{c}{2}\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right)b+Kf'_c\,\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\,\frac{c}{2}b$$
$$+A'_s\,F_y-A_sF_u=P$$

$$c=\frac{2\left(P+A_sF_u-A'_s\,F_y\right)}{b\left[\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right)f_{cu}+Kf'_c\right]} \qquad [F.1]$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \qquad [F.2]$$

$$M_u = A_s F_u (d-c) + A'_s F_y (c-d') + f_{cu} c\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right) b\left(\frac{0{,}002Kc}{\varepsilon_{cu}} + \frac{c}{2}\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right)\right)$$

$$+\left(Kf'_c - f_{cu}\right)\frac{c}{2}\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right) b\left(\frac{0{,}002Kc}{\varepsilon_{cu}} + \frac{c}{3}\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right)\right) + Kf'_c\left(\frac{0{,}002Kc}{\varepsilon_{cu}}\right)^2 \frac{2b}{3}$$

[F.3]

Notes: ce cas est valable si 1) c>d'

2) $\varepsilon_s' > 0{,}002$

3) $\varepsilon_s \leq 0{,}15$ (selon les essais de manchons)

• Cas 2:

- ε_s atteint 0,15 avant que ε_{cu} ne soit atteint dans le béton et $\varepsilon_s' < 0{,}002$

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0{,}15c}{(d-c)} \qquad [F.4]$$

$$\varepsilon'_s = \frac{(c-d')}{c}\varepsilon_{cu} \qquad [F.5]$$

$$c = \frac{2(P + A_s F_u - A'_s f'_s)}{b\left[\left(1-\frac{0{,}002K}{\varepsilon_{cu}}\right) f_{cu} + Kf'_c\right]} \qquad [F.6]$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \leq F_y \qquad [F.7]$$

On doit faire l'itération entre les équations [F.3] à [F.7] pour déterminer c, l'équation [F.3] demeure valable sauf pour $A'_s F_y$ qui est remplacé par $A'_s f'_s$.

Note: Ce cas est valable si c>d'.

Les calculs sont faits à l'aide d'un chiffrier et ils sont présentés aux pages suivantes. Le tableau F.3 donne les résultats des calculs.

Tableau F.3 Résultats des calculs de M_u et de ϕ_u

membrure	position	M_u^+ (kNm)	ϕ_u^+ (m^{-1})	M_u^- (kNm)	ϕ_u^- (m^{-1})
poutre au toit	aux joints	12,24	1,3532	-12,24	-1,3532
	au centre de la travée	12,24	0,8351	-12,24	-0,8351
poutre à l'étage	au joint central	13,67	1,3473	-19,60	-0,6129
	au centre de la travée	13,49	0,8780	-13,49	-0,8780
	au joint extérieur	13,64	1,3528	-13,64	-1,3528
poteau extérieur	au rez-de-chaussée	9,96	0,5239	-9,96	-0,5239
	à l'étage	9,91	0,7076	-9,91	-0,7076
poteau intérieur	au rez-de-chaussée	10,18	0,3943	-10,18	-0,3943
	à l'étage	9,94	0,6193	-9,94	-0,6193

