



**HAL**  
open science

# Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois

Thanh Kien Vu

► **To cite this version:**

Thanh Kien Vu. Incidence de la torsion sur la résistance sismique de bâtiments courants avec diaphragmes horizontaux rigides. Application aux structures en bois. Architecture, aménagement de l'espace. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2011. Français. NNT : 2011CLF22190 . tel-00697025

**HAL Id: tel-00697025**

**<https://theses.hal.science/tel-00697025v1>**

Submitted on 14 May 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° DU : 2189

Année 2011

N°ED : 542

UNIVERSITE BLAISE PASCAL - CLERMONT II  
ÉCOLE DOCTORALE  
SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND

# Thèse

Présentée par

**VU THANH KIEN**

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL**

**Spécialité : Génie Civil**

Incidence de la torsion sur la résistance sismique  
de bâtiments courants avec diaphragmes  
horizontaux rigides  
– Application aux structures en bois –

Soutenue publiquement le 08 Décembre 2011 devant le jury composé de :

Rapporteurs	J.-F. DUBE	Université Montpellier 2
	P. PERROTIN	Université de Savoie
Examineurs	E. FOURNELY	Université Blaise Pascal
	P. HALLER	Université Technique de Dresde
	S. JUSTER-LERMITTE	CEA
	T. LAMADON	Bureau Veritas
	P. QUISTIN	ANCO Guadeloupe
Directeur de thèse	A. BOUCHAIR	Université Blaise Pascal



A mes parents et les parents de ma femme  
A ma femme, Phuong Trang  
A notre fille, Quynh Anh



## Remerciements

Je voudrais en tout premier lieu adresser ma gratitude à mon conseiller d'études, Monsieur Eric FOURNELY, qui m'a fourni des pistes très riches en développements et qui m'a guidé de façon dévouée dans ce travail. Il a su me transmettre la capacité à surmonter les difficultés dans la recherche. Sans lui, ce travail n'aurait pas pu voir le jour. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je remercie chaleureusement mon directeur de thèse, Monsieur Abdelhamid BOUCHAIR, qui m'a donné l'opportunité de réaliser ma thèse de doctorat au sein du laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI). Il a su apporter un regard critique et superviser mes travaux.

Je remercie également les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail et tout particulièrement les rapporteurs Messieurs Jean-François DUBE et Pascal PERROTIN qui m'ont apporté de précieuses remarques.

Je remercie profondément tous les amis du laboratoire « LaMI » qui m'ont soutenu et aidé pendant cette longue épreuve de thèse.



## Résumé

Les secousses sismiques sont des catastrophes naturelles, affectant la croûte terrestre, qui peuvent avoir des effets destructeurs majeurs dans les zones urbanisées. Même si des méthodes précises de calcul d'ouvrages en situation sismique existent, il est nécessaire de disposer de méthodes adaptées aux ingénieries mises en œuvre. L'évolution de la réglementation parasismique (Eurocode 8 et annexes nationales) et du zonage sismique en France fait évoluer de manière significative la nécessité de prise en compte de l'action sismique dans la conception des bâtiments. Dans un calcul sismique, il est indispensable de prendre en compte des effets de la torsion qui peuvent conduire à des conséquences graves, en termes de dommages affectant les ouvrages de génie civil. Le présent travail expose une démarche incluant différents niveaux d'approches pour prendre en compte ce phénomène. Les structures particulièrement visées par ce travail sont les ossatures dites souples et plus spécifiquement les constructions en bois.

Une étude paramétrique est menée avec une méthode de combinaison multidimensionnelle pour analyser l'influence de différentes configurations de contreventement sur la sensibilité de l'ouvrage aux phénomènes de torsion. Cette étape est basée sur l'adaptation pour des structures en bois, dans le contexte des Eurocodes (torsion structurale et torsion accidentelle), d'une méthode néozélandaise développée par Priestley et Paulay initialement proposée pour des bâtiments en béton armé. L'étude du comportement des bâtiments en bois en situation sismique s'inscrit dans une approche utilisant la méthode de linéarisation équivalente par coefficient de comportement. L'action sismique peut ainsi être modélisée par des forces statiques équivalentes qui sont ensuite transmises aux éléments structuraux verticaux par des diaphragmes horizontaux. Ce travail permet de définir des distributions d'efforts sismiques sur chaque contreventement avec la prise en compte de la torsion à partir d'une cartographie d'implantation des contreventements et des masses. Cette méthode originale de prise en compte de la torsion est mise en application et l'ensemble des résultats obtenus conduit à la réalisation d'une base de données conséquente sur les effets de la torsion, pour une situation sismique, dans le cas d'un dimensionnement en capacité, avec contreventements ductiles à comportement linéarisé par coefficient de comportement et diaphragmes horizontaux rigides.

Après mise en application de cette méthode, une approche numérique du comportement de structures génériques est conduite afin d'illustrer les effets de différents niveaux de simplification inhérents à la méthode originale mise en place. Dans cette étape, les calculs utilisent la méthode des éléments finis en s'appuyant sur le logiciel Cast3m. Les calculs dynamiques sont réalisés sur la base de comportements linéaires ou linéarisés afin d'analyser les effets de différentes méthodes de calcul proposées par l'Eurocode 8, partie 1. Les calculs menés dans cette phase permettent notamment de valider des conditions d'application de méthodes simplifiées pour des structures en bois, et d'approcher les effets de la torsion sur ces structures avec différents degrés de précision.

### **Mots-clés :**

structures en bois, situation sismique, torsion, implantation des contreventements, diaphragmes, structure générique, calcul dynamique, comportement linéarisé.

## Abstract

The earthquakes are natural disasters affecting the earth's crust, which can have major destructive effects in urban areas. We have a set of scientific, technical and conception knowledge which allow to « build earthquake-resistant », but these methods must be adapted to simple buildings. The development of earthquake-resistant regulations (Eurocode 8 and national annexes) and seismic zoning of France evolve significantly to the need for taking into account the seismic action in the building design. In seismic design, it is essential to take into account the torsion effects that can lead to serious consequences in terms of damage to civil engineering structures. This research work presents a process including different levels of approach to take into account the effect of the torsion. The structures particularly targeted by this work are the so-called soft frames and more specifically the timber buildings.

After a course of bibliographic elements related to the timber structures and the structures of current buildings subjected to seismic situations, a parametric study is taken with a method for multi-dimensional combination in order to analyze the influence of different bracing configurations on the sensitivity of the structure to the torsion phenomena. This first stage is based on the adaptation for timber structures, in the context of Eurocodes (structural torsion and accidental torsion), of a New Zealand method developed by Paulay and Priestley originally proposed for reinforced concrete buildings. The study of the behavior of timber buildings in seismic situation is part of an approach using the equivalent linearization method by a behavior coefficient. So the seismic action can be modeled by equivalent static forces which are then transmitted to the vertical structural elements by horizontal diaphragms. The objective of this work is to define the distribution of seismic forces on each brace with the inclusion of torsion from cartography of bracing and masses implantation. This original method, taking into account the torsion effect, is implemented and all the results lead to the creation of a rich database, for a seismic situation, in the case of design capacity, with ductile bracing and linearized behavior through the behavior factors and rigid horizontal diaphragms. This database can be used to simplify the approach of the torsional effects of the current timber buildings. It can also be used as a reference for the analysis of the influence of the semi rigid diaphragms or the actual non-linearity of bracing.

After implementation of this method, a numerical approach considering the behavior of generic structures is conducted to illustrate the effects of different levels of simplification inherent to the implemented original method. In this step, the calculations use the finite element method (software Cast3M). The dynamic analysis is made on the basis of linear or linearized behavior to evaluate the effects of different calculation methods proposed by Eurocode 8, Part 1. The calculations done in this phase allow mainly to validate the applicability of simplified methods for timber structures, and to predict the torsional effects on these structures with different degrees of precision.

### **Keywords:**

timber structures, seismic situation, torsional effect, bracing implantation, diaphragms, semi rigidity, timber structure, generic structure, dynamic calculation, linearized behavior.

## Table des matières

Introduction générale .....	21
Chapitre 1 - Analyse sismique des structure en bois .....	23
1.1 Généralité sur les séismes .....	23
1.1.1 Description des séismes .....	23
1.1.2 Conséquences du séisme sur les structures .....	25
1.1.2.1 Déformations d'une structure dues à un séisme .....	25
1.1.2.2 Exemples de destructions de structures .....	27
1.1.3 Définition de l'action sismique .....	29
1.1.3.1 Mouvement d'un oscillateur simple .....	29
1.1.3.2 Caractérisation des accélérogrammes .....	30
1.1.3.3 Ductilité et coefficient de comportement .....	31
1.1.3.4 Spectre de réponse .....	32
1.1.3.5 Spectre de calcul .....	33
1.1.4 Objectifs des calculs parasismiques .....	36
1.2 Réglementation parasismique .....	36
1.2.1 Contexte réglementaire .....	36
1.2.2 Principes de conception .....	38
1.2.3 Les critères de régularité .....	40
1.2.3.1 Critères de régularité en plan .....	40
1.2.3.2 Critères de régularité en élévation .....	41
1.2.4 Influence de la régularité sur l'analyse et le calcul sismique .....	45
1.2.5 Effets de la torsion .....	47
1.2.5.1 Origines du phénomène de torsion .....	47
1.2.5.2 Prise en compte de la torsion selon l'Eurocode 8 .....	48
1.3 Construction parasismique en bois .....	48
1.3.1 Caractéristiques du matériau bois .....	48
1.3.2 Assemblages de structures bois .....	49
1.3.3 Structures bois sous séisme .....	52
1.3.3.1 Charpentes bois .....	54
1.3.3.2 Diaphragmes de plancher .....	56
1.3.3.3 Mur en ossature bois .....	57
1.3.3.4 Ancrages dans l'ossature bois .....	59
1.4 Conclusion .....	60
Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois .....	61
2.1 Introduction .....	61

2.2	Etude paramétrique de bâtiments génériques simples .....	61
2.2.1	Etude sismique - Méthode des forces latérales .....	61
2.2.1.1	Généralité .....	61
2.2.1.2	Détermination des sollicitations sismiques .....	62
2.2.1.3	Prise en compte de la torsion par une méthode néozélandaise .....	64
2.2.2	Typologie de bâtiment courant en bois .....	67
2.2.3	Etude de variabilité .....	70
2.3	Exemples de détermination du type de distribution en symétrie .....	73
2.3.1	Description du bâtiment étudié .....	73
2.3.2	Démarche d'amélioration de la distribution en symétrie .....	74
2.4	Réalisation d'une base de données sur l'incidence de la torsion .....	85
2.4.1	Critères de la réalisation .....	85
2.4.2	Configurations de contreventements étudiés .....	86
2.4.3	Analyse de l'influence des différentes configurations de contreventement . .....	88
2.5	Conclusion .....	100

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale (Développements analytiques et numériques) .....	101	
3.1	Introduction .....	101
3.2	Analyse modale sur un modèle 3D .....	101
3.2.1	Motifs élémentaires des contreventements et diaphragmes de la structure étudiée .....	101
3.2.1.1	Motif de voile de contreventement ou diaphragme de plancher .....	102
3.2.1.2	Motif de diaphragme sous entrain .....	104
3.2.1.3	Motif de charpente .....	105
3.2.2	Assemblage des motifs .....	106
3.2.3	Paramètre de calcul .....	107
3.2.3.1	Données générales de la structure .....	107
3.2.3.2	Evaluation des masses de la structure .....	108
3.2.3.3	Répartition des masses du bâtiment sur le maillage de la structure ....	109
3.2.4	Analyse modale .....	111
3.2.4.1	Méthode de calcul .....	111
3.2.4.2	Application de l'analyse modale sur la structure étudiée .....	115
3.2.4.3	Validation du modèle de brochette .....	117
3.3	Analyse sismique – Analyse modale spectrale .....	123
3.3.1	Principe de l'analyse .....	123
3.3.2	Méthode de calcul .....	123
3.3.3	Application de l'outil de calcul sur la structure simplifiée .....	125

3.4	Effet de la torsion sur la structure étudiée .....	129
3.4.1	Méthode néozélandaise de prise en compte de la torsion .....	129
3.4.2	Comparaison avec la méthode forfaitaire .....	133
3.5	Conclusion .....	135
Chapitre 4 – Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d’un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2 .....		
4.1.	Introduction.....	137
4.2.	Présentation de la structure étudiée.....	137
4.2.1.	Description géométrique de la structure .....	138
4.2.2.	Evaluation de la masse de la structure .....	139
4.2.3.	Répartition de masse de la structure .....	139
4.3.	Application de la méthode modale spectrale .....	140
4.3.1.	Répartition uniforme des masses .....	140
4.3.2.	Répartition non-uniforme des masses.....	145
4.3.2.1.	Cas d’une excentricité accidentelle.....	145
4.3.2.2.	Cas d’une excentricité équivalant à la distribution II .....	151
4.3.2.3.	Cas d’une excentricité équivalant à la distribution III.....	158
4.3.3.	Evaluation de la résistance de la structure pour différentes répartitions de masse .....	165
4.4.	Comparaison des méthodes étudiées .....	167
4.4.1.	Application de l’analyse modale spectrale .....	167
4.4.2.	Application de la méthode du chapitre 2 .....	169
4.4.3.	Application de la méthode forfaitaire .....	173
4.5.	Conclusion .....	176
Conclusion générale.....		177



## Table des figures

Figure 1.1 : Représentation de différents mouvements du sol dus aux ondes [DOR 07].	23
Figure 1.2 : Echelle d'intensité Mercalli et EMS 98 [FIL 96].....	25
Figure 1.3 : Modèle <i>de structure symétrique</i> [DAV 85a].....	25
Figure 1.4 : Modes <i>de vibration dans le plan Oxz</i> [DAV 85a].....	26
Figure 1.5 : Modes de vibration dans le plan Oyz [DAV 85a].....	26
Figure 1.6 : Modes de vibration de torsion [DAV 85a].....	27
Figure 1.7 : Destructons d'immeubles dues à un séisme au Mexique 1985 [DAV 85b].	27
Figure 1.8 : Destructons d'immeubles dues à un séisme en Turquie (1999) [MAZ 99].	28
Figure 1.9 : Endommagement d'un immeuble dû à un séisme à l'Aquila 2009 [LER 09] .....	28
Figure 1.10 : Schéma d'un oscillateur simple.....	29
Figure 1.11 : Accélérogramme du séisme Kobe [RIA 11] .....	30
Figure 1.12 : Principe du coefficient de comportement (linéarisation équivalente).....	31
Figure 1.13 : Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse	33
Figure 1.14 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 1 à 4 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de $q=2$ .....	35
Figure 1.15 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 5 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de $q=2$ .....	35
Figure 1.16 : Carte d'aléa sismique de la France [www.planseisme.fr].....	37
Figure 1.17 : Les retraits présentés en élévation [EC8 04].....	42
Figure 1.18 : Structure ayant des niveaux flexibles [BAC 02].....	42
Figure 1.19 : Différents positionnements d'une ouverture dans un mur de contreventement.....	43
Figure 1.20 : Influence d'un niveau flexible sur le comportement dynamique de la structure, premiers modes propres de vibration en translation. ....	44
Figure 1.21 : Différentes approches proposées par la NF EN 1998-1 [VUT 09].....	45
Figure 1.22 : Démarche de l'analyse élastique linéaire sur un modèle de type brochette	46
Figure 1.23 : Excentrement entraînant un phénomène de torsion [GIR 97].....	47
Figure 1.24 : Principes de transmission des efforts dans les assemblages bois [XUB 09]	50
Figure 1.25 : Différentes techniques de construction de bâtiments bois [XIC 07] [BAL 10] .....	52
Figure 1.26 : Un plan de contreventement d'une charpente traditionnelle en L [AFP 05]	54
Figure 1.27 : Exemple d'un plan de contreventement en V d'une charpente traditionnelle de grande dimension [AFP 05] .....	55
Figure 1.28 : Diaphragme de toiture par panneaux [AFP 05].....	55
Figure 1.29 : Vue 3D d'une charpente industrielle avec croupes et diaphragme sous entrait [AFP 05] .....	56
Figure 1.30 : Principe de transmission des actions horizontales jusqu'aux fondations dans le cas d'un bâtiment à plusieurs étages contreventé par voiles ou palées [AFP 05].....	57
Figure 1.31 : Diaphragme de plancher [FUE 10] .....	57
Figure 1.32 : Élément de mur d'ossature bois .....	58
Figure 1.33 : Ancrages principaux dans l'ossature bois [AFP 04] .....	59

Figure 2.1 : Répartition verticale de la masse et de l'effort sismique [CER 07].....	63
Figure 2.2 : Système de contreventement dans le plan de diaphragme rigide.....	65
Figure 2.3 : Exemple de bâtiment en bois avec ses contreventements [XIC 07].....	67
Figure 2.4 : Composition d'une file, d'un mur et d'un panneau élémentaire de contreventement, ancrage de murs et résistance au cisaillement de panneaux élémentaires [FOU 08].....	69
Figure 2.5 : Illustration de zones de positions de contreventements .....	71
Figure 2.6 : Vue en plan de R-d-C du bâtiment étudié .....	73
Figure 2.7 : Mur de refend, file b.....	73
Figure 2.8 : Trame du bâtiment et positionnement potentiel des contreventements .....	74
Figure 2.9 : Etape 1 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie .....	75
Figure 2.10 : Zonage du plancher .....	76
Figure 2.11 : Etape 2 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie .....	82
Figure 2.12 : Etape 3 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie .....	83
Figure 2.13 : Etape 4 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie, exemple de distribution I .....	84
Figure 2.14 : Incidence de la torsion sur l'effort sismique repris par les murs orientés suivant X et Y pour la distribution de cas B3 (cf. tableau 2.8).....	89
Figure 2.15 : Incidence de la torsion sur l'effort sismique repris par les murs périphériques orientés suivant X et Y pour l'ensemble des configurations étudiées .....	90
Figure 2.16 : Illustration de classe de distribution I de contreventements.....	91
Figure 2.17 : Illustration de classe de distribution II de contreventements .....	91
Figure 2.18 : Illustration de classe de distribution III de contreventements .....	92
Figure 2.19 : Illustration de classe de distribution IV de contreventements.....	92
Figure 2.20 : Incidence de la torsion sur l'effort sismique repris par les murs périphériques orientés suivant X et Y pour les configurations I, II, III & IV.....	93
Figure 2.21 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'ensemble de cas étudiée.....	94
Figure 3.1 : Motif pour voile de contreventement ou diaphragme rigide.....	102
Figure 3.2 : Différents éléments du motif pour voile de contreventement ou diaphragme rigide .....	103
Figure 3.3 : Plan schématique de modélisation de rez-de-chaussée et 1 <sup>er</sup> étage.....	103
Figure 3.4 : Différents éléments du motif pour diaphragme sous entrain .....	104
Figure 3.5 : Diaphragme sous entrain.....	105
Figure 3.6 : Motif charpente avec différents éléments .....	105
Figure 3.7 : Plan de charpente.....	106
Figure 3.8 : Répartition des masses au niveau du plancher .....	110
Figure 3.9 : Répartition des masses au niveau de toiture.....	111
Figure 3.10 : Modèle générique pour l'analyse modale de structure à contreventement continu en vertical.....	111
Figure 3.11 : Discrétisation simplifiée du bâtiment.....	113
Figure 3.12 : Modélisation de la structure étudiée pour un modèle brochette.....	117
Figure 3.13 : Comparaison des fréquences propres obtenues par le modèle éléments finis et le modèle brochette pour la direction X et Y .....	122

Figure 3.14 : Modèle générique pour l'analyse modale spectrale de structure à contreventement continu en vertical .....	123
Figure 3.15 : Déformées modales de la structure dans la direction X et Y .....	126
Figure 3.16 : Vue en plan de la structure .....	130
Figure 3.17 : Force sismique dans chaque contreventement obtenu par les deux méthodes utilisées pour la direction X et Y .....	134
Figure 4.1 : Vue en plan du bâtiment.....	138
Figure 4.2 : Vues verticales du bâtiment .....	139
Figure 4.3 : Répartition de masse de la structure au niveau des planchers.....	140
Figure 4.4 : La répartition des masses non-uniformes au niveau des planchers.....	145
Figure 4.5 : Vue en plan avec les files de contreventement de la structure.....	151
Figure 4.6 : Vue en plan avec les files de contreventement de la structure.....	158
Figure 4.7 : Comparaison des fréquences propres pour les différentes répartitions des masses .....	160
Figure 4.8 : Forces sismiques $E_x$ sur chaque poteau pour une actions sismique suivant X .....	165
Figure 4.9 : Forces sismiques $E_y$ sur chaque poteau pour une actions sismique suivant X .....	165
Figure 4.10 : Forces sismiques $E_x$ sur chaque poteau pour une actions sismique suivant Y .....	166
Figure 4.11 : Forces sismiques $E_y$ sur chaque poteau pour une actions sismique suivant Y .....	166
Figure 4.12 : Comparaison des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X et Y par trois méthodes étudiées.....	175



## Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Valeurs des paramètres définissant le spectre [EC8 04] .....	34
Tableau 1.2 : Catégories d'importance des bâtiments [ARR 10] .....	38
Tableau 1.3 : Solutions technologiques à retenir [BAC 02] .....	40
Tableau 1.4 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre.....	43
Tableau 1.5 : Associations prescrites par la NF EN 1998-1 entre régularités, analyse globale, modélisation et coefficients de comportement de structures [VUT 10] .....	45
Tableau 1.6 : Les procédés d'assemblage en structure bois suivant leur principe de transmission [XUB 09] .....	51
Tableau 1.7 : Classification des assemblages selon leur géométrie et le type d'effort à transmettre [XUB 09] .....	52
Tableau 1.8 : Coefficient de comportement q pour les maisons à ossature bois [AFP 05] .....	59
Tableau 2.1 : Combinaison des directions d'excitation .....	66
Tableau 2.2 : Résistance d'un contreventement élémentaire en fonction de la classe de service de la structure du bâtiment [FOU 08] .....	69
Tableau 2.3 : Distribution en symétrie par zone .....	72
Tableau 2.4 : Géométrie du plancher et masses associées.....	76
Tableau 2.5 : Géométrie des murs suivant x et masses associées.....	76
Tableau 2.6 : Géométrie des murs suivant y et masses associées.....	77
Tableau 2.7 : Géométrie des murs suivant x et rigidité associée basée sur la longueur de contreventement (première étape).....	77
Tableau 2.8 : Géométrie des murs suivant y et rigidité associée basée sur la longueur de contreventement (première étape).....	78
Tableau 2.9 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (première étape de distribution en symétrie) .....	80
Tableau 2.10 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (première étape de distribution en symétrie) .....	81
Tableau 2.11 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (deuxième étape de distribution en symétrie) .....	82
Tableau 2.12 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (deuxième étape de distribution en symétrie) .....	82
Tableau 2.13 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (troisième étape de distribution en symétrie).....	83
Tableau 2.14 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (troisième étape de distribution en symétrie).....	83

Tableau 2.15 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (quatrième étape de distribution en symétrie).....	84
Tableau 2.16 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (quatrième étape de distribution en symétrie).....	85
Tableau 2.17 : Incidence de torsion pour la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie.....	85
Tableau 2.18 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas A, B et C.....	86
Tableau 2.19 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas D.....	87
Tableau 2.20 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas E.....	88
Tableau 2.21 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global A.....	95
Tableau 2.22 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global B.....	96
Tableau 2.23 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global C.....	97
Tableau 2.24 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global D.....	98
Tableau 2.25 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global E.....	99
Tableau 2.26 : Incidence de la torsion par distribution en symétrie.....	100
Tableau 3.1 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre....	103
Tableau 3.2 : Données générales de la structure étudiée.....	107
Tableau 3.3 : Masse des murs par étage.....	108
Tableau 3.4 : Masse associée aux charges d'exploitation.....	109
Tableau 3.5 : Masse de plancher par étage.....	109
Tableau 3.6 : Les modes propres et les déformées d'une structure générique.....	116
Tableau 3.7 : Les déformées des diaphragmes horizontaux pour les modes de flexion.....	119
Tableau 3.8 : Les déformées de la charpente pour les modes de flexion.....	120
Tableau 3.9 : Forces sismiques au niveau de chaque masse par l'analyse modale spectrale.....	129
Tableau 3.10 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du premier plancher par la méthode du chapitre 2.....	131
Tableau 3.11 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode du chapitre 2.....	132
Tableau 3.12 : Détermination des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du premier plancher par la méthode forfaitaire.....	133
Tableau 3.13 : Détermination des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode forfaitaire.....	134
Tableau 4.1 : Données générales de la structure étudiée.....	137
Tableau 4.2 : Section et caractéristiques matérielles des poteaux constituant la structure.....	138
Tableau 4.3 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre....	138

Tableau 4.4 : Masse des murs de façade par étage .....	139
Tableau 4.5 : Masse des planchers de façade par étage.....	139
Tableau 4.6 : Les modes propres et les déformées de la structure étudiée dans le cas de la répartition uniforme de masse.....	141
Tableau 4.7 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse .....	142
Tableau 4.8 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse .....	143
Tableau 4.9 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse .....	144
Tableau 4.10 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1 <sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant une excentricité accidentelle .....	146
Tableau 4.11 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2 <sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant une excentricité accidentelle .....	146
Tableau 4.12 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.....	146
Tableau 4.13 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.....	147
Tableau 4.14 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.....	148
Tableau 4.15 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.....	149
Tableau 4.16 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.....	150
Tableau 4.17 : Incidence de torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II avec la méthode utilisée au chapitre 2.....	152
Tableau 4.18 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1 <sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II.....	152
Tableau 4.19 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2 <sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II.....	153
Tableau 4.20 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II .....	153
Tableau 4.21 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II .....	154
Tableau 4.22 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II .....	155

Tableau 4.23 : Efforts sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II.....	156
Tableau 4.24 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II.....	157
Tableau 4.25 : Incidence de torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire avec répartition de masse correspondant à la distribution III et méthode utilisée au chapitre 2.....	159
Tableau 4.26 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1 <sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	159
Tableau 4.27 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2 <sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	160
Tableau 4.28 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	160
Tableau 4.29 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	161
Tableau 4.30 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	162
Tableau 4.31 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	163
Tableau 4.32 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III.....	164
Tableau 4.33 : Fréquences propres de la structure avec blocage de rotation autour de Oz.....	167
Tableau 4.34 : Forces sismiques dans les files de contreventement suivant X et par niveau de plancher issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse.....	168
Tableau 4.35 : Forces sismiques dans les files de contreventement suivant Y et par niveau de plancher issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse.....	168
Tableau 4.36 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X au niveau du premier plancher par la méthode utilisée au chapitre 2.....	170
Tableau 4.37 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant Y au niveau du premier plancher par la méthode utilisée au chapitre 2.....	171
Tableau 4.38 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X au niveau du deuxième plancher par la méthode utilisée au chapitre 2.....	172

Tableau 4.39 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant Y au niveau du deuxième plancher par la méthode utilisée au chapitre 2.....	173
Tableau 4.40 : Détermination des forces sismiques dans chaque contreventement au niveau du premier plancher par la méthode forfaitaire.....	174
Tableau 4.41 : Détermination des forces sismiques dans chaque contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode forfaitaire.....	174



## Introduction générale

Dans le domaine de la construction, la prise en compte du risque sismique et de ses conséquences sur les bâtiments est une préoccupation croissante. Cet accroissement est dû à l'augmentation des « zones sismiques » issue de la meilleure connaissance des sismicités modérées. Cette évolution est également influencée par l'application des règles parasismiques à un plus grand nombre de bâtiments, induits par des décrets et arrêtés moins sectorisés que par le passé. En France, l'application des règles parasismiques européennes, données dans l'Eurocode8, les décrets, arrêtés et circulaires intègrent ces exigences pour les bâtiments à risque normal. Ces règles définissent des exigences de résistance et de comportement ; elles donnent des prescriptions pour tous les éléments constituant les structures soumises aux séismes (les éléments structuraux, ou non, verticaux et horizontaux). Dans les bâtiments soumis aux séismes, les composants horizontaux (planchers et charpentes) jouent un rôle très important dans le comportement d'ensemble de la structure. Ils agissent comme des diaphragmes qui distribuent les forces d'inertie vers les contreventements, ils solidarisent ces contreventements pour résister à l'action sismique horizontale. Pour assurer cette fonction, il convient que les diaphragmes soient dotés d'une résistance et d'une rigidité en plan adéquates et que leurs liaisons avec les contreventements soient efficaces. Le présent travail illustre une étude novatrice permettant d'intégrer, de manière simplifiée et optimisée, le dimensionnement et la vérification en situation sismique des structures en bois. Il a été montré dans plusieurs études que les performances parasismiques des structures en bois peuvent être généralement satisfaisantes en raison de leur masse réduite et du comportement potentiellement non linéaire et à forte dissipation d'énergie de leurs assemblages. Ces qualités font des structures en bois des systèmes constructifs intéressants en zone sismique.

L'objectif de ce travail de recherche est double. Le premier but provient de la nécessité de vérifier chacun des éléments de contreventement d'une structure et donc de connaître aussi précisément que possible leur chargement. Pour atteindre cet objectif, la prise en compte de la torsion doit être approchée par des méthodes robustes intégrant les effets de torsion d'origine structurale et également ceux d'origine accidentelle. Les effets de cette torsion peuvent conduire à des conséquences graves, en termes de dommages affectant les ouvrages de génie civil. Le deuxième but de ce travail est de proposer une démarche simple et ouverte permettant de vérifier des structures pour lesquelles l'ingénierie est peu présente. La NF EN 1998-1 propose de nombreuses méthodes en fonction de la régularité en plan et en élévation du bâtiment, mais les critères d'autorisation de méthodes simplifiées eux-mêmes, peuvent rebuter des praticiens avertis de l'ingénierie. Cet objectif de simplicité nous conduit à travailler avec deux méthodes d'analyse (proposées par l'Eurocode 8), la méthode des forces latérales et la méthode modale spectrale.

Le premier chapitre de travail est consacré à une étude bibliographique. Celle-ci présente des généralités sur les séismes, ainsi que les règles générales de dimensionnement des bâtiments résistant aux séismes dans le contexte des Normes Européennes. Elle présente également des techniques constructives parasismiques pour

concevoir les charpentes, les diaphragmes, les murs en ossature bois et leurs ancrages dans les éléments porteurs.

Le deuxième chapitre, présente l'étude de l'influence de la torsion sur les sollicitations sismiques dans les contreventements de bâtiment courants en bois en utilisant la méthode des forces latérales avec prise en compte de la torsion structurale et accidentelle. La méthode utilisée est explicitée et un exemple de calcul détaillé est présenté. En partant des caractéristiques mécaniques et géométriques des contreventements et planchers, la méthode permet de déterminer les forces et les couples de torsion par niveau, puis calculer les efforts sur chaque contreventement en valeur enveloppe. La combinaison des actions sismiques suivant les deux directions du plan horizontal, X et Y avec la partie aléatoire de l'excentricité entre centre de gravité et centre de torsion est ainsi prise en compte. Une classification simple et originale de bâtiments courants à ossature en bois est proposée. Elle s'appuie sur une étude paramétrique appliquée à ces bâtiments courants et illustre la possibilité de prendre en compte les phénomènes de torsion sur de tels ouvrages sans calculs complexes et sans dimensionnement exagérément sécuritaire.

Dans le troisième chapitre, des simulations numériques sont conduites sur différentes structures génériques avec plusieurs niveaux de description de la structure, de l'action et des effets mécaniques sur les contreventements. Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel Cast3m. Des analyses modales et modales spectrales sont conduites sur des modèles 3D à grand nombre de degrés de liberté, sur des modèles 3D réduits et sur des modèles brochettes. L'analyse des résultats de ces différents modèles permet notamment de valider la démarche retenue en flexion et ses hypothèses pour prendre en compte le comportement dynamique de ces structures en situation sismique y compris en torsion.

Dans le dernier chapitre, la méthode d'analyse modale spectrale est appliquée sur une structure à ossature bois contreventée, dans chaque direction, par douze éléments distincts. Plusieurs cas de répartition de masse, uniforme ou non-uniforme sont étudiés. Les effets de la torsion sur la distribution des efforts sismiques dans les différents contreventements sont évalués par trois méthodes qui sont la méthode modale spectrale avec torsion structurale et accidentelle, la méthode néozélandaise utilisée dans le chapitre 2 et enfin la méthode forfaitaire proposée par l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1). Enfin, les résultats obtenus par ces méthodes sont comparés pour évaluer leurs limites, leurs avantages et leurs inconvénients.

## Chapitre 1 - Analyse sismique des structure en bois

### 1.1 Généralité sur les séismes

#### 1.1.1 Description des séismes

Les séismes sont les risques naturels majeurs les plus meurtriers dans le monde, généralement associés à des dégâts considérables. Ils correspondent à une rupture superficielle ou profonde de roches résistantes. Au moment de la rupture, l'énergie libérée va se dissiper d'une part sous forme de chaleur et d'autre part, sous forme d'ondes qui se propagent à l'intérieur de la terre, se traduisant en surface par des vibrations du sol [ADA 90].

Il existe plusieurs types d'ondes sismiques (Figure 1.1). Tout d'abord, il y a des ondes de volume qui vont traverser la terre. Leur vitesse dépend du matériau traversé et elle augmente avec la profondeur. On distingue deux types d'ondes de volume. Les ondes P, ou primaires, qui engendrent des dilatations et des compressions des sols parallèlement à la propagation de l'onde, sont les plus rapides. Les ondes S, ou secondaires, provoquent des mouvements du sol perpendiculaire à leur propagation. Ensuite, il existe aussi des ondes de surface qui se propagent parallèlement à la surface et qui sont moins rapides que celles de volumes mais par contre qui peuvent être de plus forte amplitude. Elles se décomposent en deux types, d'un côté les « ondes de Love » dont le déplacement se développe dans un plan horizontal perpendiculaire à la propagation de l'onde et les « ondes de Rayleigh » qui provoquent des déplacements complexes aussi bien verticaux qu'horizontaux.

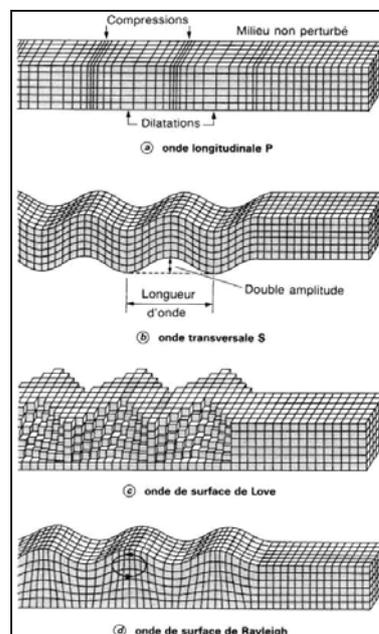


Figure 1.1 : Représentation de différents mouvements du sol dus aux ondes [DOR 07]

Il est important de noter que chaque séisme est unique et afin de caractériser un événement, on se réfère généralement à l'une des deux grandeurs qui sont la magnitude et l'intensité.

La puissance d'un tremblement de terre peut être quantifiée par sa magnitude, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter, représente une quantité logarithmique calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par des sismographes, soit à partir de sa durée. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue qui peut être négative et qui en principe n'a pas de limites. En réalité, sa valeur minimale est limitée par la sensibilité des sismographes, tandis que sa valeur maximale dépend de la longueur de la faille susceptible de se fracturer d'un seul coup [BET 03].

Plusieurs types de magnitude peuvent être utilisés pour caractériser un séisme à savoir la magnitude locale  $M_L$  (utilisée pour des séismes proches dits séismes locaux), la magnitude des ondes de surface  $M_S$  (utilisée pour les séismes lointains, dits télé-séismes), la magnitude des ondes de volume  $M_B$  (définie pour tous les télé-séismes et en particulier pour les séismes profonds), la magnitude de durée  $M_D$  (utilisée également pour des séismes proches mais elle est définie à partir de la durée du signal.), et la magnitude d'énergie ou de Kanamori  $M_W$  (définie pour les très gros séismes) [BET 03].

La magnitude d'un séisme ne doit pas être confondue avec l'intensité macrosismique qui se fonde sur l'observation des effets et des conséquences du séisme en un lieu donné : vibration des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les secousses, ampleur des dégâts. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS). Parmi les différentes échelles, on peut citer :

- l'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF) ;
- l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;
- l'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) (cf. figure 1.2) ;
- l'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise ;
- l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes. L'intensité dépend du lieu d'observation des effets. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques, mais d'éventuels effets de site (écho, amplification locale par exemple) peuvent perturber cette loi moyenne de décroissance. Certains degrés de l'échelle dépendent de la qualité des constructions.

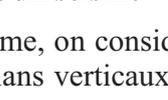
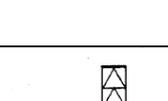
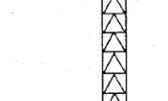
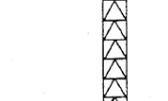
Echelle d'intensité Mercalli			Echelle EMS 98 Classification des dégâts des bâtiments en maçonnerie	
Intensité $I_{MS}$	Description	Accélération maximale au sol approximative (g)		
I	Décelée à l'aide d'instruments sensibles.	< 0,003		Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)
II	Ressentie par quelques personnes aux étages supérieurs. Objets suspendus peuvent balancer.			Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
III	Ressentie à l'intérieur seulement mais pas souvent reconnue. Autos stationnées bougent.	0,003 - 0,007		Degré 2 : Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)
IV	Ressentie par tout le monde à l'intérieur. Provoque le réveil. Autos stationnées bougent assez fortement.	0,007 - 0,015		Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
V	Ressentie par tout le monde. Porcelaine cassée. Plâtre fissuré.	0,015 - 0,030		Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)
VI	La plupart des gens sont effrayés. Plâtre tombe. Cheminées endommagées. Dégâts mineurs.	0,030 - 0,070		Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit ; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
VII	Tout le monde fuit les maisons ou bâtiments. Dommages aux structures dépendent de la qualité de construction.	0,070 - 0,150		Degré 4 : Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)
VIII	Murs de séparation brisés; cadres, statues, murs écroulés. Conducteurs d'autos incommodés.	0,150 - 0,300		Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
IX	Bâtiments déplacés de leurs fondations, fissurés, inclinés. Terre s'ouvre. Conduites souterraines se brisent.	0,300 - 0,700		
X	Glissements de terrain. Rails courbés. Structures en maçonnerie démolies. Terre s'ouvre.	0,700 - 1,50		Degré 5 : Destruction (dégâts structuraux très importants)
XI	Ponts démolis. Seules les nouvelles structures ne s'écroulent pas mais sont très endommagées.	1,50 - 3,00		Effondrement total ou presque total.
XII	Destruction totale.	3,00 - 7,00		

Figure 1.2 : Echelle d'intensité Mercalli et EMS 98 [FIL 96]

## 1.1.2 Conséquences du séisme sur les structures

### 1.1.2.1 Déformations d'une structure dues à un séisme

Pour illustrer les déformations dues au séisme, on considère une structure modélisée dans l'espace, symétrique par rapport à deux plans verticaux, aussi bien du point de vue des raideurs que des masses [CHO 95]. *Les masses sont supposées concentrées aux nœuds* (figure 1.3).

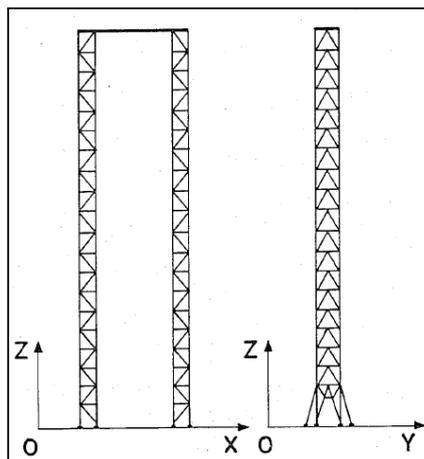
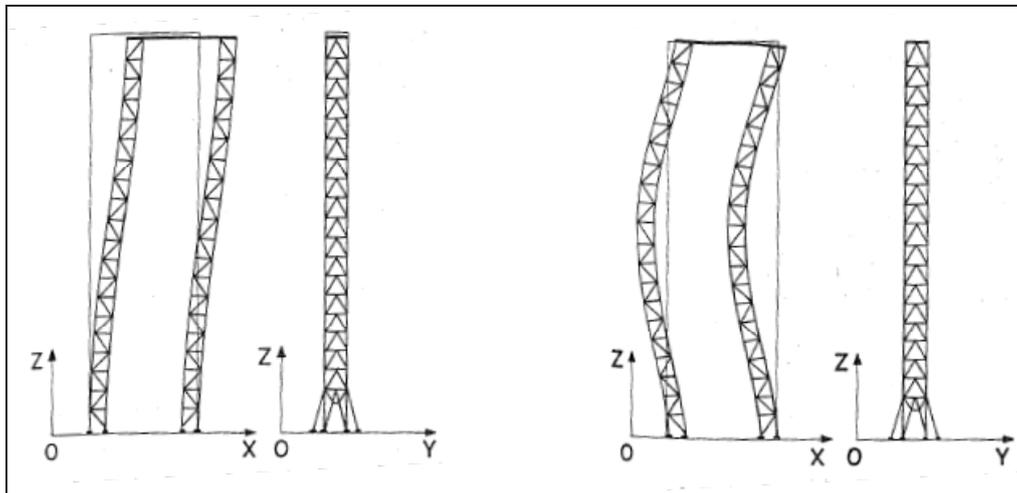


Figure 1.3 : Modèle de structure symétrique [DAV 85a]

Les principaux modes propres de vibration peuvent être groupés en 3 catégories :

➤ les modes de vibration « horizontaux » dans le plan  $Oxz$  : les nœuds se déplacent dans des plans parallèles au plan  $Oxz$ . Ainsi, comme les déplacements horizontaux dans la direction  $Ox$  sont prépondérants par rapport aux déplacements verticaux (figure 1.4), seuls les éléments de structure contenus dans ces plans subissent des efforts.