• Fichier d'entrée du modèle initial sur RUAUMOKO

```
Analyse dynamique avec tous les paramètres exp. (modèle initial)
* Bilinéaire Takeda alfa=0.15 (résistances réelles) inertie équivalente
* avec Fu
* Étudiant : Éric Lachapelle 50132
* Date     : 18 septembre 1996
* Unité    : kN,mm

 2 0 1 0 0 0  2 0  0                                          ! Options principales
17 22 16  7 0  0 9810  0.5673 1.8734e-3 0.005 188.18 1.0  ! Par. des éléments
 0  2  2  0 1 10  100 10                                     ! Contrôle de l'imprimante
 5  0                                                        ! Contrôle des itérations
```

```
NODES 3
 1  -2500      0      1 1 1 0 0 0   1
 2      0      0      1 1 1 0 0 0   1
 3   2500      0      1 1 1 0 0 0   1
 4  -2500   1500      0 0 0 0 0 0
10   2500   1500      0 0 0 0 0 0   1
11  -2500   3000      0 0 0 0 0 0
17   2500   3000      0 0 0 0 0 0   1

ELEMENTS 3
 1  1  1  4  1  4      1                    ! ossature
 2  2  2  7  2  7      1
 3  1  3 10  3 10      1
 4  3  4  5  4  5      1
 5  4  5  6  5  6      1
 6  5  6  7  6  7      1
 7  6  7  8  7  8      1
 8  4  8  9  8  9      1
 9  7  9 10  9 10      1
10  8  4 11  4 11      1
11  9  7 14  7 14      1
12  8 10 17 10 17      1
13 10 11 12
14 11 12 13
15 12 13 14
16 10 14 15
17 11 15 16
18 12 16 17
19 13  5  6
20 14  8  9
21 15 12 13
22 16 15 16

PROPS
 1 FRAME                                        ! poteaux (1 et 3)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 22100. 0. 12.56E6 0.589E-3
  1 0.0025 53 53
  -860.30 -72.00 11320 10310 9260 8470 175.20
  0.15
  1000 1000 17.88 17.88 17.88 17.88
```

```
2 FRAME                                          ! poteau (2)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 23400. 0. 13.49E6 0.624E-3
 1 0 53 53
 -900.60 -69.9 11150 10180 9170 8530 175.20
 0.15
 1000 1000 13.15 13.15 13.15 13.15
3 FRAME                                          ! poutre (4)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3
 1 0.0052 68 34
 0 0 10610 -10610 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 64.81 64.81 42.39 42.39
4 FRAME                                          ! poutres (5et8)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 21.11E6 0.640E-3
 1 0.0065 34 34
 0 0 10530 -10530 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 42.39 42.39
5 FRAME                                          ! poutre (6)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3
 1 0.0094 34 68
 0 0 10530 -10530 10620 -15430
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 65.43 27.10
6 FRAME                                          ! poutre (7)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3
 1 0.0094 68 34
 0 0 10620 -15430 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 65.43 27.10 42.39 42.39
7 FRAME                                          ! poutre (9)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3
 1 0.0052 34 68
 0 0 10530 -10530 10610 -10610
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 64.81 64.81
```

```
 8 FRAME                                          ! poteaux (10 et 12)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 22100. 0. 12.05E6 0.589E-3
  1 0.0034 53 53
  -860.30 -27.90 9400 8990 8570 8470 175.20
  0.15
  1000 1000 25.02 25.02 25.02 25.02
 9 FRAME                                          ! poteau (11)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 23400. 0. 12.54E6 0.624E-3
  1 0.0026 53 53
  -900.60 -26.55 9450 9050 8640 8530 175.20
  0.15
  1000 1000 21.59 21.59 21.59 21.59
10 FRAME                                          ! poutres (13et16)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3
  0 0.0036 63 31.5
  0 0 9710 -9710 9650 -9650
  0.15
  1000 1000 58.56 58.56 36.37 36.37
11 FRAME                                          ! poutres (14et17)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560e-3
  0 0.0077 31.5 31.5
  0 0 9650 -9650 9650 -9650
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 36.37 36.37
12 FRAME                                          ! poutres (15et18)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3
  0 0.003 31.5 63
  0 0 9650 -9650 9710 -9710
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 58.56 58.56
13 FRAME                                          ! bloc de béton de 26,3 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.57e-3
14 FRAME                                          ! bloc de béton de 25,9 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.09e-3
```

```
15 FRAME                                        ! bloc de béton de 15,2 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.25e-3
16 FRAME                                        ! bloc de béton de 15,6 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.73e-3

WEIGHTS 0

LOADS

 1 0.  -0.88 0.
 2 0.  -0.94 0.
 3 0.  -0.88 0.
 4 0.  -1.68 0.
 5 0. -13.15 0.
 6 0. -13.15 0.
 7 0.  -2.54 0.
 8 0. -12.95 0.
 9 0. -12.95 0.
10 0.  -1.68 0.
11 0.  -0.70 0.
12 0.  -7.60 0.
13 0.  -7.60 0.
14 0.  -1.40 0.
15 0.  -7.80 0.
16 0.  -7.80 0.
17 0.  -0.70 0.

EQUAKE
1 1 0.02 10000 0

START
```

(L'accélérogramme donné selon le format Caltech)

• Fichier d'entrée du modèle final sur RUAUMOKO

```
Analyse dynamique avec tous les paramètres exp. (modèle final)
* Bilinéaire Takeda alfa=0.15 (résistances réelles) inertie équivalente
* avec fu + ressorts pour modéliser les joints.(hist=2 + DEGRADING STRENGHT)
* liens rigides pour les blocs de béton sur les poutres (plaques de 150 mm)
* liens rigides pour les joints
* Étudiant : Éric Lachapelle 50132
* Date    : 5 septembre 1996
* Unité   : kN,mm

 2 0 1 0 0 0   2 0 0                                          ! Options principales
25 30 19 7 0 0 9810 0.5673 1.8734e-3 0.005 188.18 1.0 ! Par. des éléments
 0 2 2 0 1 10 100 10                                          ! Contrôle de l'imprimante
 5 0                                                          ! Contrôle des itérations

NODES 3
 1  -2500    0     1 1 1 0 0 0   1
 2      0    0     1 1 1 0 0 0   1
 3   2500    0     1 1 1 0 0 0   1
 4  -2500 1500     0 0 0 0 0 0   1
10   2500 1500     0 0 0 0 0 0   1
11  -2500 3000     0 0 0 0 0 0
17   2500 3000     0 0 0 0 0 0   1
18  -2500 1500     0 0 0 0 0 0
19      0 1500     0 0 0 0 0 0
20      0 1500     0 0 0 0 0 0
21   2500 1500     0 0 0 0 0 0
22  -2500 3000     0 0 0 0 0 0
23      0 3000     0 0 0 0 0 0
24      0 3000     0 0 0 0 0 0
25   2500 3000     0 0 0 0 0 0

ELEMENTS 3
 1 1 1 4 1 4      1              ! ossature
 2 2 2 7 2 7      1
 3 1 3 10 3 10    1
 4 3 18 5 18 5    1
 5 4 5 6 5 6      1
 6 5 6 19 6 19    1
 7 6 20 8 20 8    1
```

```
 8  4  8  9  8  9        1
 9  7  9 21  9 21        1
10  8  4 11  4 11        1
11  9  7 14  7 14        1
12  8 10 17 10 17        1
13 10 22 12                          ! blocs de béton
14 11 12 13
15 12 13 23
16 10 24 15
17 11 15 16
18 12 16 25
19 13  5  6
20 14  8  9
21 15 12 13
22 16 15 16
23 17  4 18  4 18        1           ! ressorts
24 18 19  7 19  7        1
25 18  7 20  7 20        1
26 17 21 10 21 10        1
27 19 11 22
28 19 23 14
29 19 14 24
30 19 25 17

PROPS
 1 FRAME                                          ! poteaux (1 et 3)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 22100. 0. 12.56E6 0.589E-3 0 80.
  1 0.0025 53 53
  -860.30 -72.00 11320 10310 9260 8470 175.20
  0.15
  1000 1000 17.88 17.88 17.88 17.88
 2 FRAME                                          ! poteau (2)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 23400. 0. 13.49E6 0.624E-3 0. 80.
  1 0 53 53
  -900.60 -69.9 11150 10180 9170 8530 175.20
  0.15
  1000 1000 13.15 13.15 13.15 13.15
```

```
3 FRAME                                          ! poutre (4)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3 65. 75.
 1 0.0052 68 34
 0 0 10610 -10610 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 64.81 64.81 42.39 42.39
4 FRAME                                          ! poutres (5et8)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 21.11E6 0.640E-3 75. 75.
 1 0.0065 34 34
 0 0 10530 -10530 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 42.39 42.39