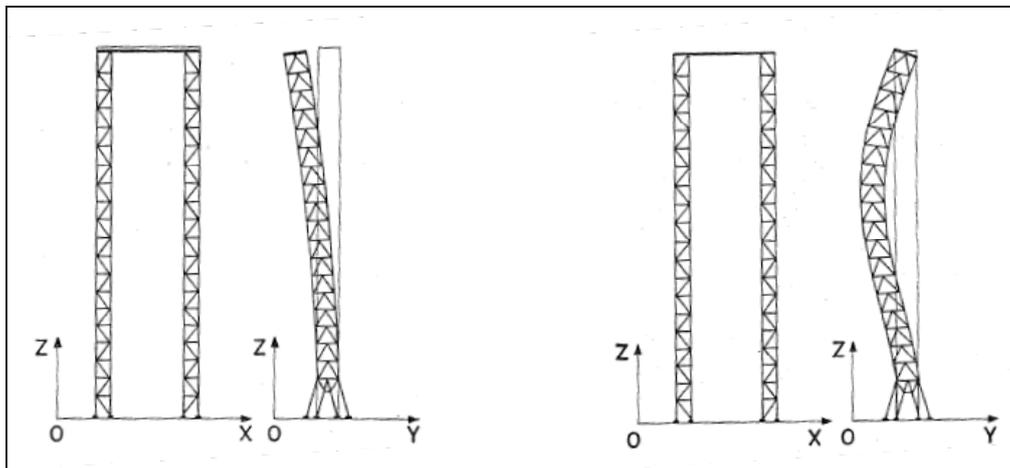


Mode 1, plan  $Oxz$

Mode 2, plan  $Oxz$

Figure 1.4 : Modes de vibration dans le plan  $Oxz$  [DAV 85a]

➤ les modes de vibration dans le plan  $Oyz$  : ces modes sont analogues aux précédents avec les déplacements principaux des nœuds s'effectuant dans la direction  $Oy$  (figure 1.5).

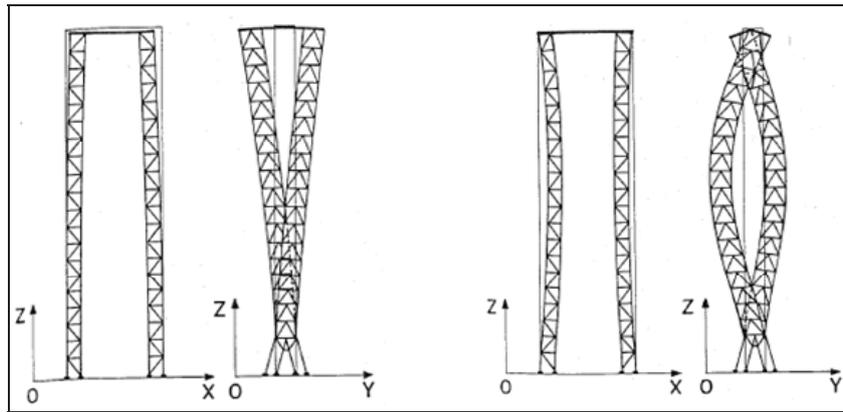


Mode 1, plan  $Oyz$

Mode 2, plan  $Oyz$

Figure 1.5 : Modes de vibration dans le plan  $Oyz$  [DAV 85a]

➤ les modes de vibration de torsion, la structure subit une torsion autour de l'axe  $Oz$ . Les nœuds se déplacent dans des plans horizontaux de manière antisymétrique par rapport à cet axe (figure 1.6).



Mode 1 de torsion

Mode 2 de torsion

Figure 1.6 : Modes de vibration de torsion [DAV 85a]

### 1.1.2.2 Exemples de destructions de structures

Les photos des figures 1.7, 1.8 et 1.9 montrent des destructions d'immeubles dues aux séismes. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme sur les maisons individuelles ou pour des structures porteuses constituées de matériaux différents tels que le bois, l'acier ou la maçonnerie. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre ou qu'elle résiste totalement au séisme n'est pas le fait du hasard mais souvent d'une suite « d'insuffisances » de conception ou de réalisation [FOU 11].



Figure 1.7 : Destructions d'immeubles dues à un séisme au Mexique 1985 [DAV 85b]

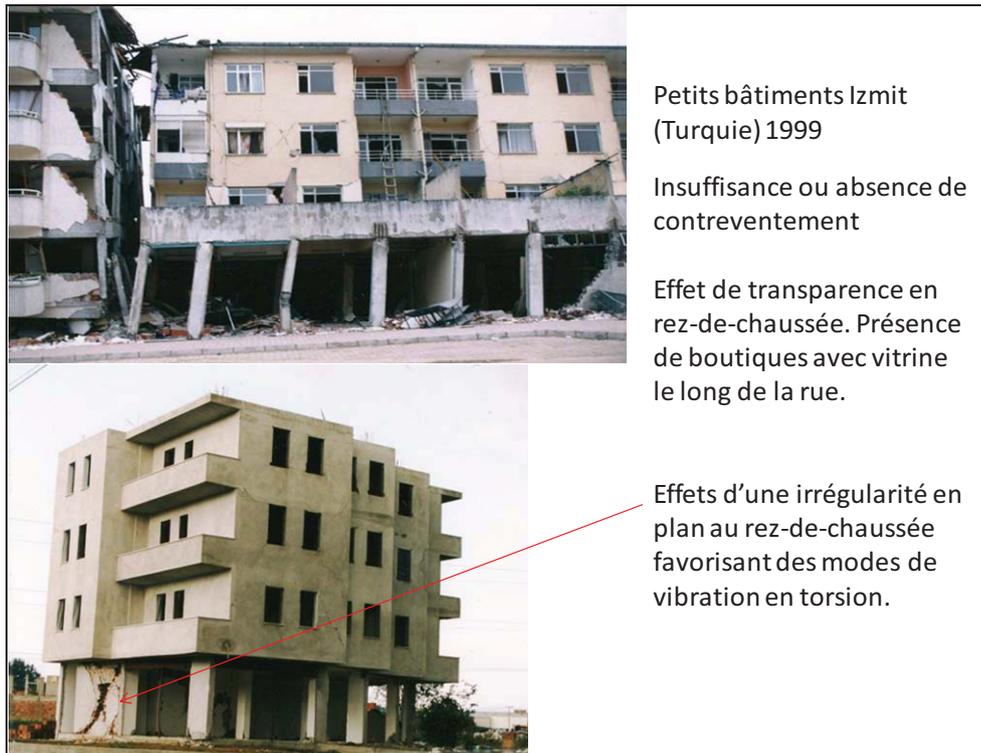


Figure 1.8 : Destructons d'immeubles dues à un séisme en Turquie (1999) [MAZ 99]

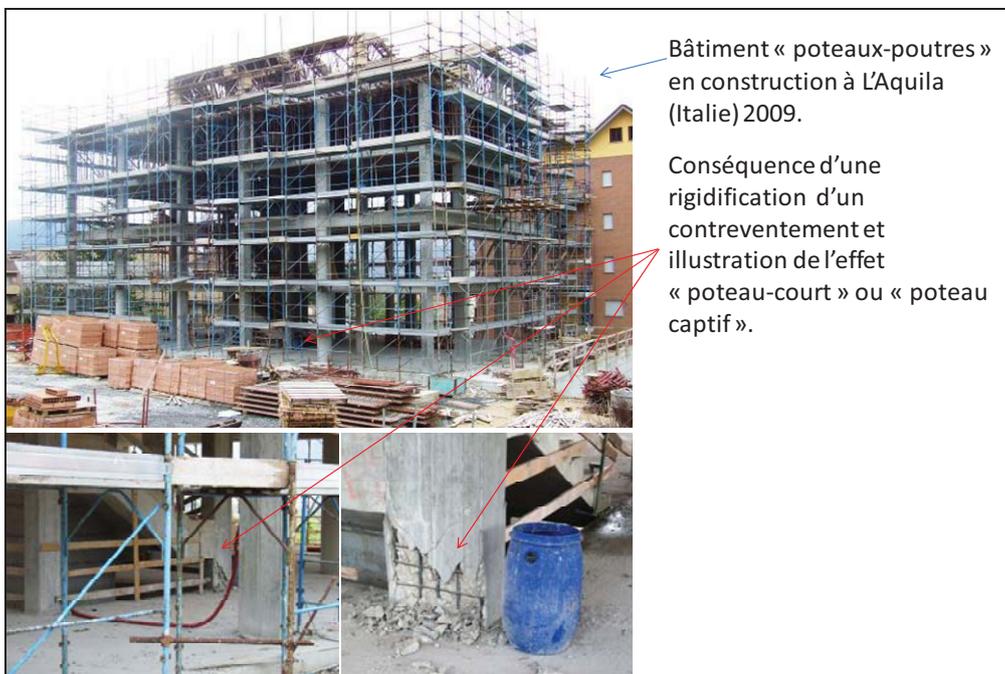


Figure 1.9 : Endommagement d'un immeuble dû à un séisme à l'Aquila 2009 [LER 09]

### 1.1.3 Définition de l'action sismique

#### 1.1.3.1 Mouvement d'un oscillateur simple

L'oscillateur présenté sur la figure 1.10 est constitué d'une masse  $m$ , d'un ressort de raideur  $k$ , et d'un amortisseur  $c$ . Lors d'un séisme, la masse va subir un déplacement  $X(t)$ .

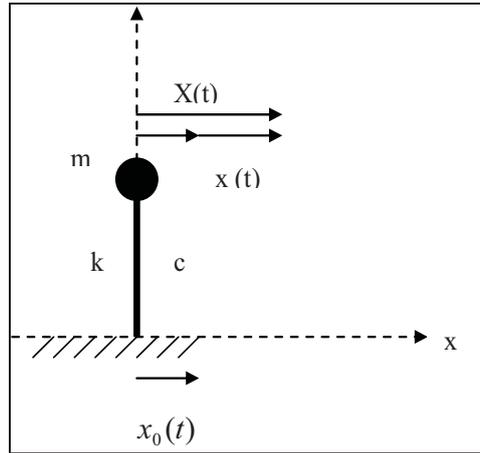


Figure 1.10 : Schéma d'un oscillateur simple.

Mise en équation de l'oscillateur libre :

$$\begin{aligned} m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) &= 0 \\ m (\ddot{x}(t) + \ddot{x}_0(t)) + c \dot{x}(t) + kx(t) &= 0 \\ m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) &= -m \ddot{x}_0(t) \end{aligned} \quad [1.1]$$

L'oscillateur est animé par rapport au repère absolu d'un mouvement de translation défini par  $\ddot{x}_0(t)$  ou  $\gamma(t)$ . Il est caractérisé par sa pulsation propre  $w_0$  et son pourcentage

d'amortissement réduit  $\xi$  :

$$w_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad , \quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

Il est soumis à une force variable équivalente  $f(t) = -m \ddot{x}_0(t) = -m\gamma(t)$

L'équation peut alors s'écrire sous la forme :

$$\ddot{x}(t) + 2\xi w_0 \dot{x}(t) + w_0^2 x(t) = -\ddot{x}_0(t) \quad [1.2]$$

L'intégrale de Duhamel donne le déplacement  $u(t)$  qui a pour équation :

$$u(t) = \frac{-1}{w} \int_0^1 \gamma(\tau) e^{-\xi w_0(1-\tau)} \cdot \sin(w(1-\tau)) \cdot d\tau \quad [1.3]$$

Avec  $w$  la pulsation du système amorti,  $w = w_0 \sqrt{1-\xi^2}$

### 1.1.3.2 Caractérisation des accélérogrammes

L'intégrale de Duhamel permet le calcul de la réponse dynamique de l'oscillateur simple quelle que soit la sollicitation. Un accélérogramme définit la description temporelle d'une sollicitation dynamique,  $\gamma(t)$ , d'un séisme par exemple.

Différents paramètres peuvent caractériser des accélérogrammes pour un site donné :

- l'accélération maximale du sol ou amplitude maximale du mouvement du sol,
- le contenu fréquentiel du séisme représenté par son spectre de réponse,
- la durée de l'accélérogramme,
- le nombre de cycles forts,
- l'intensité d'Arias,
- ...

Les accélérogrammes utilisés peuvent être naturels ou synthétiques. Les accélérogrammes naturels sont choisis parmi une banque de données faites d'accélérogrammes réels. Les accélérogrammes synthétiques sont calculés pour reconstituer au mieux un spectre de réponse donné. Ils ont un nombre de cycles forts supérieur à celui d'un accélérogramme réel et sont donc plus endommageants.

Pour obtenir les spectres de réponse élastique, plusieurs accélérogrammes, représentatifs des séismes probables d'une région, sont appliqués à des oscillateurs simples présentant des périodes propres diverses. La résolution de l'intégrale de Duhamel permet de définir, pour chaque période propre, le maximum de l'accélération, ou de la vitesse ou encore du déplacement de la masse. La courbe enveloppe de ces maxima constitue un spectre de réponse élastique.

A titre d'exemple, l'accélérogramme du séisme Kobe [KOB 95] est présenté sur la figure 1.11.

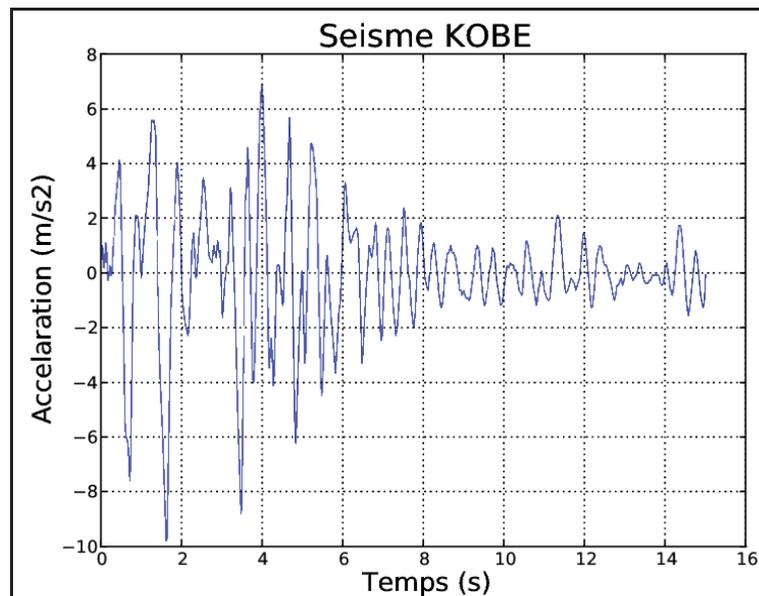


Figure 1.11 : Accélérogramme du séisme Kobe [RIA 11]

### 1.1.3.3 Ductilité et coefficient de comportement

La ductilité est la capacité d'un matériau à se déformer au-delà de sa limite d'élasticité. Bien qu'entraînant des déformations permanentes, l'utilisation du domaine post-élastique des matériaux permet des dissipations d'énergie et de limiter le risque de rupture brutales. La ductilité est un élément essentiel des constructions en zones sismiques, nous verrons par la suite les classes de ductilité, puis le rôle du coefficient de comportement.

L'Eurocode 8 introduit 3 classes de ductilité des structures :

- DCL (ductilité limitée) : emploi limité aux zones de faible sismicité.
- DCM (ductilité moyenne) : Il s'agit de la classe de ductilité la plus fréquente. Ce niveau de ductilité est obtenu en respectant des conditions minimales sur les matériaux et sur les dispositions constructives.
- DCH (haute ductilité) : Niveau de ductilité le plus élevé. Les conditions minimales sur les matériaux, ainsi que les dispositions constructives minimales sont beaucoup plus sévères que pour la classe DCM. Ce niveau de ductilité nécessite l'usage d'une quantité d'armatures beaucoup plus importante que pour la classe DCM.

Le niveau de ductilité visé doit être choisi par le bureau d'étude dès le début de la conception. La classe DCL étant limitée aux zones de faible sismicité, le choix devra être fait entre DCM et DCH. Pour la très grande majorité des bâtiments, la classe de DCM sera suffisante. Il pourra toutefois arriver, dans les zones de forte sismicité, sur un sol meuble ou sur un bâtiment de grande dimension, que la classe DCM ne permette pas de justifier le bâtiment. Il faudra alors, dans ces cas bien précis, passer en classe DCH.

Un principe de construction parasismique, consiste donc à autoriser des incursions dans le domaine post-élastique, à condition d'avoir une ductilité suffisante. Dans une optique de simplification des calculs de vérification des structures en situation sismique, l'hypothèse d'assimiler les déplacements d'un comportement élasto-plastique à ceux d'un comportement élastique est couramment admise pour les basses fréquences, (figure 1.12). Ainsi, le calcul non linéaire est ramené à un calcul linéaire dans cette approche appelée « méthode de linéarisation équivalente ».

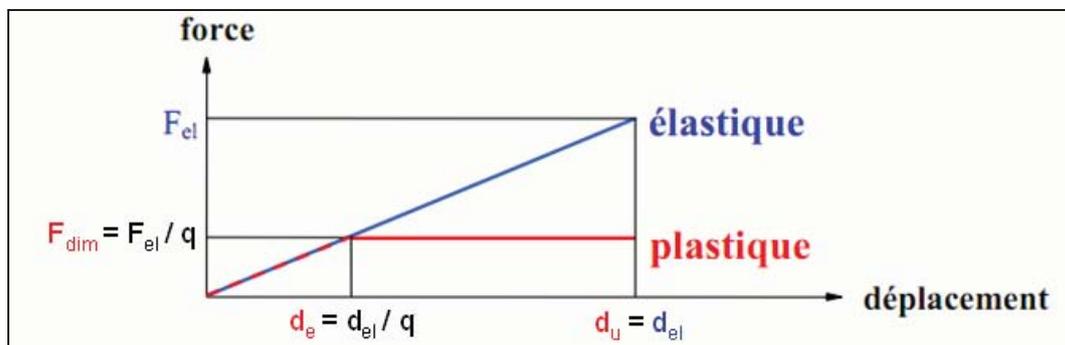


Figure 1.12 : Principe du coefficient de comportement (linéarisation équivalente)

Le coefficient de comportement  $q$  traduit l'ensemble des phénomènes (ductilité, sur-résistance, comportement d'ensemble) qui permettent d'obtenir la résistance qu'aurait la structure si elle était calculée dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, à partir de sa résistance de dimensionnement. En pratique, on peut considérer que  $q$  correspond au rapport entre le déplacement ultime de la structure et le déplacement à la limite d'élasticité des matériaux, mais également au rapport entre la force élastique  $F_{el}$  et la force de dimensionnement  $F_{dim}$  :

$$q = \frac{d_u}{d_e} = \frac{F_{el}}{F_{dim}} \quad [1.4]$$

La valeur du coefficient de comportement est donc liée à la ductilité de la structure, mais aussi à d'autres paramètres. Dans l'Eurocode 8, ce coefficient est donné dans des tableaux en fonction des matériaux et de leur utilisation structurale. Les valeurs données des tableaux sont les maximales qu'il est possible d'utiliser. Elles sont données pour des bâtiments réguliers. De plus, les valeurs du coefficient peuvent être déduites de résultats expérimentaux.

Dans le cas de l'Eurocode 8, si le bâtiment est irrégulier en élévation, les valeurs de  $q$  sont à réduire de 20% sans qu'il soit nécessaire de prendre une valeur inférieure à 1,5.

Il faut aussi souligner que les structures ne présentent généralement pas le même système de stabilisation suivant les directions considérées. Lors de l'étude du comportement sismique d'une structure, un coefficient  $q$  approprié devra être utilisé, dans chacune des directions principales.

#### 1.1.3.4 Spectre de réponse

Un oscillateur est caractérisé par sa pulsation propre  $\omega_0$ , son amortissement réduit  $\xi$  et sa masse  $m$ . Il est soumis à une force variable  $p(t) = -m\gamma_s(t)$  avec  $\gamma_s(t)$  l'accélération imposée à l'appui.

Le déplacement obtenu  $u(t)$  est donné par l'intégrale de Duhamel [CAP 82] :

$$u(t) = \frac{-1}{\omega} \int_0^1 \gamma_s(\tau) e^{-\xi\omega_0(1-\tau)} \sin \omega(1-\tau) d\tau \quad [1.5]$$

Avec  $\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \xi^2}$  pulsation du système amorti.

Le déplacement  $U_{max}$  ne dépend que de  $\omega_0$  et de  $\xi$ . Pour un amortissement donné, on fait varier la pulsation propre et on trace la courbe ( $U_{max}(\omega_0)$ ), spectre de déplacement élastique de l'oscillateur.

Les accélérogrammes mesurés au cours des séismes ne permettent pas de construire des spectres directement exploitables. En effet, les mesures effectuées pour un séisme ne seront jamais les mêmes que pour un autre séisme. Les spectres construits à partir d'accélérogrammes distincts ne peuvent être que différents, il faut donc fixer des critères afin de définir des spectres normalisés. Ceux-ci sont obtenus en considérant un

assez grand nombre de spectres naturels pour des mouvements dont les caractéristiques sont proches de celles de la zone considérée. Les spectres naturels sont eux normalisés sur la base de l'accélération maximale, ou de l'accélération efficace.