5 FRAME                                          ! poutre (6)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3 75. 65.
 1 0.0094 34 68
 0 0 10530 -10530 10620 -15430
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 65.43 27.10
6 FRAME                                          ! poutre (7)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3 65. 75.
 1 0.0094 68 34
 0 0 10620 -15430 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 65.43 27.10 42.39 42.39
7 FRAME                                          ! poutre (9)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3 75. 65.
 1 0.0052 34 68
 0 0 10530 -10530 10610 -10610
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 64.81 64.81
8 FRAME                                          ! poteaux (10 et 12)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 22100. 0. 12.05E6 0.589E-3 80. 75.
 1 0.0034 53 53
 -860.30 -27.90 9400 8990 8570 8470 175.20
 0.15
 1000 1000 25.02 25.02 25.02 25.02
```

```
 9 FRAME                                          ! poteau (11)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 23400. 0. 12.54E6 0.624E-3 80. 75.
  1 0.0026 53 53
  -900.60 -26.55 9450 9050 8640 8530 175.20
  0.15
  1000 1000 21.59 21.59 21.59 21.59
10 FRAME                                          ! poutres (13et16)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3 65. 75.
  0 0.0036 63 31.5
  0 0 9710 -9710 9650 -9650
  0.15
  1000 1000 58.56 58.56 36.37 36.37
11 FRAME                                          ! poutres (14et17)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560e-3 75. 75.
  0 0.0077 31.5 31.5
  0 0 9650 -9650 9650 -9650
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 36.37 36.37
12 FRAME                                          ! poutres (15et18)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3 75. 65.
  0 0.003 31.5 63
  0 0 9650 -9650 9710 -9710
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 58.56 58.56
13 FRAME                                          ! bloc de béton de 26,3 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.57e-3
14 FRAME                                          ! bloc de béton de 25,9 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.09e-3
15 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,2 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.25e-3
16 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,6 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.73e-3
```

```
17 SPRING                                          ! ressorts
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 7000 -11500
  1 1.01 0
18 SPRING
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 4500 -13000
  1 1.01 0
19 SPRING
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 9650 -9650
  1 1.01 0

WEIGHTS 0

LOADS

 1 0.  -0.88 0.
 2 0.  -0.94 0.
 3 0.  -0.88 0.
 4 0.  -1.68 0.
 5 0. -13.15 0.
 6 0. -13.15 0.
 7 0.  -2.54 0.
 8 0. -12.95 0.
 9 0. -12.95 0.
10 0.  -1.68 0.
11 0.  -0.70 0.
12 0.  -7.60 0.
13 0.  -7.60 0.
14 0.  -1.40 0.
15 0.  -7.80 0.
16 0.  -7.80 0.
17 0.  -0.70 0.


EQUAKE
1 1 0.02 10000 0

START
```

(L'accélérogramme donné selon le format Caltech)

• **Fichier d'entrée pour l'analyse de chargement jusqu'à effondrement pour le modèle initial sur RUAUMOKO**

```
Pushover analysis
* Bilinéaire Takeda alfa=0.15 (résistances réelles) inertie équivalente
* avec fu
* Étudiant : Éric Lachapelle 50132
* Date     : 27 août 1996
* Unité    : kN,mm

 2 0 1 0 0 0  2 0  0                                  ! Options principales
17 22 16  7 0  0 9810  0.5673 1.8734e-3 0.01 30. 0.35  ! Par. des éléments
 0 2 2 0 1 10  100 10                                 ! Contrôle de l'imprimante
 5 0                                                  ! Contrôle des itérations

NODES 3
 1  -2500     0      1 1 1 0 0 0   1
 2      0     0      1 1 1 0 0 0   1
 3   2500     0      1 1 1 0 0 0   1
 4  -2500  1500      0 0 0 0 0 0   1
10   2500  1500      0 0 0 0 0 0   1
11  -2500  3000      0 0 0 0 0 0
17   2500  3000      0 0 0 0 0 0   1

ELEMENTS 3
 1 1 1 4 1 4        1            ! ossature
 2 2 2 7 2 7        1
 3 1 3 10 3 10      1
 4 3 4 5 4 5        1
 5 4 5 6 5 6        1
 6 5 6 7 6 7        1
 7 6 7 8 7 8        1
 8 4 8 9 8 9        1
 9 7 9 10 9 10      1
10 8 4 11 4 11      1
11 9 7 14 7 14      1
12 8 10 17 10 17    1
13 10 11 12
14 11 12 13
15 12 13 14
16 10 14 15
```

```
17 11 15 16
18 12 16 17
19 13  5  6
20 14  8  9
21 15 12 13
22 16 15 16

PROPS
 1 FRAME                                          ! poteaux (1 et 3)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 22100. 0. 12.56E6 0.589E-3
  1 0.0025 53 53
  -860.30 -72.00 11320 10310 9260 8470 175.20
  0.15
  1000 1000 17.88 17.88 17.88 17.88
 2 FRAME                                          ! poteau (2)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 23400. 0. 13.49E6 0.624E-3
  1 0 53 53
  -900.60 -69.9 11150 10180 9170 8530 175.20
  0.15
  1000 1000 13.15 13.15 13.15 13.15
 3 FRAME                                          ! poutre (4)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3
  1 0.0052 68 34
  0 0 10610 -10610 10530 -10530
  0.15
  1000 1000 64.81 64.81 42.39 42.39
 4 FRAME                                          ! poutres (5et8)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 24000. 0. 21.11E6 0.640E-3
  1 0.0065 34 34
  0 0 10530 -10530 10530 -10530
  0.15
  1000 1000 42.39 42.39 42.39 42.39
```

```
5 FRAME                                          ! poutre (6)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3
 1 0.0094 34 68
 0 0 10530 -10530 10620 -15430
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 65.43 27.10
6 FRAME                                          ! poutre (7)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3
 1 0.0094 68 34
 0 0 10620 -15430 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 65.43 27.10 42.39 42.39
7 FRAME                                          ! poutre (9)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3
 1 0.0052 34 68
 0 0 10530 -10530 10610 -10610
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 64.81 64.81
8 FRAME                                          ! poteaux (10 et 12)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 22100. 0. 12.05E6 0.589E-3
 1 0.0034 53 53
 -860.30 -27.90 9400 8990 8570 8470 175.20
 0.15
 1000 1000 25.02 25.02 25.02 25.02
9 FRAME                                          ! poteau (11)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 23400. 0. 12.54E6 0.624E-3
 1 0.0026 53 53
 -900.60 -26.55 9450 9050 8640 8530 175.20
 0.15
 1000 1000 21.59 21.59 21.59 21.59
10 FRAME                                         ! poutres (13et16)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3
 0 0.0036 63 31.5
 0 0 9710 -9710 9650 -9650
 0.15
 1000 1000 58.56 58.56 36.37 36.37
```

```
11 FRAME                                          ! poutres (14et17)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560e-3
  0 0.0077 31.5 31.5
  0 0 9650 -9650 9650 -9650
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 36.37 36.37
12 FRAME                                          ! poutres (15et18)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3
  0 0.003 31.5 63
  0 0 9650 -9650 9710 -9710
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 58.56 58.56
13 FRAME                                          ! bloc de béton de 26,3 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.57e-3
14 FRAME                                          ! bloc de béton de 25,9 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.09e-3
15 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,2 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.25e-3
16 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,6 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.73e-3

WEIGHTS 0

LOADS

 1 0.  -0.88 0.
 2 0.  -0.94 0.
 3 0.  -0.88 0.
 4 0.  -1.68 0.
 5 0. -13.15 0.
 6 0. -13.15 0.
 7 0.  -2.54 0.
 8 0. -12.95 0.
 9 0. -12.95 0.
10 0.  -1.68 0.
11 0.  -0.70 0.
```

```
12 0.  -7.60 0.
13 0.  -7.60 0.
14 0.  -1.40 0.
15 0.  -7.80 0.
16 0.  -7.80 0.
17 0.  -0.70 0.

SHAPE
10   0.404
17   0.596

EQUAKE
1 1 3 -1

START
  1      0.0  0.1  0.2  0.3  0.4  0.5  0.6  0.7  0.8  0.9
  2      1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0
```