Pour expliquer de manière conceptuelle la procédure de construction d'un spectre de réponse on considère des structures avec un degré de liberté (ou oscillateurs simples) avec différentes périodes de vibration  $T$ , tous avec le même facteur d'amortissement. Si on soumet tous ces oscillateurs à l'action d'un même séisme (en utilisant un registre d'accélération,  $\ddot{x}_g(t)$ ), chacun d'eux montrera une réponse différente, laquelle peut être représentée, par exemple, au travers de l'histoire de déplacements  $x(t)$ . Une fois la réponse des oscillateurs calculée il est possible de déterminer le maximum (en valeur absolue, puisque le signe n'a pas d'importance) de chacun d'eux et les mettre dans un graphique en fonction de la période de vibration, pour obtenir un spectre de réponse. En effet, chaque point du spectre représente la réponse maximale de chaque oscillateur avec période  $T$  (Figure 1.13). Chaque séisme a un spectre qui lui est propre. Mais suivant le type de sismicité, il est possible d'établir des spectres enveloppes qui décrivent le séisme qu'il est possible d'envisager.

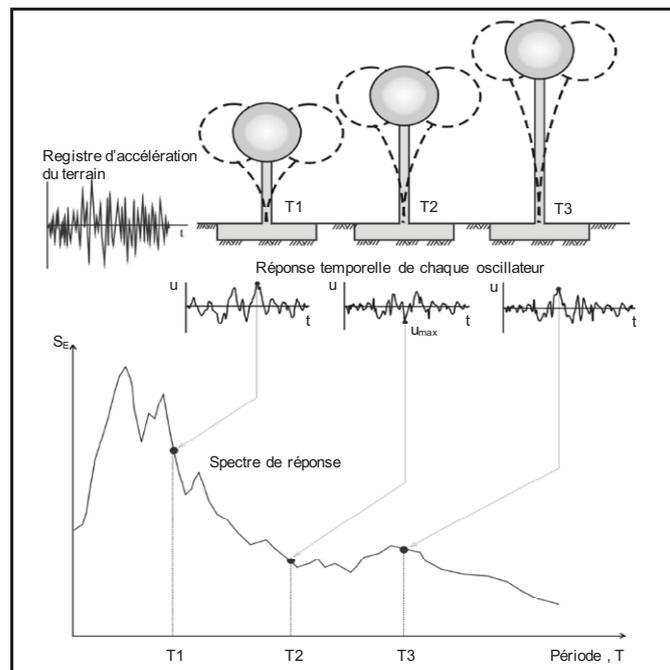


Figure 1.13 : Graphique indicatif de la méthode de détermination du spectre de réponse

### 1.1.3.5 Spectre de calcul

Les systèmes structuraux capables de fonctionner dans un domaine plastique permettent de dissiper plus d'énergie associée à une action dynamique sévère qu'un système élastique sans ductilité. La capacité de dissipation d'énergie de la structure, peut être prise en compte en réalisant une analyse élastique fondée sur un spectre de réponse réduit par rapport au spectre élastique, dénommé ci-après « spectre de calcul ». Cette réduction est réalisée en introduisant le coefficient de comportement  $q$ . L'Eurocode 8 définit donc des spectres de calcul (EC8-1 §3.2.2.5).

Le spectre de calcul  $S_d(T)$  est défini par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 \text{Pour } 0 \leq T \leq T_B : \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 \text{Pour } T_B \leq T \leq T_C : \quad S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 \text{Pour } T_C \leq T \leq T_D : \quad S_d(T) &= \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ 0,2 \cdot a_g \end{array} \right. \quad [1.6] \\
 \text{Pour } T_D \leq T : \quad S_d(T) &= \max \left\{ \begin{array}{l} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \\ 0,2 \cdot a_g \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

où :

- q : est le coefficient de comportement,
- $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  : sont des périodes définissant le spectre,
- S : est le paramètre du sol ;
- $a_g$  : est l'accélération de calcul.

Les périodes  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  définissant le spectre de réponse élastique dépendent de la classe de sol via le paramètre de sol S et de la zone définissant le risque sismique via l'accélération sismique de calcul  $a_g$ . Les valeurs de ces périodes à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontale et verticale du mouvement sismique, exprimées en secondes, sont données dans le tableau 1.1.

Classes de sol	Pour les zones de simicité 1 à 4			Pour les zones de simicité 5		
	TB (s)	TC (s)	TD (s)	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2

Tableau 1.1 : Valeurs des paramètres définissant le spectre [EC8 04]

La représentation des différents spectres en fonction de la zone et du type de sol est donnée par les figures 1.14 et 1.15. Ces spectres correspondent à une valeur d'un coefficient  $q = 2,0$ .

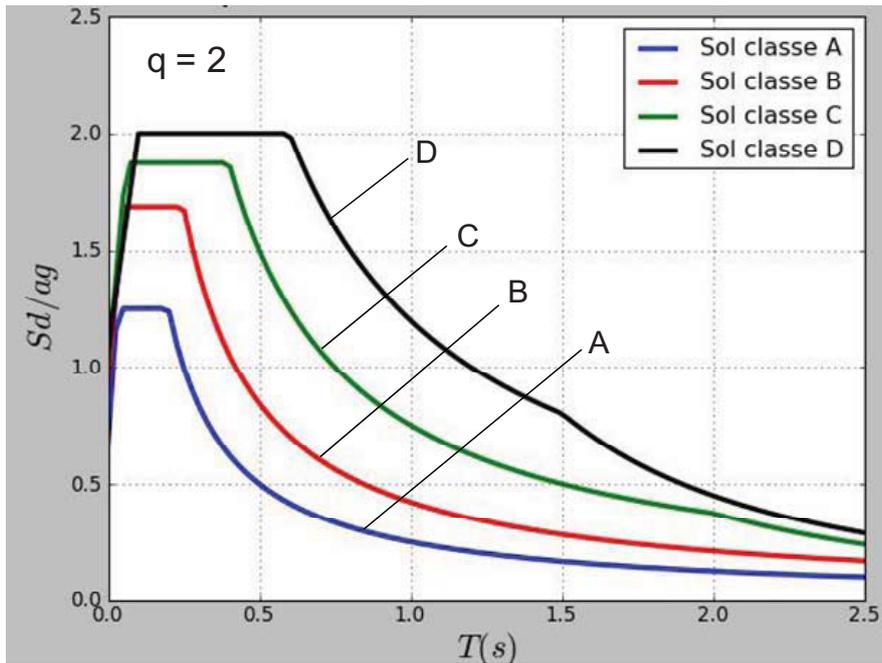


Figure 1.14 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 1 à 4 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de  $q=2$

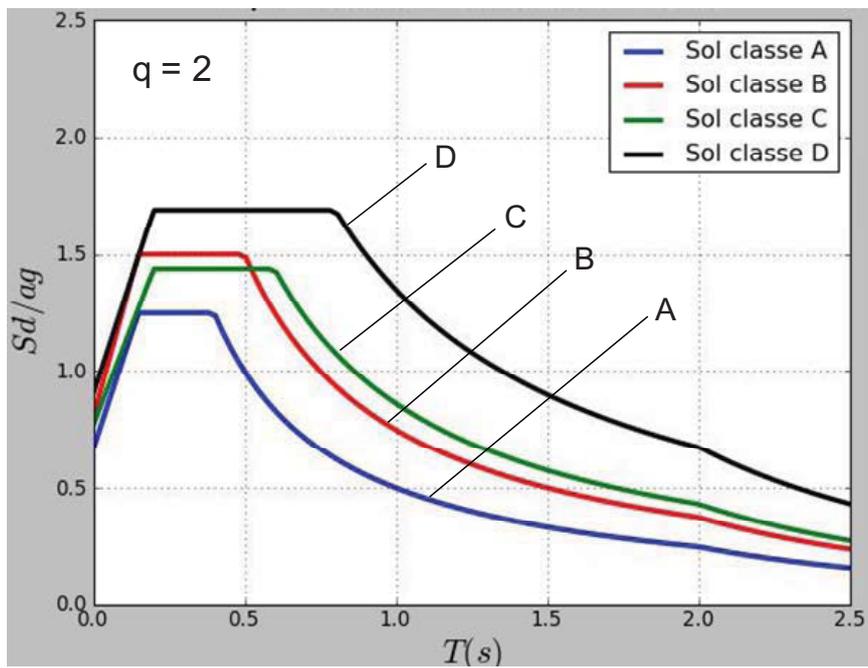


Figure 1.15 : Allure des spectres de calcul des zones de sismicité 5 pour analyse linéaire pour les classes de sol A à D et une valeur de  $q=2$

### 1.1.4 Objectifs des calculs parasismiques

Les objectifs parasismiques les plus importants sont les suivants [EC8 04], [JAB 09] :

➤ Sécurité des personnes :

Cet objectif concerne les systèmes dont la défaillance mettrait en défaut la protection directe ou indirecte des personnes. On entend par protection directe toute action permettant de protéger les personnes contre un effet directement induit par l'événement sismique. Il s'agit par exemple de prévenir l'effondrement de la totalité ou d'une partie de la structure, mais aussi la chute d'une charge lourde ou d'une étagère ancrée au mur. On entend par protection indirecte toute action permettant de protéger les personnes contre un effet indirectement induit par l'événement sismique (sur-accident).

➤ Maintien des fonctions :

Cet objectif ne concerne que les systèmes dont la défaillance mettrait en défaut la fonction jugée indispensable pendant et /ou après l'événement. On entend par fonction du système la capacité de celui-ci à pouvoir jouer son rôle à tout moment pendant ou après l'événement. Cette fonction nécessitera par corollaire une vérification in situ que l'environnement du système n'est pas de nature à augmenter le risque de perte de la fonction (ex. : vérifications des liaisons entre les différents éléments d'une façade).

➤ Sauvegarde des biens :

Cet objectif ne concerne que les systèmes dont la défaillance conduirait à des pertes économiques jugées inacceptables par le Maître d'Ouvrage ou le Chef d'Etablissement.

## 1.2 Réglementation parasismique

### 1.2.1 Contexte réglementaire

Le décret du 22 Octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique (décret n° 2010-1254), définit les modalités d'application des règles de construction parasismique pouvant être imposées aux équipements, bâtiments et installations dans les zones exposées à un risque sismique.

Il répartit les bâtiments en 2 catégories :

- à risque normal (logements, bâtiments recevant du public, bureaux...),
- à risque spécial (installations classées).

Le nouveau zonage sismique de la réglementation en France, qui concerne l'application des règles de construction parasismique pour les ouvrages, s'appuie sur la carte d'aléa sismique illustrée sur la figure 1.16 [DEC 10], [ARR 10].

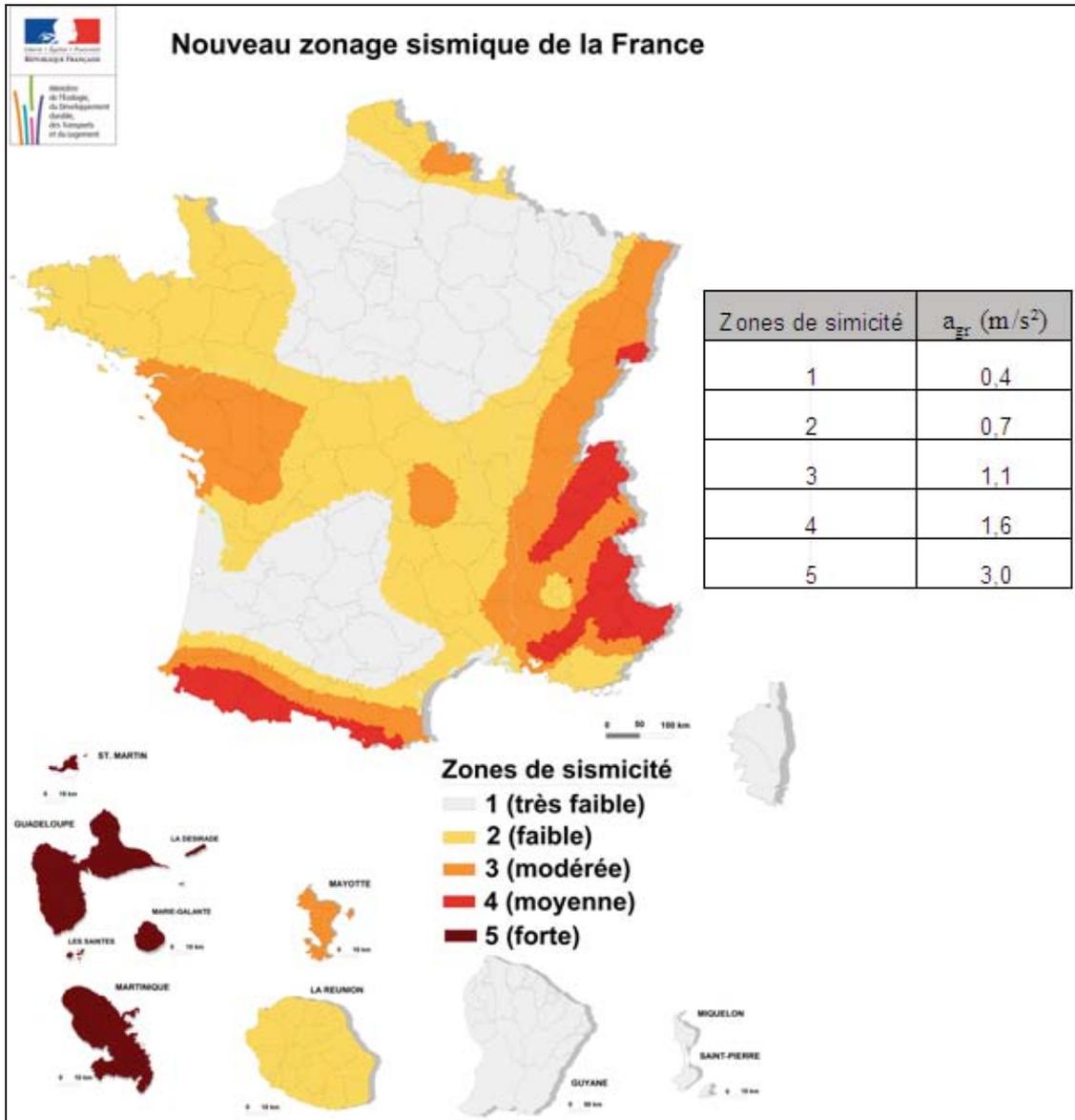


Figure 1.16 : Carte d'aléa sismique de la France [www.planseisme.fr]

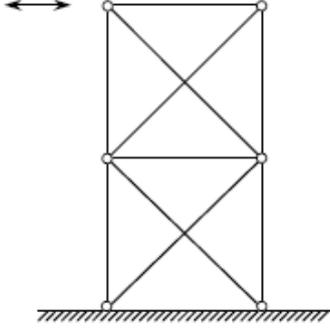
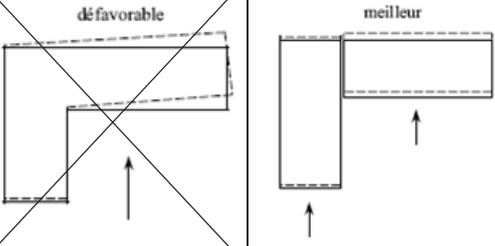
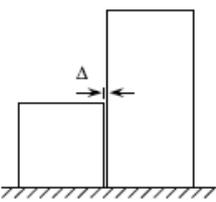
Selon l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicable aux bâtiments de la catégorie dite « à risque normal » les bâtiments sont divisés en plusieurs catégories selon leur importance (Catégories d'importance I, II, III ou IV). Les catégories d'importance des bâtiments définies dans cet arrêté sont données dans le tableau 1.2.

Catégorie d'importance	Bâtiments
I	Bâtiments dont la défaillance présente un risque minime pour les personnes ou l'activité économique. Activité de longue durée exclue (exc. bâtiments agricoles)
II	<p>Bâtiments dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- habitations individuelles</li> <li>- habitations collectives, bureaux, h ≤ 28 m</li> <li>- établissements recevant du public de 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> catégories</li> <li>- parcs publics de stationnement</li> <li>- autres bâtiments accueillant ≤ 300 personnes (1 personne/12 m<sup>2</sup> SHON ou déclaration dans les établissements recevant du public)</li> </ul>
III	<p>Bâtiments à risque élevé pour les personnes ou les activités :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- bâtiments d'habitation collectifs, bureaux, h &gt; 28 m</li> <li>- établissements recevant du public de 1<sup>ère</sup> à 3<sup>ème</sup> catégories</li> <li>- autres bâtiments accueillant &gt; 300 personnes</li> <li>- établissements sanitaires et sociaux sauf exception</li> <li>- bâtiments de production collective d'énergie</li> <li>- tous les établissements d'enseignement (projet d'arrêté)</li> </ul> <p>Bâtiments dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou l'ordre public :</p>
IV	<ul style="list-style-type: none"> <li>- bâtiments abritant les moyens de secours</li> <li>- bâtiments définis par le ministère de la défense</li> <li>- bâtiments assurant les communications</li> <li>- établissements recevant du public de la santé spécialisés en affectations graves</li> <li>- production et stockage d'eau potable</li> <li>- distribution publique de l'énergie</li> <li>- centres de météorologie</li> </ul>

Tableau 1.2 : Catégories d'importance des bâtiments [ARR 10]

### 1.2.2 Principes de conception

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place [ALB 08]. Les réglementations utilisées dans la conception de la structure préconisent de retenir certaines solutions technologiques telles que :

<p>➤ <i>Concevoir soigneusement les contreventements triangulés :</i></p> <p>On peut recourir aux contreventements triangulés pour renforcer les bâtiments, mais il est impératif de les choisir et de les agencer avec le plus grand soin. En effet, les contreventements triangulés usuels, avec leurs liaisons centrées aux nœuds et leurs diagonales élancées, se comportent souvent de manière très défavorable lors d'une sollicitation cyclique. Les diagonales se plastifient en traction, s'allongent et flambent ensuite en compression. De ce fait, la rigidité des contreventements triangulés diminue fortement au passage du point de déformation nulle, ce qui entraîne des effets dynamiques qui peuvent contribuer à la ruine de la structure. De tels contreventements triangulés ne devraient donc être prévus que pour des comportements élastiques ou une ductilité très basse.</p>	 <p>Choisir et concevoir soigneusement les contreventements triangulés !</p>
<p>➤ <i>Les plans compacts :</i></p> <p>Il est préférable de désolidariser les parties différentes de la structure pour qu'elles vibrent indépendamment ; on limite ainsi les modes de vibration en torsion et des efforts importants dans la zone d'angle.</p>	
<p>➤ <i>Les joints entre deux bâtiments :</i></p> <p>Les joints doivent éviter que les bâtiments voisins s'entrechoquent (pounding) et se martèlent (hammering). Ces phénomènes sont particulièrement dangereux lorsque les dalles des bâtiments voisins se trouvent à des niveaux différents et heurtent les poteaux de l'autre bâtiment. Cela signifie que les joints doivent avoir une largeur minimale (normes) et qu'ils doivent être vides et ne doivent pas présenter des points de contact.</p>	 <p>Concevoir les joints entre deux bâtiments de façon appropriée !</p>

<p>➤ « Assouplir » peut être plus efficace que « raidir » :</p> <p>Un «assouplissement» (softening) ou un affaiblissement de la structure porteuse par exemple, en incorporant des appuis sismiques en matière synthétique, peut provoquer un déplacement de la fréquence propre dans le domaine favorable du spectre de dimensionnement. Ainsi, contrairement à un renforcement, ou un raidissement, souvent combiné avec une augmentation de l'amortissement, les forces sismiques résultantes peuvent être réduites de façon notable. Par contre, les déplacements relatifs augmentent très fortement.</p>	<p>The figure consists of two vertically stacked graphs. The top graph has 'accélération' on the y-axis and 'période' on the x-axis. It shows a curve with a peak. A vertical dashed line marks a specific period. To the left of this line, an arrow labeled « raidir » points left, indicating a shift of the peak to shorter periods. To the right, an arrow labeled « assouplir » points right, indicating a shift to longer periods. The bottom graph has 'déformation relative' on the y-axis and 'période' on the x-axis. It shows a curve that increases with period. A vertical dashed line marks the same period as in the top graph. Two points are marked on the curve: one at a shorter period (lower deformation) and one at a longer period (higher deformation), illustrating that softening leads to larger relative deformations.</p>
---	---

Tableau 1.3 : Solutions technologiques à retenir [BAC 02]

### 1.2.3 Les critères de régularité

Les règlements, aussi bien l'Eurocode 8 [EC8 05] que les PS92 [PS 92] énoncent des critères qui permettent de déterminer la régularité de la structure et par conséquent de choisir une méthode de calcul, simplifiée ou non. La régularité en plan d'un bâtiment tend à limiter les risques de torsion autour de l'axe vertical. Le respect des conditions de critères en élévation permet d'assurer le caractère progressif de la déformation du premier mode et d'éviter qu'un mode d'ordre supérieur ait une influence non négligeable dans la déformation de la structure soumise à l'action sismique [FOU 07].