• **Fichier d'entrée pour l'analyse de chargement jusqu'à effondrement pour le modèle final sur RUAUMOKO**

```
Pushover Analysis
* Bilinéaire Takeda alfa=0.15 (résistances réelles) inertie équivalente
* avec fu + ressorts pour modéliser les joints.(hist=2 + DEGRADING STRENGHT)
* liens rigides pour les blocs de béton sur les poutres (plaque de 150 mm)
* liens rigides pour les joints
* Étudiant : Éric Lachapelle 50132
* Date    : 5 septembre 1996
* Unité   : kN,mm

 2 0 1 0 0 0   2 0  0                                    ! Options principales
25 30 19  7 0  0 9810  0.5673 1.8734e-3 0.01 30 0.38     ! Par. des éléments
 0 2 2 0 1 10  100 10                                    ! Contrôle de l'imprimante
 5 0                                                     ! Contrôle des itérations

NODES 3
 1  -2500      0       1 1 1 0 0 0    1
 2      0      0       1 1 1 0 0 0    1
 3   2500      0       1 1 1 0 0 0    1
 4  -2500   1500       0 0 0 0 0 0    1
```

```
10   2500  1500     0 0 0 0 0 0   1
11  -2500  3000     0 0 0 0 0 0
17   2500  3000     0 0 0 0 0 0   1
18  -2500  1500     0 0 0 0 0 0
19      0  1500     0 0 0 0 0 0
20      0  1500     0 0 0 0 0 0
21   2500  1500     0 0 0 0 0 0
22  -2500  3000     0 0 0 0 0 0
23      0  3000     0 0 0 0 0 0
24      0  3000     0 0 0 0 0 0
25   2500  3000     0 0 0 0 0 0

ELEMENTS 3
 1  1  1  4  1  4      1            ! ossature
 2  2  2  7  2  7      1
 3  1  3 10  3 10      1
 4  3 18  5 18  5      1
 5  4  5  6  5  6      1
 6  5  6 19  6 19      1
 7  6 20  8 20  8      1
 8  4  8  9  8  9      1
 9  7  9 21  9 21      1
10  8  4 11  4 11      1
11  9  7 14  7 14      1
12  8 10 17 10 17      1
13 10 22 12                        ! blocs de béton
14 11 12 13
15 12 13 23
16 10 24 15
17 11 15 16
18 12 16 25
19 13  5  6
20 14  8  9
21 15 12 13
22 16 15 16
23 17  4 18  4 18      1            ! ressorts
24 18 19  7 19  7      1
25 18  7 20  7 20      1
26 17 21 10 21 10      1
27 19 11 22
28 19 23 14
29 19 14 24
```

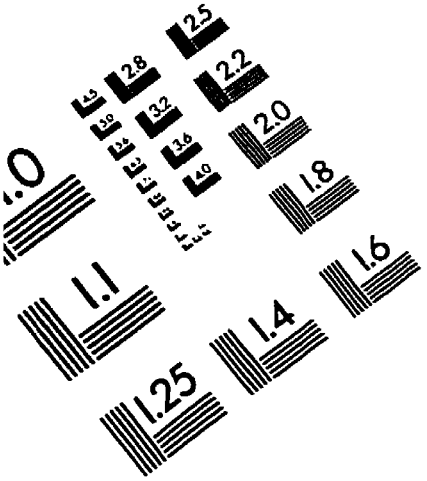
```
30 19 25 17

PROPS
 1 FRAME                                          ! poteaux (1 et 3)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 22100. 0. 12.56E6 0.589E-3 0 80.
  1 0.0025 53 53
  -860.30 -72.00 11320 10310 9260 8470 175.20
  0.15
  1000 1000 17.88 17.88 17.88 17.88
 2 FRAME                                          ! poteau (2)
  2 0 0 12 0 1
  25.157 0. 23400. 0. 13.49E6 0.624E-3 0. 80.
  1 0 53 53
  -900.60 -69.9 11150 10180 9170 8530 175.20
  0.15
  1000 1000 13.15 13.15 13.15 13.15
 3 FRAME                                          ! poutre (4)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3 65. 75.
  1 0.0052 68 34
  0 0 10610 -10610 10530 -10530
  0.15
  1000 1000 64.81 64.81 42.39 42.39
 4 FRAME                                          ! poutres (5et8)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 24000. 0. 21.11E6 0.640E-3 75. 75.
  1 0.0065 34 34
  0 0 10530 -10530 10530 -10530
  0.15
  1000 1000 42.39 42.39 42.39 42.39
 5 FRAME                                          ! poutre (6)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3 75. 65.
  1 0.0094 34 68
  0 0 10530 -10530 10620 -15430
  0.15
  1000 1000 42.39 42.39 65.43 27.10
```

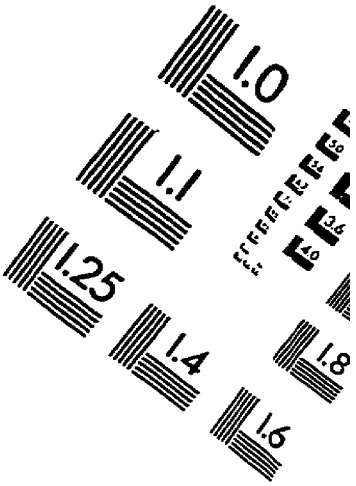
```
6 FRAME                                          ! poutre (7)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 22.91E6 0.640E-3 65. 75.
 1 0.0094 68 34
 0 0 10620 -15430 10530 -10530
 0.15
 1000 1000 65.43 27.10 42.39 42.39
7 FRAME                                          ! poutre (9)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 24000. 0. 20.21E6 0.640E-3 75. 65.
 1 0.0052 34 68
 0 0 10530 -10530 10610 -10610
 0.15
 1000 1000 42.39 42.39 64.81 64.81
8 FRAME                                          ! poteaux (10 et 12)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 22100. 0. 12.05E6 0.589E-3 80. 75.
 1 0.0034 53 53
 -860.30 -27.90 9400 8990 8570 8470 175.20
 0.15
 1000 1000 25.02 25.02 25.02 25.02
9 FRAME                                          ! poteau (11)
 2 0 0 12 0 1
 25.157 0. 23400. 0. 12.54E6 0.624E-3 80. 75.
 1 0.0026 53 53
 -900.60 -26.55 9450 9050 8640 8530 175.20
 0.15
 1000 1000 21.59 21.59 21.59 21.59
10 FRAME                                         ! poutres (13et16)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3 65. 75.
 0 0.0036 63 31.5
 0 0 9710 -9710 9650 -9650
 0.15
 1000 1000 58.56 58.56 36.37 36.37
11 FRAME                                         ! poutres (14et17)
 1 0 0 12 0 1
 25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560e-3 75. 75.
 0 0.0077 31.5 31.5
 0 0 9650 -9650 9650 -9650
 0.15
 1000 1000 36.37 36.37 36.37 36.37
```