#### 1.2.3.1 Critères de régularité en plan

La régularité en plan est visée pour limiter les phénomènes de torsion d'axe vertical. Les critères de régularité en plan peuvent être scindés en deux catégories [LAM 08] [RAM 07].

- Les premiers concernent des vérifications géométriques :
  - la structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales,
  - la configuration en plan doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne. Si des retraits existent, la surface de retrait ne dépasse pas 5% de la surface du polygone dans lequel s'inscrit le plancher,
  - l'élancement de bâtiment  $\lambda$  est défini comme le rapport suivant :

$$\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4 \quad [1.7]$$

où :  $L_{\max}$  et  $L_{\min}$  sont la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment mesurées dans les directions orthogonales.

➤ Les seconds sont de nature mécanique :

- d'abord il faut s'assurer que les diaphragmes constitués par les planchers à chaque niveau sont suffisamment rigides vis-à-vis des éléments de contreventement vertical afin que les déplacements des diaphragmes aux différents niveaux puissent être assimilés à des déplacements de diaphragmes rigides [DHI 04] [FOU 09],
- à chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, l'excentricité structurale doit vérifier les deux conditions ci-dessous :

$$e_{0x(y)} \leq 0,30.r_{x(y)} \quad ; \quad L_s \leq r_{x(y)} \quad [1.8]$$

où :

$e_{0x(y)}$  : est l'excentricité structurale (la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité) suivant la direction x (suivant la direction y)

$r_{x(y)}$  : est le rayon de torsion, racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale suivant la direction x (suivant la direction y)

$$r^2 = \frac{\sum \text{raideur\_torsion}}{\sum \text{raideur\_translation}} = \frac{\sum_i k_i r_i^2}{\sum_i k_i} \quad [1.9]$$

$L_s$  : est le rayon de giration massique du plancher en plan, racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher.

$$L_s = \sqrt{\frac{\iint y^2 \rho ds}{m_i}} \quad [1.10]$$

### 1.2.3.2 Critères de régularité en élévation

➤ Les conditions de régularité en élévation permettent d'assurer des déformations progressives du premier mode, et de limiter l'influence d'un mode d'ordre supérieur à 1. Ces conditions sont nécessaires pour permettre l'utilisation de la méthode de calcul simplifiée [LUI 97]. Dans ces conditions, elles s'expriment de la manière suivante :

- tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis la fondation jusqu'au sommet du bâtiment.
- la raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent être constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.
- lorsque la structure présente des retraits, il faut respecter une variation progressive des formes géométriques en hauteur, sauf les cas particuliers représentés sur la figure 1.17.

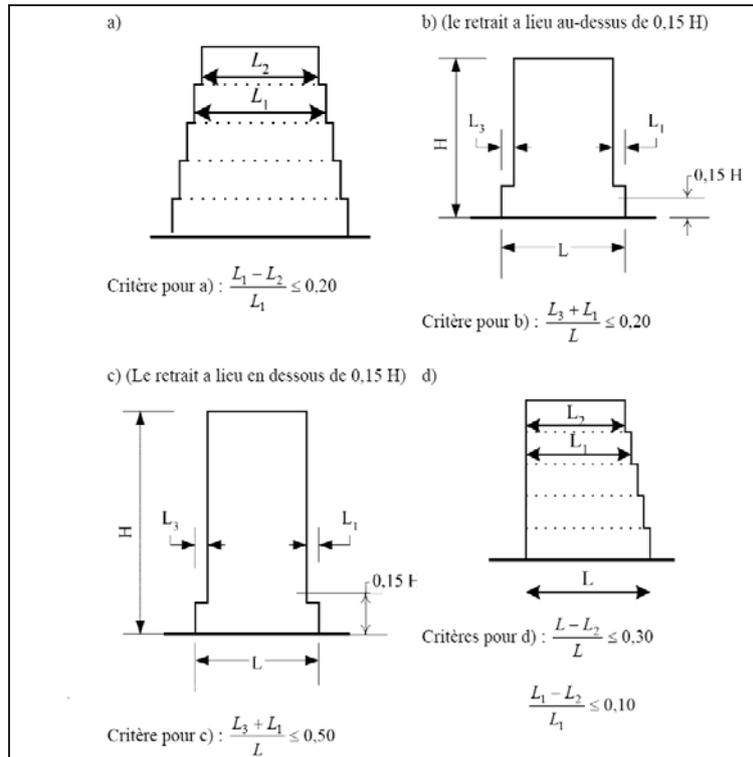


Figure 1.17 : Les retraits présentés en élévation [EC8 04]

➤ Exemples de structures contenant des niveaux flexibles (irrégulières en élévation) à éviter :

- Les rez-de-chaussée flexibles : de nombreux effondrements de bâtiments lors des tremblements de terre sont à mettre sur le compte d'éléments de stabilisation présents dans les étages supérieurs, mais absents au rez-de-chaussée où seuls des poteaux relativement minces subsistent. Cela entraîne un rez-de-chaussée flexible horizontalement « soft storey » et conduit au « mécanisme d'étage ».
- Les étages supérieurs flexibles : lorsqu'à un étage supérieur la stabilisation horizontale est affaiblie ou même totalement absente, cela entraîne un étage flexible et par conséquent un mécanisme de poteaux dangereux (mécanisme d'étage).

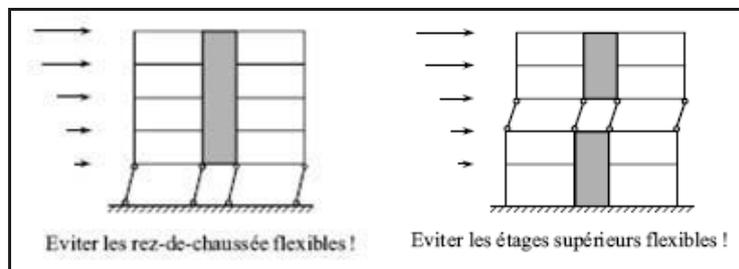


Figure 1.18 : Structure ayant des niveaux flexibles [BAC 02]

Afin de mettre en évidence les conséquences d'étages souples dans un bâtiment en bois, un calcul par éléments finis a été conduit sur un R+2 avec 3 murs de contreventement identiques. Le bâtiment est à usage de bureaux et se situe dans une zone de sismicité 3. Les caractéristiques géométriques et matérielles des éléments constitutifs des panneaux élémentaires sont détaillées dans le tableau 1.4. Deux cas de figures sont modélisés sur le logiciel Cast3m, où les éléments flexibles sont employés respectivement au niveau du RDC et au niveau du premier étage. La structure de 2 étages de dimensions  $11 \times 10 = 110 \text{ m}^2$  est constituée des panneaux élémentaires de contreventement (longueur 1,10 m et hauteur 2,8 m) modélisés comme une structure triangulée composée de deux poteaux, de deux poutres et d'une diagonale. Les poutres et poteaux sont modélisés par des éléments « poutre ». La diagonale est modélisée par un élément « barre ». Les caractéristiques sectorielles de ces éléments sont calées pour que la raideur d'un contreventement élémentaire corresponde à un panneau d'ossature bois tel que défini en paragraphe 3.2.1.1.

Les éléments constituant la structure						
	a (m)	b (m)	s (m <sup>2</sup> )	Iz (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	E (Pa)
Poutre	0,15	0,05	0,0075	$1,56 \cdot 10^{-6}$	$1,41 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{10}$
Barre	0,01	0,01	0,0001			$1,2 \cdot 10^{10}$

Tableau 1.4 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre

Dans cet exemple, on étudie les modes propres de la structure dans la direction horizontale Ox.

La rigidité de chaque étage dans une direction donnée est équivalente aux nombres de panneaux élémentaires. Ainsi, le niveau considéré comme flexible est constitué de moins de panneaux élémentaires en le comparant aux autres niveaux du bâtiment. En effet, on va mettre 4 panneaux élémentaires pour le niveau flexible et 10 panneaux élémentaires pour les autres niveaux.

Les deux cas de figures étudiés sont illustrés dans la figure 1.19 :

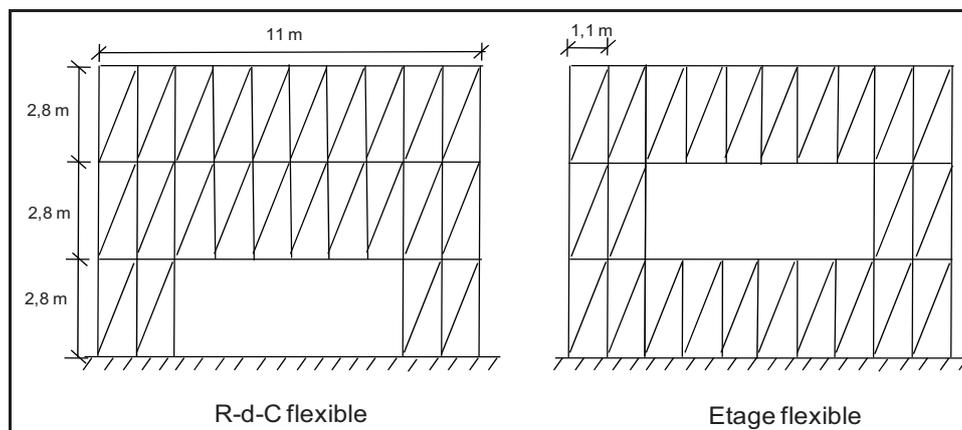


Figure 1.19 : Différents positionnements d'une ouverture dans un mur de contreventement

On utilise des valeurs de masse tabulées issues du guide RSPB [FOU 08] pour estimer la masse totale de la structure (exprimée en tonnes) en multipliant la surface d'emprise au sol par un coefficient de typologie :

Coefficient de typologie pour bâtiment de bureaux en R+2 :

	120 m <sup>2</sup>	0,950
	100 m <sup>2</sup>	0,967
→	110 m <sup>2</sup>	(0,950 + 0,967)/2 = 0,958

Masse totale estimée de la structure : 110 x 0,958 ≈ 106 tonnes.

Ensuite, la masse totale de la structure est répartie uniformément aux nœuds principaux des 3 planchers. On considère un contreventement dans chaque façade et un contreventement en refend, soit 3 murs de contreventement pour le bâtiment. A chaque nœud, on impose donc une masse ponctuelle  $m_i$ .

$$\text{où : } m_i = \frac{106}{3 \times 3 \times 11} = 1,07 \text{ tonnes} = 1070 \text{ kg}$$

Le calcul des fréquences propres du premier mode de vibration de la structure est effectué afin d'étudier l'influence des éléments flexibles sur le comportement dynamique de la structure. La figure 1.20 illustre les géométries initiales et les déformées des deux structures au premier mode de vibration. La structure initiale est en rouge et la structure déformée est en vert.

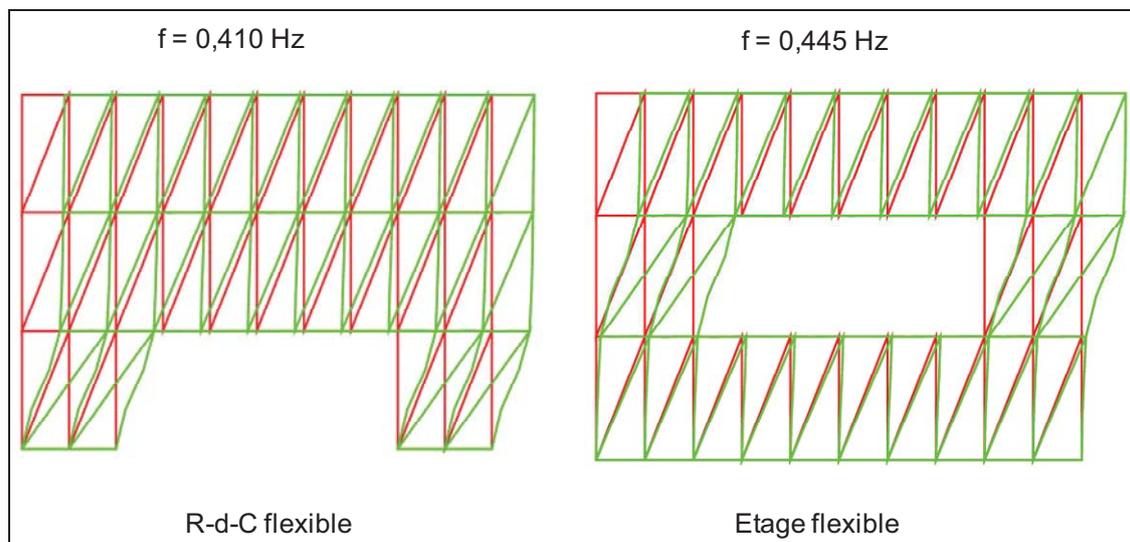


Figure 1.20 : Influence d'un niveau flexible sur le comportement dynamique de la structure, premiers modes propres de vibration en translation.

On constate que les déformées des niveaux des éléments flexibles sont beaucoup plus importantes que les autres niveaux. Par conséquent, ils constituent des sites fortement sollicités lors d'un séisme et qui sont donc propices à un amorçage de défaillance de la structure [AWK 99]. Il nous faut donc éviter ces configurations d'étages souples dans une conception parasismique.

### 1.2.4 Influence de la régularité sur l'analyse et le calcul sismique

La NF EN 1998-1 propose de nombreuses possibilités pour aborder la vérification d'un ouvrage en situation sismique. La figure 1.21 synthétise ces différentes possibilités. Deux approches sont basées sur une analyse linéaire. Elles concernent la méthode d'analyse par forces latérales pour les bâtiments réguliers en élévation et l'analyse modale spectrale utilisable pour tous les types de bâtiment [GMU 09] [HAD 81]. Deux autres approches sont basées sur une analyse non linéaire. Elles concernent l'analyse statique non linéaire (poussée progressive) et l'analyse temporelle non linéaire.

La linéarisation équivalente proposée, basée sur la prise en compte de coefficients de comportement, traduit la ductilité globale de la structure. L'Eurocode 8 exige du concepteur l'utilisation de modèles et analyses en fonction de la régularité en plan et en élévation du bâtiment ; le tableau 1.5 rappelle ces prescriptions. Pour le cas de bâtiments réguliers en élévation et irréguliers en plan, la NF EN 1998-1 autorise l'utilisation d'un modèle spatial et d'une analyse par la méthode de la force latérale. Cette démarche conduit à une interprétation spécifique d'un « modèle spatial ».

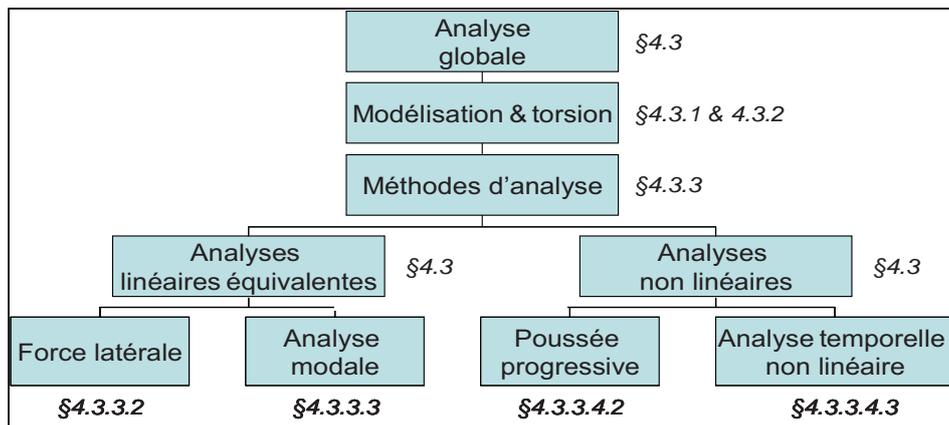


Figure 1.21 : Différentes approches proposées par la NF EN 1998-1 [VUT 09]

Analyse linéaire avec q										
Tous types de bâtiments					Bâtiments H<10 m + conditions					
Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse			valeurs de q	Régularité		Simplifications de modèle et type d'analyse		valeurs de q
plan	élévation	plan	force latérale	référence	plan	élévation	plan	force latérale	référence	
oui	oui	plan	force latérale	référence	oui	oui	plan	force latérale	référence	
oui	non	plan	modale	minorée	oui	non	plan	modale	minorée	
non	oui	<b>spatial</b>	force latérale	<b>référence</b>	non	oui	<b>plan</b>	force latérale	<b>référence</b>	
non	non	spatial	modale	minorée	non	non	spatial	modale	minorée	

Tableau 1.5 : Associations prescrites par la NF EN 1998-1 entre régularités, analyse globale, modélisation et coefficients de comportement de structures [VUT 10]

La méthode d'analyse par force latérale est appliquée aux bâtiments dont la réponse est affectée principalement par le mode fondamental alors les contributions des modes de vibration de rang plus élevé dans chaque direction principale ne sont pas prises en compte. On établit alors la période fondamentale  $T_1$  du système en se basant sur sa géométrie. L'analyse modale se base sur tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse de l'ouvrage, on peut alors obtenir autant de périodes propres  $T_i$  que de degrés de liberté du modèle considéré. Les étapes nécessaires pour pouvoir faire une analyse par force latérale ou une analyse modale sont présentées dans l'organigramme suivant (figure 1.22).

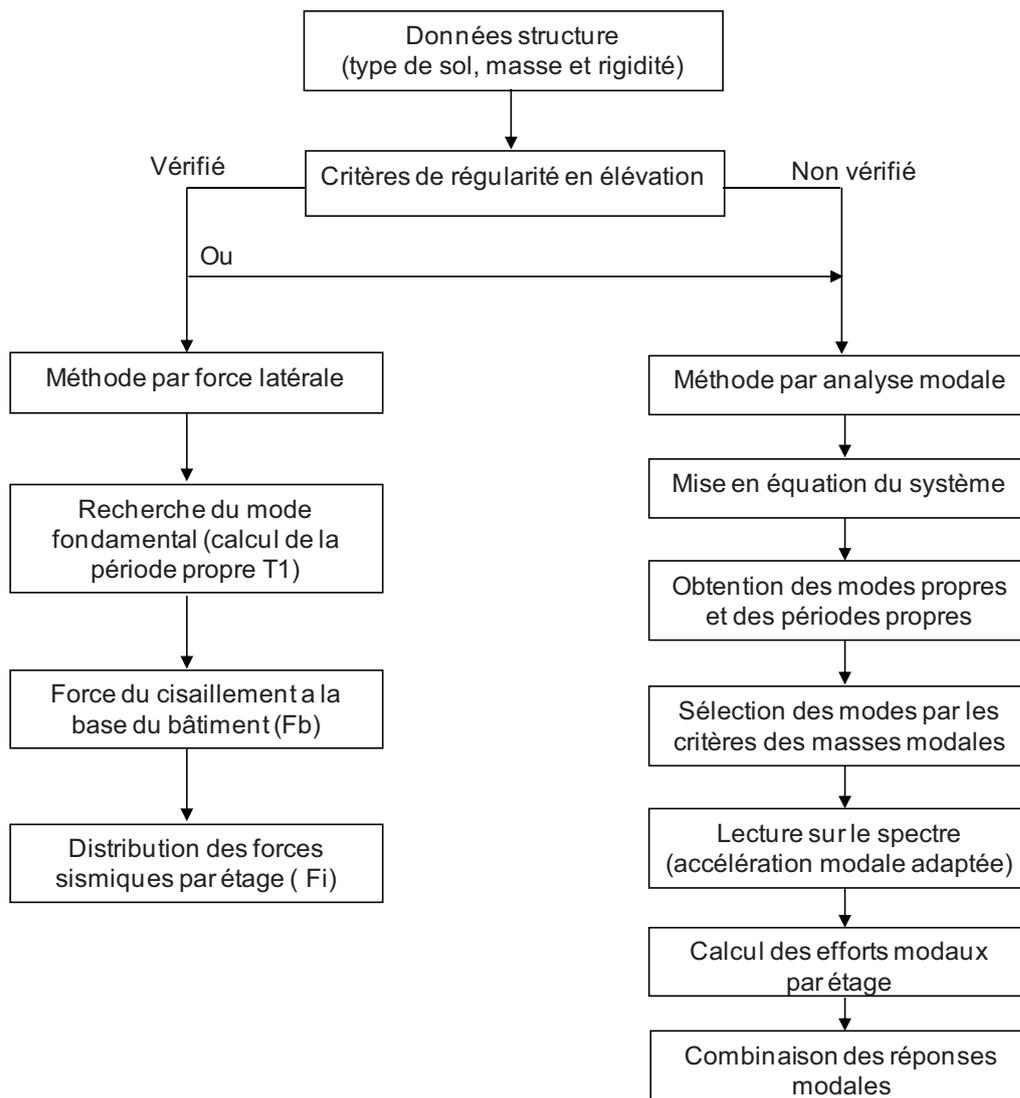


Figure 1.22 : Démarche de l'analyse élastique linéaire sur un modèle de type brochette

### 1.2.5 Effets de la torsion

La torsion autour de l'axe vertical est un phénomène destructeur lors d'un séisme car elle tend à solliciter de façon non uniforme les différents éléments de la structure [CIO 02] [GUP 94]. Il convient donc que les bâtiments puissent disposer, en plus de leur rigidité vis-à-vis des actions latérales, d'une résistance et d'une rigidité appropriées à la torsion [AND 77] [HEJ 89]. Afin de prendre en compte ce phénomène, il est nécessaire de comprendre son origine et ensuite d'expliquer comment calculer le centre de masse et le centre de rigidité, de montrer de quelle manière l'Eurocode 8 intègre la torsion dans ses méthodes de calcul et d'énumérer les différents types de représentations simplifiées.

#### 1.2.5.1 Origines du phénomène de torsion

Trois causes principales peuvent être à l'origine de la torsion [LLE 95].

- C'est l'existence d'excentricité entre les centres de gravité ( $C_G$ ) et les centres de rigidité ( $C_T$ ). Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion. En effet, le centre de gravité, point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre, n'est généralement pas confondu avec le centre de rigidité de l'étage considéré. Pour un bâtiment multi-étages, les centres de gravité et les centres de rigidité des différents niveaux ne sont pas nécessairement sur des lignes verticales [CHA 04] [PEK 90].

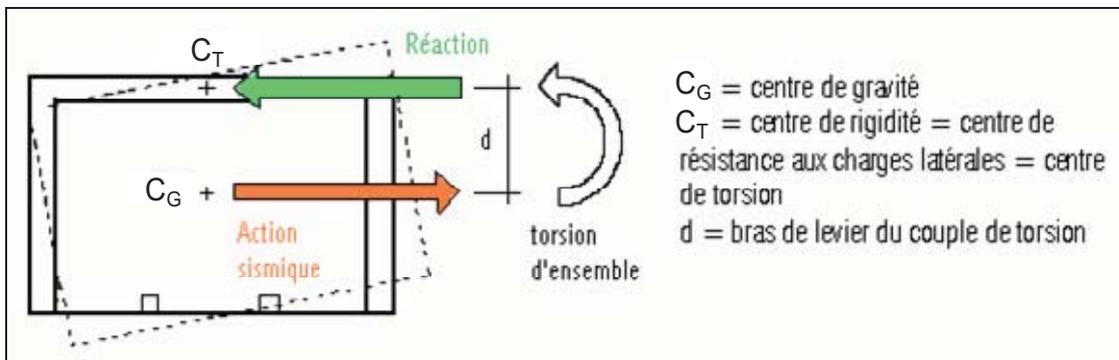


Figure 1.23 : Excentrement entraînant un phénomène de torsion [GIR 97]

- Ensuite, les incertitudes diverses sur les positions des centres de gravité et des centres de rigidité à chaque étage sont des facteurs importants. La position du centre de masse de chaque niveau n'est pas connue de façon précise car elle dépend de l'utilisation de l'étage. En effet, l'affectation des locaux a une incidence importante sur la distribution des masses (archives, salle de réunion, etc...) [DIM 03]. La position des centres de rigidité de chaque niveau dépend de la flexibilité réelle des diverses unités de contreventement ; cette dernière n'est connue que par une estimation.
- Enfin, il y a des phénomènes additionnels qui sont aussi à l'origine de la torsion, tels que des mouvements horizontaux différentiels du sol correspondant à la

propagation des ondes de cisaillement en surface et la possibilité de couplage des réponses longitudinale et torsionnelle [HON 97] [KYR 10] [SEA 01].

### 1.2.5.2 Prise en compte de la torsion selon l'Eurocode 8

L'Eurocode 8 considère qu'il y a deux contributions à la torsion en fonction de l'origine de ce phénomène. La « torsion naturelle » due à la « excentricité structurale  $e_0$  » qui représente la distance entre  $C_G$  et  $C_T$  et la « torsion accidentelle » due à l'« excentricité accidentelle  $e_a$  » qui représente la distance entre  $C_G$  et  $C_T$ .

Pour les structures dont les éléments de raideur et les masses sont distribués symétriquement et qui sont dimensionnées à l'aide d'une analyse statique, l'EC8 propose deux méthodes pour prendre en compte l'effet de torsion due à l'excentricité accidentelle. Ces deux méthodes sont décrites ci-après.

- en appliquant les moments de torsion statiques

$$\begin{aligned} M_{ai} &= F_i \cdot e_{ai} \\ e_{ai} &= \pm 0,05 \cdot L_i \end{aligned} \quad [1.11]$$

où :

$e_{ai}$  est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau  $i$  par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux

$L_i$  est la dimension du plancher dans la direction perpendiculaire à celle de l'action sismique.

- en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par un coefficient  $\delta$ . On considère seulement les forces horizontales sans moment.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad [1.12]$$

où :

$x$  est la distance (en plan) de l'élément considéré au centre de gravité du bâtiment.

$L_e$  est la distance entre les deux éléments extrêmes du contreventement, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Si l'analyse est effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, les effets de torsion peuvent être déterminés en doublant l'excentricité  $e_{ai}$  et en augmentant le facteur 0,6 de la formule du calcul de  $\delta$  à 1,2.

## 1.3 Construction parasismique en bois

Il a été montré dans plusieurs études que les performances parasismiques des structures bois étaient généralement satisfaisantes en raison de leur masse réduite et également par la possibilité de disposer d'une forte dissipation d'énergie au droit d'assemblages.

### 1.3.1 Caractéristiques du matériau bois

Le matériau bois comporte plusieurs points positifs. Tout d'abord, il est résilient, c'est-à-dire qu'il peut absorber une grande quantité d'énergie avant de rompre. Ensuite le bois a un excellent rapport résistance/masse, et cela permet d'avoir des constructions

légères [TRI 01]. Par contre, c'est un matériau qui n'est pas isotrope, ses caractéristiques vont donc dépendre de l'orientation de la sollicitation par rapport aux fibres.

➤ Traction et compression parallèle au fil

Dans le sens du fil, il y a une égalité entre les modules d'élasticité en traction, en compression et en flexion. Des limites d'élasticité et de rupture sont plus élevées en traction qu'en compression. Le bois sollicité en traction se caractérise par un comportement élastique fragile. En effet, au niveau local, la rupture se propage au sein des trachéides qui ont subi une élongation. De manière quantitative, la résistance de traction longitudinale est, en général, deux fois plus élevée que la résistance de compression longitudinale. Cette constatation peut s'inverser lorsqu'il s'agit de bois massifs pour structures ou de lamellé-collé. En compression, la rupture se fait par flambement des fibres ou par cisaillement avec une rupture relativement fragile en dimension structurale [XUB 09].

➤ Traction et compression perpendiculaire au fil

La résistance en traction perpendiculaire au fil est une caractéristique déterminante dans la construction bois. En effet, pour ce type de sollicitation, le bois présente une résistance très faible avec une grande variabilité. La rupture est due à une décohésion des trachéides. Elle est donc de type fragile. La résistance en traction perpendiculaire est fortement diminuée par des défauts tels les nœuds et les fentes. Contrairement au comportement en traction perpendiculaire, la rupture en compression perpendiculaire au fil est très ductile. En effet, les trachéides sont écrasées sous l'action de la sollicitation. La résistance est toutefois limitée, environ le dixième de celle parallèle au fil [XUB 09].

➤ Sollicitations localisées

A défaut d'être possible en partie courante dans un élément bois, la ductilité sera recherchée dans les assemblages. Les configurations avec compression perpendiculaire ou compression localisée sont à privilégier. Le développement de traction perpendiculaire aux fibres est à limiter au maximum ; des détails de conception sont prescrits à cette fin [FOU 08]. Les assemblages seront donc des zones privilégiées de dissipation d'énergie grâce à la déformation plastique du bois et de l'acier, aux frottements entre les éléments et l'amortissement visqueux. La résistance ultime des éléments bois devra être supérieure à celle des assemblages. En effet, les zones dissipatives étant situées dans les assemblages, les éléments en bois doivent être considérés comme ayant un comportement élastique. L'intérêt d'un tel comportement est de favoriser la capacité dissipative et ainsi pouvoir prendre en compte un coefficient de comportement pour le dimensionnement des structures en bois (cf. § 1.1.3.3).

### 1.3.2 Assemblages de structures bois

Dans la construction, l'assemblage peut se définir comme tout dispositif permettant d'assurer la liaison entre les barres ou les composants d'une structure et le transfert d'efforts entre les éléments d'une structure. L'assemblage est donc un ensemble de moyens par lequel on met en liaison des éléments d'une construction. Les assemblages en structure bois transmettent les efforts entre éléments, par contact et frottement directs, par tiges métalliques, par connecteurs, ou adhésifs, ces modes de transfert peuvent être

utilisés de façon isolée ou simultanée [MAR 07] [MAR 02]. Chacun des moyens utilisés a sa propre fonction :

- transmettre les efforts du bois, soit directement entre pièces, soit vers un organe de répartition ;
- répartir et transmettre les efforts entre organes ou matériaux d'assemblage;
- maintenir le dispositif d'assemblage;
- supprimer les déplacements entre les organes d'assemblages et le bois afin d'augmenter la rigidité globale de l'assemblage;
- renforcer localement le bois dans la zone d'assemblage consistant à augmenter la résistance du bois à la traction transversale et dans une moindre mesure au cisaillement [XUB 09].

Selon le type de transmission des efforts entre les éléments assemblés, on peut classer les assemblages en trois groupes : transmission directe; transmission par juxtaposition et transmission indirecte (figure 1.24).

Les assemblages appartenant au groupe de transmission directe n'ont pas d'organes d'assemblage entre les pièces de bois. Ils transmettent uniquement des efforts de compression. Les assemblages du groupe de transmission par juxtaposition possèdent une surface de recouvrement commune à toutes les pièces assemblées. Ce type d'assemblage peut transmettre les efforts de traction et de compression, les efforts tranchants et les moments fléchissants avec l'aide des organes d'assemblage et des adhésifs. À l'inverse des assemblages de transmission par juxtaposition, les assemblages de transmission indirecte ne possèdent pas de surface de recouvrement des pièces assemblées, et les efforts de traction, de compression, les efforts tranchants et les moments sont transmis par des éléments métalliques ou des colles.

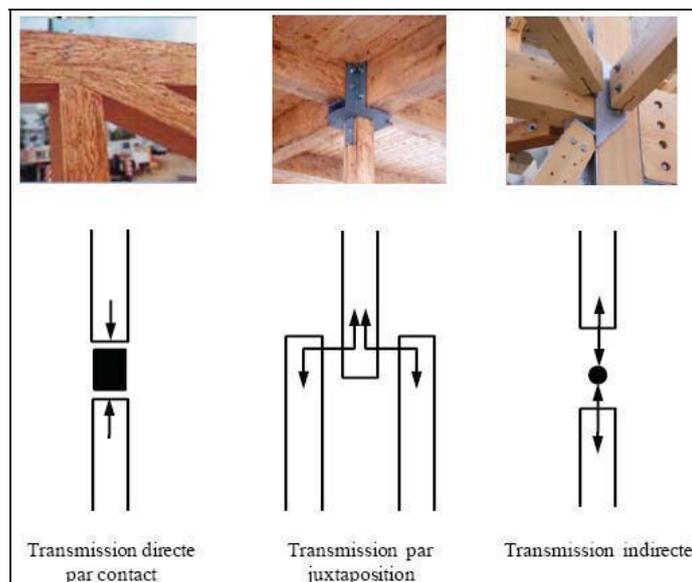


Figure 1.24 : Principes de transmission des efforts dans les assemblages bois [XUB 09]

Les moyens d'assemblage peuvent se classer suivant leurs procédés qui se réfèrent à une technologie. Les quatre modes d'assemblage sont les suivants : assemblage bois sur bois, assemblage mécanique, assemblage par collage et assemblage métallo-collé. Les différents moyens et procédés d'assemblage pour les structures en bois peuvent se distinguer, et donc se classer, selon deux critères : le type de transmission des efforts entre les pièces assemblées et la famille des matériaux utilisés pour transmettre ces efforts. Ces deux critères définissent les principes d'assemblage utilisés en structure bois. Le tableau 1.6 regroupe les différents moyens et systèmes d'assemblage classés suivant leurs principes.

Type de transmission	Famille de matériau		
	Simple contact	Matériau rigide (bois, acier)	Adhésif
Transmission directe	Assemblages traditionnels à entailles (embrèvement, mi-bois, à tenon et mortaise)	Transmission par élément en bois dur (pour la compression)	Aboutages (larges entures)
Transmission par juxtaposition	Assemblage à queue d'aronde	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Aiguilles (système Menig)</li> <li>· Broche</li> <li>· Boulons</li> <li>· Tire-fond</li> <li>· Pointes</li> <li>· Crampons</li> <li>· Anneaux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Fibres de verre collées en renfort</li> <li>· Assemblage de reins de portiques</li> </ul>
Transmission indirecte		<ul style="list-style-type: none"> <li>· Assemblage sur gousset par tiges</li> <li>· Connecteurs métalliques</li> <li>· Système centor</li> <li>· Système BSB et Moelven</li> <li>· Système Bertsche</li> <li>· Système Janebo</li> <li>· Système CTBA-Hilti</li> <li>· Système Greim</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· Assemblages métallo - collés</li> <li>· Assemblages collés à contact</li> <li>· Goussets collés</li> </ul>

Tableau 1.6 : Les procédés d'assemblage en structure bois suivant leur principe de transmission [XUB 09]

Le mode de fonctionnement des assemblages est directement lié au type d'efforts auxquels ils résistent. Le blocage des déplacements génère des efforts internes au sein de l'assemblage, lesquels sont transmis aux éléments adjacents (tableau 1.7).

Une liaison est définie comme l'ensemble des composants assurant le transfert des effets des actions appliquées entre les éléments d'une structure. Dans de nombreux cas, ce transfert s'effectue à l'aide de différents modes de liaison tels que les assemblages traditionnels par embrèvements, les assemblages collés ou les assemblages mécaniques. Ces différents modes peuvent être utilisés seuls ou en combinaison selon la compatibilité

des déformations. Les liaisons courantes correspondent soit à des assemblages traditionnels, soit à des assemblages mécaniques pouvant être réalisés à l'aide de nombreux types d'organes.

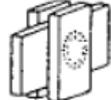
Géométrie	Effort normal		Effort tranchant	Moment fléchissant
				
				
				
				

Tableau 1.7 : Classification des assemblages selon leur géométrie et le type d'effort à transmettre [XUB 09]

### 1.3.3 Structures bois sous séisme

Une maison en bois est une construction dont la structure porteuse est en bois ; autrement dit, le toit est porté par des éléments horizontaux et verticaux en bois [MEL 03]. Dans le domaine de la construction bois, quatre techniques constructives principales existent (figure 1.25). Ces techniques sont listées ci-après.

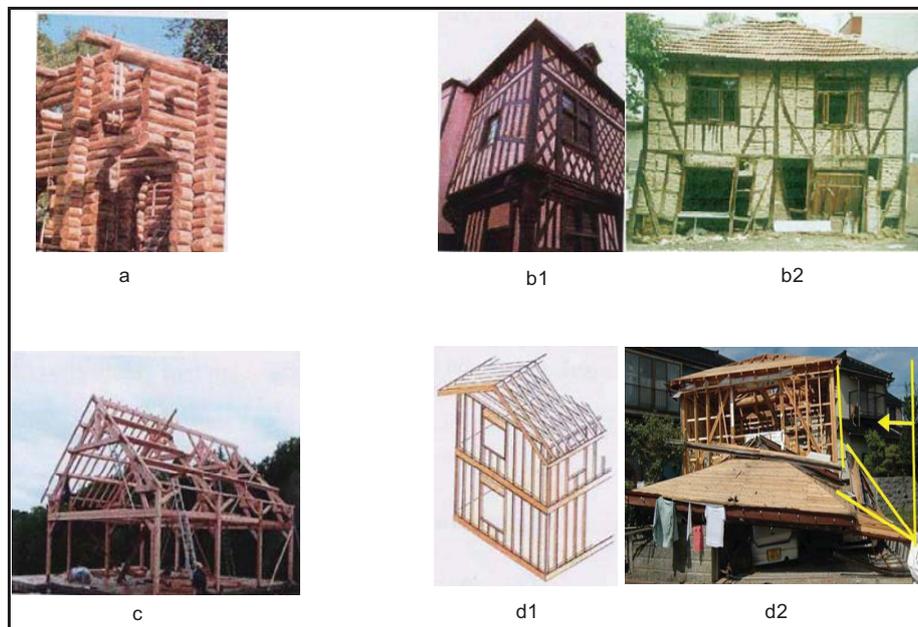


Figure 1.25 : Différentes techniques de construction de bâtiments bois [XIC 07] [BAL 10]

- Le bois massif empilé (figure 1.25a)

La plus ancienne technique de construction en bois est celle du bois massif empilé, rondins ou madriers. Cette technique utilise de longs éléments en bois placés horizontalement et positionnés les uns au dessus des autres et maintenus en position par usinage longitudinal et assemblages d'extrémités. Longtemps cette technique a été utilisée pour la réalisation de chalets. Elle a été beaucoup utilisée en Finlande, et en Amérique du Nord.

- Le colombage (figure 1.25b1)

Les murs sont constitués d'une charpente de solives en bois, verticales ou obliques (murs à pan de bois). Le remplissage est fait soit en briques de terre cuite, soit en terre crue, soit en mortier. Seule l'ossature joue un rôle structural et le remplissage ne détient pas de fonction porteuse. La figure 1.25b2 illustre les conséquences du séisme de Bingöl sur ce type de structure [ADE 06]. Les dommages sont en particulier dus à un rez-de-chaussée souple.

- Le poteau – poutre triangulé (figure 1.25c)

La technique « poteaux – poutres » utilise des poteaux en bois de fortes sections espacés entre eux d'un à plusieurs mètres. Ils soutiennent des poutres horizontales en bois massif ou lamellé-collé. Les espaces entre les poteaux de structure peuvent indifféremment accueillir des baies vitrées ou des panneaux opaques contreventant ou non. Cette technique permet d'obtenir des habitations légères et rigides. Elle permet d'incorporer de fortes épaisseurs de matériaux isolants entre les poteaux pour une bonne isolation thermique et acoustique. , tout en assurant un gain de place considérable au niveau de la surface habitable. La technique de l'ossature de type poteau-poutre bois offre en outre une grande créativité architecturale car elle autorise des grands volumes et des ouvertures importantes. Le bon fonctionnement sous sollicitations sismiques d'une telle structure peut être associé à sa légèreté et sa rigidité de contreventement, mais il doit intégrer les effets d'irrégularités en plan et la fiabilité des ancrages sur les fondations.

- L'ossature en bois (figure 1.25d1)

La structure de la maison en bois est constituée d'un ensemble de montants et de traverses en bois mais de plus faibles sections, peu espacés qui forment un cadre sur lequel on vient fixer des panneaux à base de bois. Ces panneaux assurent à l'ensemble de bonnes caractéristiques mécaniques pour le contreventement. On dispose entre les montants et les traverses un isolant qui permet à cette technique d'offrir d'excellentes performances thermique et acoustique. Le mur est ainsi constitué d'un revêtement intérieur (plaque de plâtre, lambris...) et d'un revêtement extérieur (bardage bois, panneaux, enduit...). La maison à ossature bois, est aujourd'hui la construction la plus courante des ouvrages en bois, la plus économique et la plus rapide. La figure 1.25d2 présente les effets d'un séisme de CHUETSU-OKI sur ce type de structure [SID 07]. Là encore ce sont les problèmes de transparence et d'ancrage qui sont à l'origine des désordres.

### 1.3.3.1 Charpentes bois

➤ Charpentes traditionnelles

Les charpentes traditionnelles sont composées de structures planes, les fermes, qui, associées entre elles directement ou par l'intermédiaire de pannes et diagonales composent un ensemble tridimensionnel stable. Les différents éléments constituant cette charpente sont très souvent en bois massif ou en bois massif reconstitué. L'originalité des charpentes traditionnelles réside d'une part dans leurs assemblages qui fonctionnent beaucoup par contacts et d'autre part dans la disposition des différents éléments [CLA 07].

Nous allons aborder différents cas de charpentes traditionnelles :

- Cas des charpentes avec arêtiers ou noues :

La figure 1.26 illustre ce type de configuration pour une habitation en L, avec faible décrochement, en présence ou non de diaphragme de plancher. Pour de telles solutions de charpente, les porteurs verticaux peuvent être renforcés dans les murs, ponctuellement au droit des fermes.

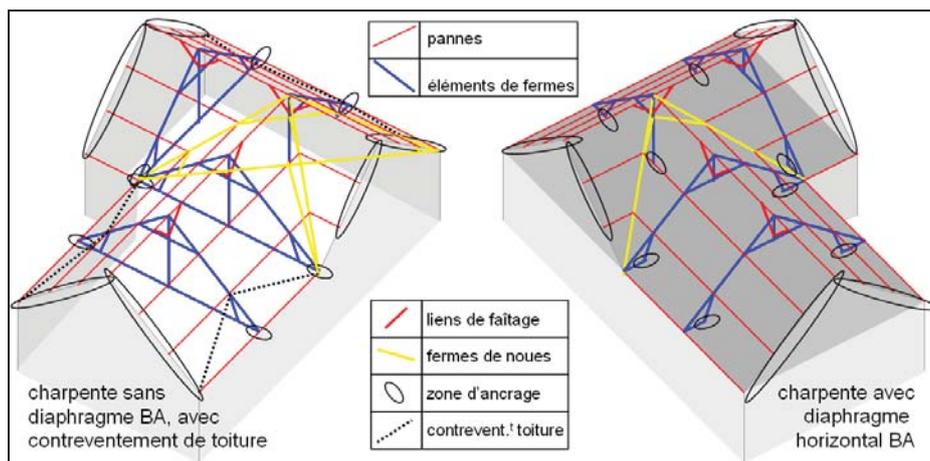


Figure 1.26 : Un plan de contreventement d'une charpente traditionnelle en L [AFP 05]

- Cas des charpentes à 2 pentes :

Dans le cas de charpentes traditionnelles de grandes dimensions, un système de poutres au vent constitue une solution intéressante pour stabiliser charpente et murs ou pignons faces à des actions sismiques horizontales, (Figure 1-27).

Pour les actions sismiques dans le plan longitudinal, les deux poutres au vent assurent la stabilité de la charpente. Elles assurent également la stabilité de position des deux fermes intermédiaires dans le sens transversal.

Dans le cas de charpentes de petites et moyennes dimensions, la stabilisation dans le plan perpendiculaire à la charpente peut être envisagée par la mise en place d'un diaphragme par panneaux dérivés du bois cloués sur les chevrons (Figure 1-28). La prise en compte d'un fonctionnement de tels éléments discontinus nécessite une mise en œuvre particulièrement soignée.

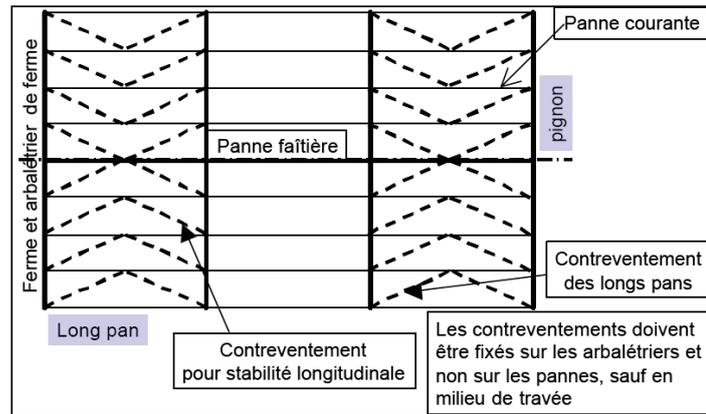


Figure 1.27 : Exemple d'un plan de contreventement en V d'une charpente traditionnelle de grande dimension [AFP 05]

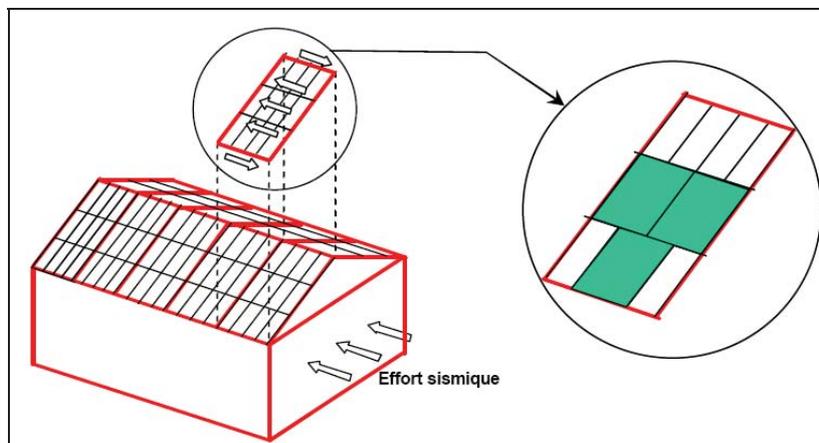


Figure 1.28 : Diaphragme de toiture par panneaux [AFP 05]

➤ Charpentes industrielles

Les charpentes industrielles avec combles non aménageables sont composées par l'ensemble des fermettes, les structures de contreventement et les éléments de stabilité (figure 1.29). Le rôle des fermettes est de reprendre d'une part les efforts verticaux en situations normales et d'autre part les efforts sismiques engendrés par la masse de la couverture et les transmettre vers les murs des longs pans par l'intermédiaire des éléments structuraux hors plan. La forme des fermettes peut être variée, elles sont souvent classées en E, W, M, etc... Les structures de contreventement horizontal assurent donc le rôle de diaphragme pour transmettre les efforts sismiques aux systèmes de contreventement [FOU 09]. Quand l'action sismique est parallèle aux murs pignons, les forces engendrées par l'excitation des masses des plafonds, des façades et de la couverture sont transmises vers les murs pignons. Pour une action sismique parallèle aux murs de longs pans ces efforts sont transmis aux contreventements intégrés aux façades et aux éventuels refend parallèles aux façades.

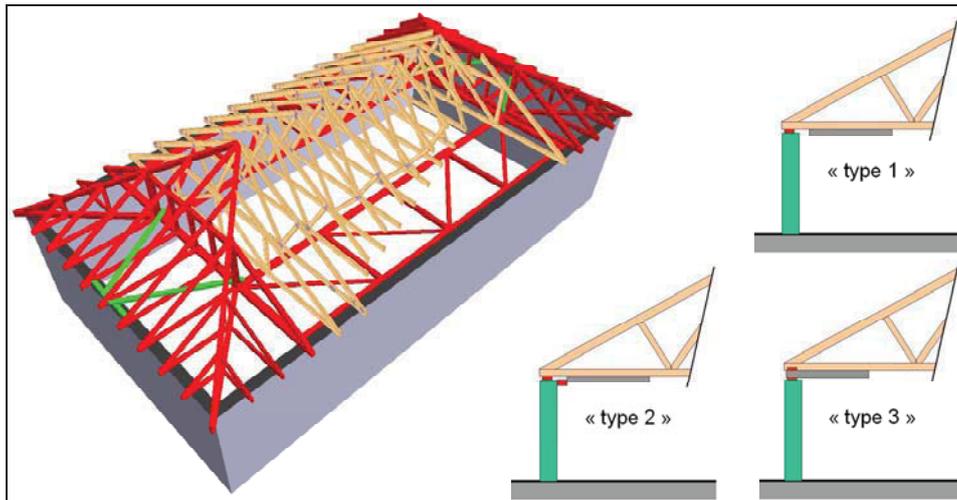


Figure 1.29 : Vue 3D d'une charpente industrielle avec croupes et diaphragme sous entrain [AFP 05]

Ces systèmes de contreventement peuvent être réalisés à l'aide de poutre treillis périphériques, panneaux bois ou dérivés du bois, sur tout ou partie de la surface. D'une manière générale, de nombreux éléments sont nécessaires à la stabilisation hors plan des charpentes industrielles.

➤ Diaphragme de toiture

Le diaphragme de toiture vient stabiliser les fermettes dans leur plan vertical lors d'une action sismique dans la direction longitudinale du bâtiment, il stabilise également la partie haute de pignon. Mécaniquement, il transmet ces efforts dans les longs pans du bâtiment. Ils peuvent être réalisés dans le plan des entrainés ou dans le plan de toiture dans le cas de faible pente. Ce diaphragme dans le plan de toiture peut être réalisé à l'aide de panneaux de contreplaqués ou d'aggloméré (figure 1.28). Ils doivent être cloués sur tout leur pourtour, il est donc nécessaire d'avoir des entretoises perpendiculaires aux arbalétriers ou aux chevrons.

### 1.3.3.2 Diaphragmes de plancher

Les bâtiments à plusieurs étages en ossature bois, doivent être conçus pour reprendre les efforts engendrés par l'excitation des masses de différents étages de la structure lors d'un séisme. Les efforts horizontaux sont transmis par les planchers et diaphragmes vers les murs par un système de voiles ou de palées. Les éléments verticaux de stabilisation doivent transmettre tous les efforts vers les étages inférieurs jusqu'aux fondations. Ces différents éléments doivent être correctement liaisonnés afin d'assurer la totalité des fonctions attribuées au diaphragme dans son ensemble.

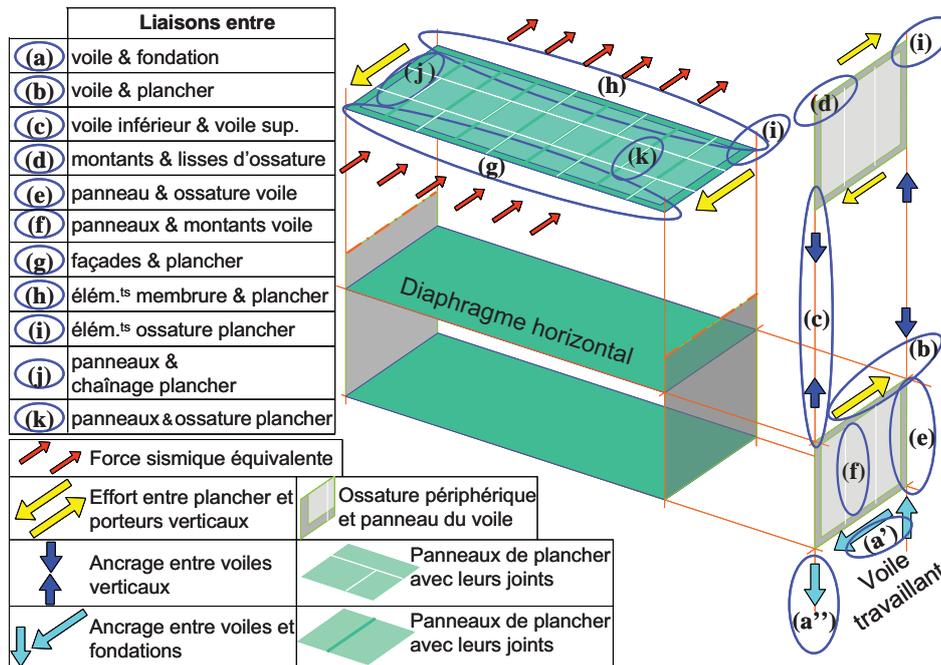


Figure 1.30 : Principe de transmission des actions horizontales jusqu'aux fondations dans le cas d'un bâtiment à plusieurs étages contreventé par voiles ou palées [AFP 05]

Les diaphragmes horizontaux (ou verticaux) fonctionnent comme des poutres courtes. On retrouve des éléments tendus et certains comprimés par la flexion, ainsi que des zones fortement cisailées par effort tranchant. La fonction de diaphragme peut être assurée par plancher de type pré-dalles, conçus à partir d'éléments bois juxtaposés et pré-assemblés mécaniquement. Pour se comporter ensemble, le plancher doit globalement former une plaque peu déformable sous des forces horizontales. Les diaphragmes peuvent être constitués par des solivages, des chaînages et des panneaux de plancher (figure 1.31).

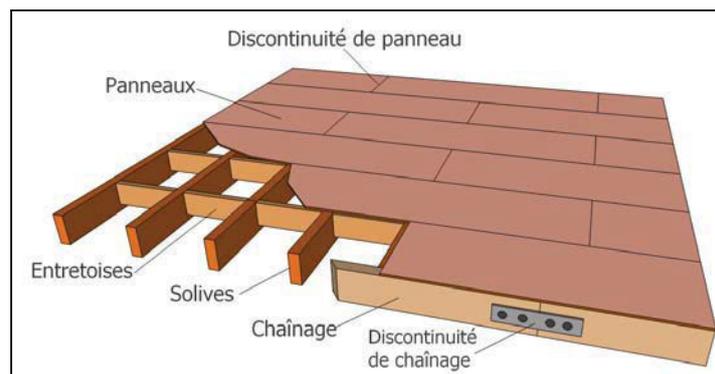


Figure 1.31 : Diaphragme de plancher [FUE 10]

### 1.3.3.3 Mur en ossature bois

La structure est composée d'éléments verticaux (les montants) et d'éléments horizontaux (les traverses poutres et barres) sur lesquels sont fixés des panneaux à base de bois assurant une fonction de voile travaillant (figure 1.32). L'isolation thermique et

les circulations de fluides divers sont intégrées dans l'épaisseur de cette structure. Un revêtement intérieur et extérieur complète ce mur.

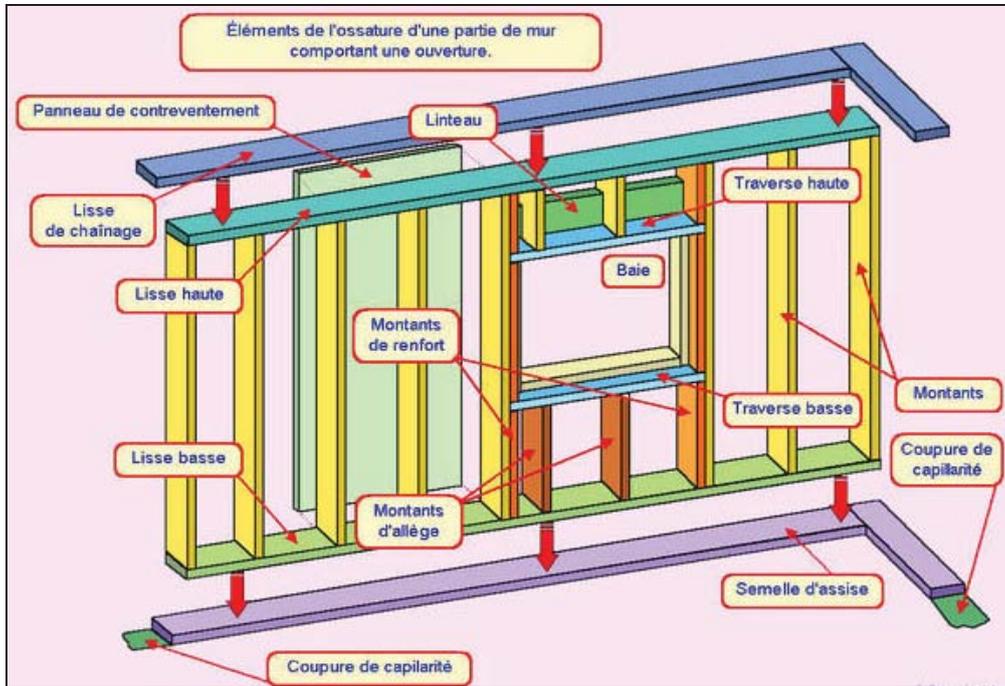


Figure 1.32 : Élément de mur d'ossature bois

Les principaux panneaux utilisés sont les panneaux travaillant en milieu humide, de qualité OSB 3 ou 4, contreplaqués CTB-X ou de particules CTB-H en fonction des classes de service.

Pour résister à l'effort sismique, les contreventements par panneaux d'ossature cloués ont démontré un bon comportement expérimental grâce à leur caractère ductile [ASH 07]. Afin d'assurer de bon comportement, la réalisation doit respecter certain nombre de prescription dans NF EN 1998-1, par exemple :

- les panneaux de particules ont une masse volumique d'au moins  $650 \text{ kg/m}^3$ ,
- les panneaux en contreplaqué ont une épaisseur d'au moins  $t = 9 \text{ mm}$ ,
- les panneaux de particules ou de fibres ont une épaisseur d'au moins  $t = 13 \text{ mm}$ ,
- les clous présentent un diamètre  $d < 3,1 \text{ mm}$  et  $d < t/4$ .

Les murs de contreventement doivent être superposés pour que les descentes de charges sismiques soient directes. Lors de la conception d'une telle structure en zone sismique, il est indispensable d'adopter la valeur adéquate du comportement de structure ; les valeurs maximales des coefficients  $q$  sont indiquées dans le tableau 1.8.

Coefficients de comportement $q$	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés assemblés par clous et boulons	2 (DCM)
	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés assemblés par clous et boulons	3 (DCH)
	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés assemblés par clous et boulons	5(DCH)

Tableau 1.8 : Coefficient de comportement  $q$  pour les maisons à ossature bois [AFP 05]

### 1.3.3.4 Ancrages dans l'ossature bois

Lors de la conception de structure en bois, il importe que les éléments de la charpente, les poutres, les lisses, les poteaux, les montants et les panneaux, soient conçus de façon à résister aux charges prévues, car une chaîne n'est jamais plus forte que son maillon le plus faible. Il est tout aussi important que les assemblages de ces éléments soient conçus avec soin. Particulièrement dans les régions sismiques, la défaillance d'assemblage peut entraîner l'effondrement de la structure lors d'un séisme important. Donc le rôle de l'assemblage n'est pas négligeable. La figure 1.33 indique les ancrages principaux dans l'ossature bois.

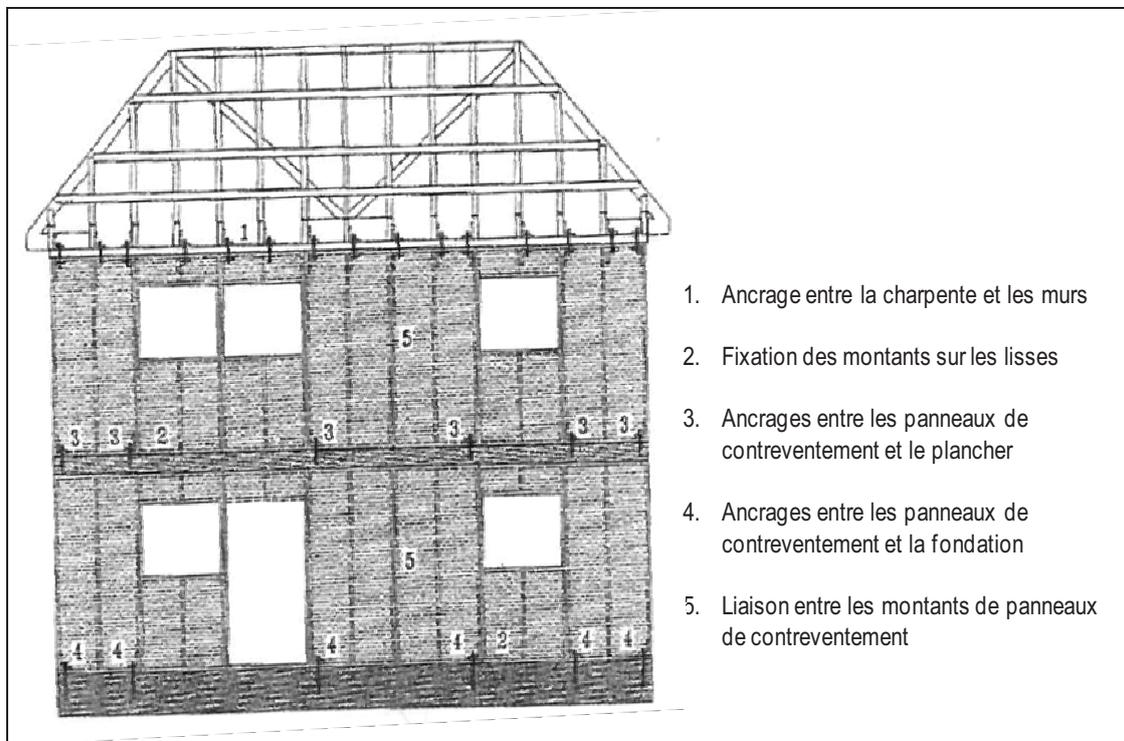


Figure 1.33 : Ancrages principaux dans l'ossature bois [AFP 04]

### ***1.4 Conclusion***

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique regroupant des informations sur les séismes et leurs conséquences sur les bâtiments. Des informations sont données sur l'action sismique prise en compte pour la vérification d'un bâtiment par le code réglementaire et sur la prise en compte de la torsion. Enfin des dispositions constructives parasismiques relatives aux structures en bois sont rappelées. En particulier, nous nous sommes intéressés au choix de la méthode de calcul en évaluant leur aptitude à traiter différentes sortes d'irrégularités dans la structure. L'application traitant une structure contenant des niveaux flexibles (non régulière en élévation) a permis de mettre en évidence l'effet de la régularité en élévation sur la caractéristique vibratoire de la structure. De plus, l'irrégularité en plan induit souvent le phénomène de torsion, qui se traduit par des effets sur la distribution des efforts sismiques dans différents contreventements de la structure en bois, illustrés dans ce chapitre et étudiés dans les chapitres suivants.

## **Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois**

### **2.1 Introduction**

Si les méthodes simplifiées permettent de prendre facilement les actions sismiques associées à des modes de flexion dans la vérification d'un ouvrage, la torsion d'axe vertical est en revanche beaucoup plus difficile à prendre en compte pour les situations sismiques. La prise en compte des excentricités accidentelles et les combinaisons des différentes composantes de séisme viennent ajouter des difficultés dans cette démarche. Les effets de cette torsion peuvent conduire à des conséquences graves, en termes de dommages affectant les ouvrages de génie civil. Le présent travail expose une démarche incluant différents niveaux d'approche pour prendre en compte ce phénomène. Une analyse typologique de bâtiments courants est conduite et une classification originale, basée sur la distribution des implantations des contreventements et leur degré de symétrie, est proposée. Une étude paramétrique est menée avec la méthode de combinaison multidimensionnelle pour analyser l'influence de différentes configurations de contreventement sur la sensibilité de l'ouvrage aux phénomènes de torsion. Cette méthode s'appuie sur les développements utilisés par Priestley et Paulay [PAU 92] [PAU 97], elle est une des voies proposées par l'EN1998-1 pour prendre en compte la torsion et la combinaison de l'action sismique dans deux directions horizontales. Les étapes d'une telle étude globale permettent de déterminer les efforts sur les systèmes de contreventement à partir de leurs distributions d'implantation. L'ensemble des résultats obtenus conduit à la réalisation d'une base de données conséquente sur les effets de la torsion pour une situation sismique. Le travail présenté ici se limite à l'analyse de l'influence de la torsion d'axe vertical dans le cas de diaphragmes rigides.

### **2.2 Etude paramétrique de bâtiments génériques simples**

#### **2.2.1 Etude sismique - Méthode des forces latérales**

##### **2.2.1.1 Généralité**

Dans ce chapitre, nous allons calculer des sollicitations engendrées par une action sismique à l'aide de la méthode des forces latérales. Cette méthode peut être appliquée aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale. Cette méthode permet de déterminer, dans chacune de ces directions, l'effort tranchant sismique à la base du bâtiment  $F_b$ . La méthode de la force latérale est utilisable si les conditions suivantes sont remplies [EC8 04] (§ 4.3.3.2.1) :

- les périodes propres  $T_1$  dans les deux directions principales sont inférieures ou égales aux valeurs suivantes.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad [2.1]$$

où :  $T_1$  est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation à considérer dans les deux directions ;

$T_C$  est la limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constant. Elle dépend notamment de la classe de sol et de la zone de sismicité.

- le bâtiment respecte les critères de régularité en élévation

L'approche présentée ici peut très bien être réalisée avec une analyse modale appliquée sur un modèle brochette. La simplification apportée par la méthode de la force latérale permet de mieux calibrer l'influence d'une approche forfaitaire de la torsion sur des bâtiments simples.

### 2.2.1.2 Détermination des sollicitations sismiques

La démarche présentée consiste à évaluer l'effort tranchant sismique à la base  $F_b$ , et ensuite sa répartition sur chacun des murs de contreventement.

- Effort sismique à la base de la structure

L'action sismique est représentée dans la méthode de la force latérale par la valeur de l'effort tranchant à la base de la construction qui doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, à l'aide de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M_t \cdot \lambda \quad [2.2]$$

- Où :
- $\lambda$  est le coefficient de correction. Sa valeur est égale à  $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2T_C$  et si le bâtiment a plus deux étages,  $\lambda = 1,0$ .
  - $S_d(T_1)$  est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période fondamentale  $T_1$
  - $M_t$  : est la masse totale du bâtiment :

$$M_t = \sum G_i + \sum \psi_{Ei} Q_i \quad [2.3]$$

$G_i$  les différentes composantes du poids propre

$Q_i$  les différentes charges variables

$\psi_{Ei}$  la portion permanente de ces charges variables.  $\psi_{Ei}$  est calculé comme le produit de deux coefficients  $\varphi$  et  $\psi_{2,i}$  donnés par les Eurocodes EN 1990, EN 1991 et EN 1998.

Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration  $T_1$  du bâtiment, des expressions approchées basées sur les méthodes dynamiques des structures peuvent être utilisées.

Pour les bâtiments jusqu'à 40m de hauteur, une valeur approchée de  $T_1$  peut être obtenue par :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad [2.4]$$

où : H est la hauteur du bâtiment en mètre, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide,

$C_t$  est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier ; à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et à 0,05 pour toutes les autres structures.

➤ Distribution des forces sismiques horizontales

Les modes fondamentaux dans les directions horizontales du bâtiment peuvent être calculés à l'aide de méthodes dynamiques des structures ou peuvent être déterminés approximativement en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment.

L'effort tranchant sismique  $F_b$  est distribué au niveau des masses en élévation. Nous obtenons l'action sismique  $F_i$  au niveau de la masse  $i$  à partir de l'expression suivante :

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad [2.5]$$

avec  $z_i$  et  $z_j$ , les hauteurs des masses  $m_i$  et  $m_j$  au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide.

On attribue aux niveaux  $z_i$  et  $z_j$  les masses comprises dans les demi-niveaux inférieurs et supérieurs. Pour le dernier niveau, on prend en compte la masse de la totalité de la toiture comme le montre l'illustration pour un R+2 ci-dessous.

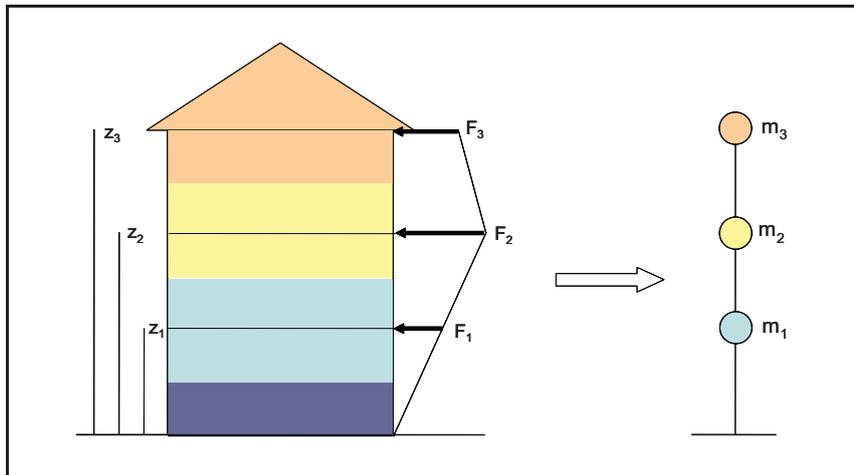


Figure 2.1 : Répartition verticale de la masse et de l'effort sismique [CER 07]

Chacune de ces forces  $F_i$  est ensuite distribuée niveau par niveau au prorata des rigidités  $k_j$  des contreventements. En l'absence de torsion d'axe vertical, la force dans chaque contreventement  $j$  dans la direction  $i$  est donnée par l'expression suivante :

$$F_{sij} = F_i \times \frac{k_j}{\sum k_j} \quad [2.6]$$

avec  $k_j$ , la rigidité dans la direction parallèle à l'effort sismique du contreventement  $j$ .

### 2.2.1.3 Prise en compte de la torsion par une méthode néozélandaise

Pour pouvoir appliquer la méthode de prise en compte de la torsion rapportée dans ce chapitre, il convient de considérer le modèle 3D comme un couplage et une succession de trois modèles 2D, deux modèles 2D verticaux perpendiculaires et un modèle 2D horizontal pour chaque niveau de masse. Les interactions interviennent en termes de couplage des actions sismiques suivant les deux axes horizontaux perpendiculaires considérés. C'est la méthode retenue pour les études globales des structures des bâtiments de l'étude paramétrique présentée dans la partie 2.3 ci-après. Les étapes d'une telle étude globale permettent de déterminer les efforts sur chaque système de contreventement [PAU 92].

#### ➤ Caractéristiques du système de contreventement

Le bâtiment a pour dimensions en plan  $L_{ix}$  et  $L_{iy}$  respectivement dans les directions X et Y. Son système de contreventement est constitué de murs liés en tête par un diaphragme rigide dans son plan. Il comporte  $n_x$  éléments de mur dans la direction X et  $n_y$  éléments de mur dans la direction Y. Dans la direction X, la raideur de l'élément  $i$  dans son plan est noté  $k_{xi}$  et ce dernier est défini en position par son ordonnée  $y_i$ . Dans la direction Y, la raideur de l'élément  $j$  dans son plan est noté  $k_{yj}$  et ce dernier est défini en position par son abscisse  $x_j$ . Le centre de torsion  $C_T$  a pour coordonnées  $(x_T, y_T)$ . Le centre de gravité  $C_G$  a pour coordonnées  $(x_G, y_G)$ .

$$\text{où :} \quad x_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} \quad y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} \quad [2.7a]$$

$$x_T = \frac{1}{K_y} \cdot \sum_{j=1, n_y} x_j \cdot k_{yj} \quad y_T = \frac{1}{K_x} \cdot \sum_{i=1, n_x} y_i \cdot k_{xi} \quad [2.7b]$$

Les excentricités naturelles sont :

$$\begin{aligned} e_{0x} &= x_G - x_T \\ e_{0y} &= y_G - y_T \end{aligned} \quad [2.7c]$$

La raideur globale dans la direction X et dans la direction Y est donnée par les expressions suivantes :  $K_x = \sum_{i=1, n_x} k_{xi}$  et  $K_y = \sum_{j=1, n_y} k_{yj}$  [2.8]

Les coordonnées du centre de torsion sont obtenues par les relations [2.9].

$$x_T = \frac{1}{K_y} \cdot \sum_{j=1, n_y} x_j \cdot k_{yj} \quad \text{et} \quad y_T = \frac{1}{K_x} \cdot \sum_{i=1, n_x} y_i \cdot k_{xi} \quad [2.9]$$

La raideur en torsion du système constitué par l'ensemble des contreventements suivant X et Y est :

$$K_{rz} = \sum_{i=1, n_x} (y_i - y_T)^2 \cdot k_{xi} + \sum_{j=1, n_y} (x_j - x_T)^2 \cdot k_{yj} \quad [2.10]$$

Les rayons de torsion suivant X et Y du système sont :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{rz}}{K_y}} \text{ et } r_y = \sqrt{\frac{K_{rz}}{K_x}} \quad [2.11]$$

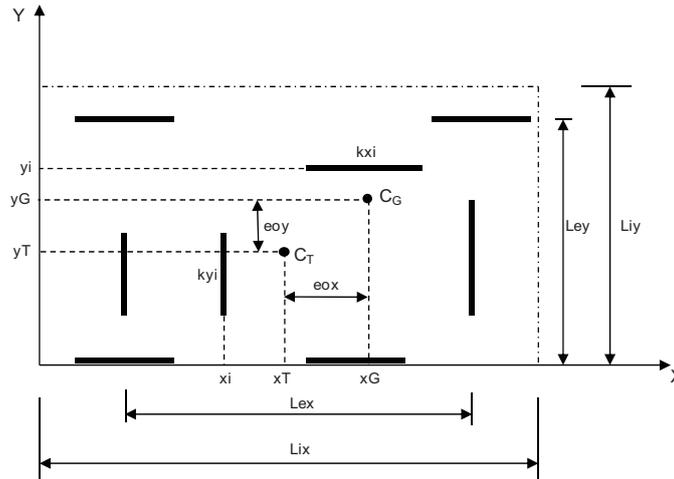


Figure 2.2 : Système de contreventement dans le plan de diaphragme rigide

➤ Sollicitations d'ensemble dans le système de contreventement

- Action du séisme de direction X :

L'action du séisme de direction X se traduit par un effort horizontal  $R_x$  et un moment de torsion naturelle  $M_{zx0}$  calculé au centre de torsion T et donné par l'expression suivante :

$$M_{zx0} = -R_x \cdot e_{0y} \quad [2.12]$$

La torsion accidentelle due à l'action du séisme de direction X peut être prise en compte en considérant le moment de torsion supplémentaire  $M_{zxa}$  donné par l'expression suivante :

$$M_{zxa} = \pm R_x \cdot e_{aiy} \text{ avec } e_{aiy} = 0,05 \cdot L_{iy}$$

- Action du séisme de direction Y :

De même, l'action du séisme de direction Y se traduit par un effort horizontal  $R_y$  et un moment de torsion naturelle  $M_{zy0}$  calculé au centre de torsion T et donné par l'expression suivante :

$$M_{zy0} = +R_y \cdot e_{0x} \quad [2.13]$$

## Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

---

La torsion accidentelle due à l'action du séisme de direction Y peut être prise en compte en considérant le moment de torsion supplémentaire  $M_{zya}$  donné par l'expression suivante :

$$M_{zya} = \pm R_y \cdot e_{aix} \quad \text{avec } e_{aix} = 0,05 \cdot L_{ix} \quad [2.14]$$

- Combinaison des directions d'excitation :

Les combinaisons des directions d'excitation à considérer sont au nombre de 16 (voir tableau 2.1). Les sollicitations d'ensemble à considérer pour la combinaison k sont respectivement les efforts horizontaux  $F_{xk}$  et  $F_{yk}$  dans les directions X et Y et le couple de torsion  $C_{zk}$  :

Combinaison k	$F_{x,k}$	$F_{y,k}$	$C_{z,k}$
1	Rx	0,3Ry	$-R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + 0,3R_y(e_{0x}+e_{aix})$
2	Rx	0,3Ry	$-R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + 0,3R_y(e_{0x}+e_{aix})$
3	Rx	0,3Ry	$-R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + 0,3R_y(e_{0x}-e_{aix})$
4	Rx	0,3Ry	$-R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + 0,3R_y(e_{0x}-e_{aix})$
5	Rx	-0,3Ry	$-R_x(e_{0y}+e_{aiy}) - 0,3R_y(e_{0x}+e_{aix})$
6	Rx	-0,3Ry	$-R_x(e_{0y}-e_{aiy}) - 0,3R_y(e_{0x}+e_{aix})$
7	Rx	-0,3Ry	$-R_x(e_{0y}+e_{aiy}) - 0,3R_y(e_{0x}-e_{aix})$
8	Rx	-0,3Ry	$-R_x(e_{0y}-e_{aiy}) - 0,3R_y(e_{0x}-e_{aix})$
9	0,3Rx	Ry	$-0,3R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + R_y(e_{0x}+e_{aix})$
10	0,3Rx	Ry	$-0,3R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + R_y(e_{0x}+e_{aix})$
11	0,3 Rx	Ry	$-0,3R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + R_y(e_{0x}-e_{aix})$
12	0,3 Rx	Ry	$-0,3R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + R_y(e_{0x}-e_{aix})$
13	-0,3Rx	Ry	$0,3R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + R_y(e_{0x}+e_{aix})$
14	-0,3Rx	Ry	$0,3R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + R_y(e_{0x}+e_{aix})$
15	-0,3 Rx	Ry	$0,3R_x(e_{0y}+e_{aiy}) + R_y(e_{0x}-e_{aix})$
16	-0,3 Rx	Ry	$0,3R_x(e_{0y}-e_{aiy}) + R_y(e_{0x}-e_{aix})$

Tableau 2.1 : Combinaison des directions d'excitation

➤ Calcul des efforts dans les différents murs de contreventement

Le système est sollicité en tête par deux efforts  $F_{x,k}$  et  $F_{y,k}$  appliqués respectivement dans les directions X et Y, et par un couple  $C_{zk}$  autour de l'axe vertical Z calculé au centre de torsion T. Les efforts dans les éléments sont :

$$\text{Elément } i \text{ de direction } X : V_{xi,k} = F_{x,k} \cdot \frac{k_{xi}}{K_x} - C_{z,k} \frac{(y_i - y_T) \cdot k_{xi}}{K_{rz}} \quad [2.15]$$

$$\text{Elément } j \text{ de direction } Y : V_{yj,k} = F_{y,k} \cdot \frac{k_{yj}}{K_y} + C_{z,k} \frac{(x_j - x_T) \cdot k_{yj}}{K_{rz}} \quad [2.16]$$

Dans le cas où la raideur latérale et la masse sont réparties symétriquement (les centres de masse et de torsion sont confondus), les excentricités naturelles  $e_{0x}$  et  $e_{0y}$  sont par conséquent nulles. Dans cette configuration, il est possible de comparer les résultats obtenus avec les équations [2.15] et [2.16] et ceux obtenus en appliquant la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8 pour l'excentricité accidentelle rappelée dans les équations [2.17] et [2.18].

$$V_{xi,k} = \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{|y_i - y_G|}{L_{ey}} \right) F_{x,k} \cdot \frac{k_{xi}}{K_x}, \quad [2.17]$$

$$V_{yj,k} = \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{|x_j - x_G|}{L_{ex}} \right) F_{y,k} \cdot \frac{k_{yj}}{K_y} \quad [2.18]$$

### 2.2.2 Typologie de bâtiment courant en bois

La figure 2.3 propose un exemple de conception courante de bâtiment en bois. La vue en plan définie la position des files de contreventements dans les deux directions principales.

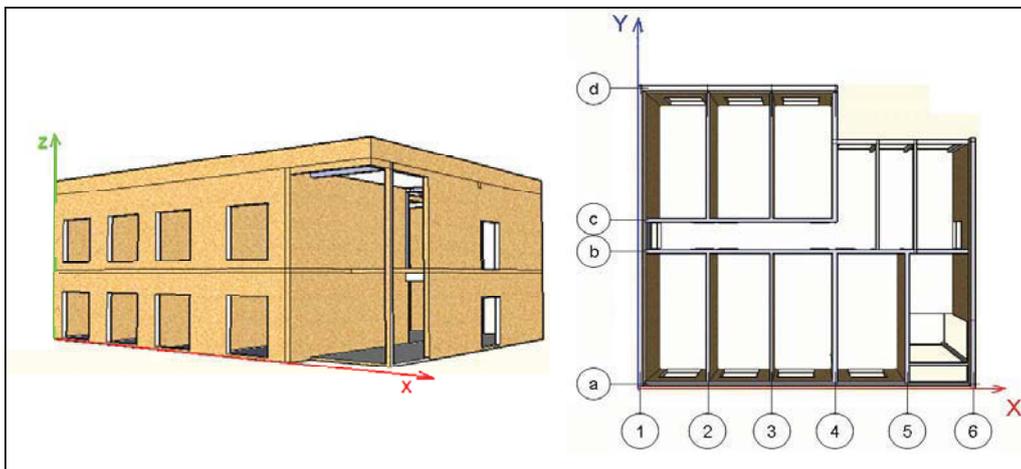


Figure 2.3 : Exemple de bâtiment en bois avec ses contreventements [XIC 07]

Les efforts d'inertie engendrés par l'action sismique sont transmis aux contreventements par l'intermédiaire des diaphragmes horizontaux (planchers, charpentes). Pour cette étude ces diaphragmes seront considérés comme ayant une résistance et une rigidité supérieure à celles des murs de contreventement. L'ancrage des

contreventements est également considéré comme étant plus rigide et plus résistant que le contreventement lui-même [EC5 04], [FOU 06]. Cette démarche, d'un point de vue conception, est basée sur le principe de dimensionnement en capacité, conformément à l'EN 1998-1 [EC8 05].

La présente étude est relative à des bâtiments courants à usage d'habitation ou de bureaux, de classe d'importance II au sens de l'EN 1998-1, et classe A et B au sens de l'EN 1990. Les configurations et typologies de bâtiments peuvent être nombreuses, l'application présentée ici se limite aux bâtiments à ossature en bois contreventée par panneaux de particules ou contreplaqués, cloués à une ossature en bois massif ou reconstitué [EWA 04]. Le fonctionnement en contreventement d'une ossature bois est illustré sur la figure 2.4. De cette figure, il en ressort qu'il est important d'identifier, pour une file de contreventement les parties sans ouverture, qui constituent les « murs de contreventement », eux même pourront être constitués de plusieurs « panneaux élémentaires ».

La qualité du clouage du voile travaillant sur l'ossature est essentielle pour un bon comportement du contreventement de l'ossature (résistance, rigidité et ductilité). Les dispositions constructives relatives aux liaisons entre diaphragmes horizontaux et murs de contreventement et aux ancrages des contreventements sur la structure, sont elles aussi un point clé dans la fiabilité du comportement des ossatures.

Le comportement de panneaux de contreventement cloués est essentiellement piloté par la qualité des matériaux utilisés, l'ancrage de l'ossature et surtout par le clouage entre le voile travaillant et l'ossature. Basées sur les modèles de poutre élasto-plastique sur fondation souple, les formules suivantes définissent la résistance de contreventement :

$$F_{i,j,l,v,Rd} = \frac{F_{f,v,Rd} \cdot b_l \cdot c_l}{s} \quad [2.19]$$

où :  $F_{f,v,Rd}$  est la valeur de calcul de la capacité latérale d'un organe d'assemblage isolé ;

$s$  est l'espacement entre organes d'assemblage ;

$b_l$  est la largeur du panneau considéré (ici 1,10m) ;

$$c_l = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_l \geq b_0 \\ \frac{b_l}{b_0} & \text{pour } b_l < b_0, \end{cases} \quad \text{avec } b_0 = h/2 \text{ et } h, \text{ la hauteur du mur} \quad [2.20]$$

Les panneaux à base de bois (voiles travaillant) sont assemblés par pointes travaillant en simple cisaillement, la valeur caractéristique de la capacité résistante par plan de cisaillement est obtenue par l'équation (2.21).

Pour une ossature en bois massif, avec des panneaux en fibres longues orientées (OSB4), des clous crantés ou torsadés de diamètre 2,8 mm et de limite  $f_u=600\text{MPa}$ , un objectif de niveau de ductilité moyen (DCM) pour la structure, nous obtenons ainsi les résistances en situation sismique rapportées dans le tableau 2.2.