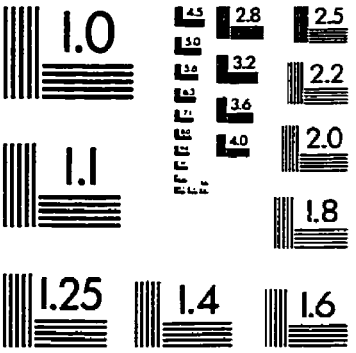
```
12 FRAME                                          ! poutres (15et18)
  1 0 0 12 0 1
  25.157 0. 21000. 0. 16.37E6 0.560E-3 75. 65.
  0 0.003 31.5 63
  0 0 9650 -9650 9710 -9710
  0.15
  1000 1000 36.37 36.37 58.56 58.56
13 FRAME                                          ! bloc de béton de 26,3 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.57e-3
14 FRAME                                          ! bloc de béton de 25,9 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 625000. 0. 48.890e9 31.09e-3
15 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,2 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.25e-3
16 FRAME                                          ! bloc de béton de 15,6 kN
  1 0 0 0 0 0
  22.5 0. 369250. 0. 28.355e9 18.73e-3
17 SPRING
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 7000 -11500
  1 1.01 0
18 SPRING
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 4500 -13000
  1 1.01 0
19 SPRING
  1 2 3 0 1e14 1e14 2.05e6 0 0 .2
  1e6 -1e6 1e6 -1e6 9650 -9650
  1 1.01 0

WEIGHTS 0

LOADS

1 0.  -0.88 0.
2 0.  -0.94 0.
3 0.  -0.88 0.
4 0.  -1.68 0.
5 0. -13.15 0.
6 0. -13.15 0.
```

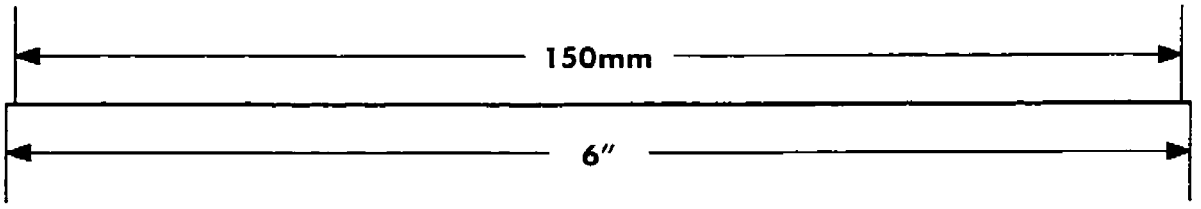
```
 7 0.  -2.54 0.
 8 0. -12.95 0.
 9 0. -12.95 0.
10 0.  -1.68 0.
11 0.  -0.70 0.
12 0.  -7.60 0.
13 0.  -7.60 0.
14 0.  -1.40 0.
15 0.  -7.80 0.
16 0.  -7.80 0.
17 0.  -0.70 0.
25 0.

SHAPE
10   0.404
17   0.596
25   0

EQUAKE
1 1 3 -1

START
 1      0.0  0.1  0.2  0.3  0.4  0.5  0.6  0.7  0.8  0.9
 2      1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0  1.0
```

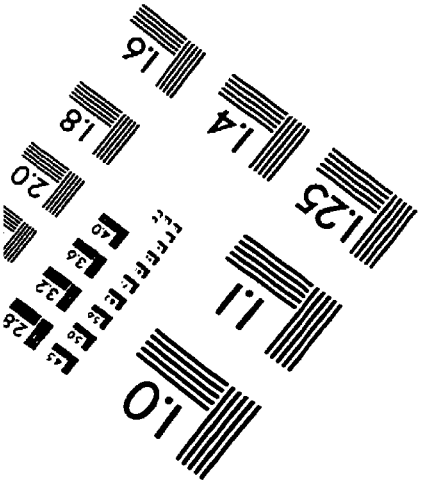
IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)

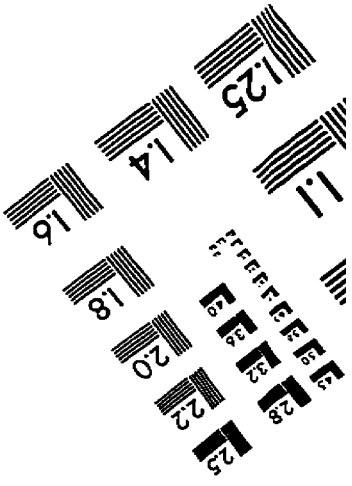












APPLIED IMAGE, Inc
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved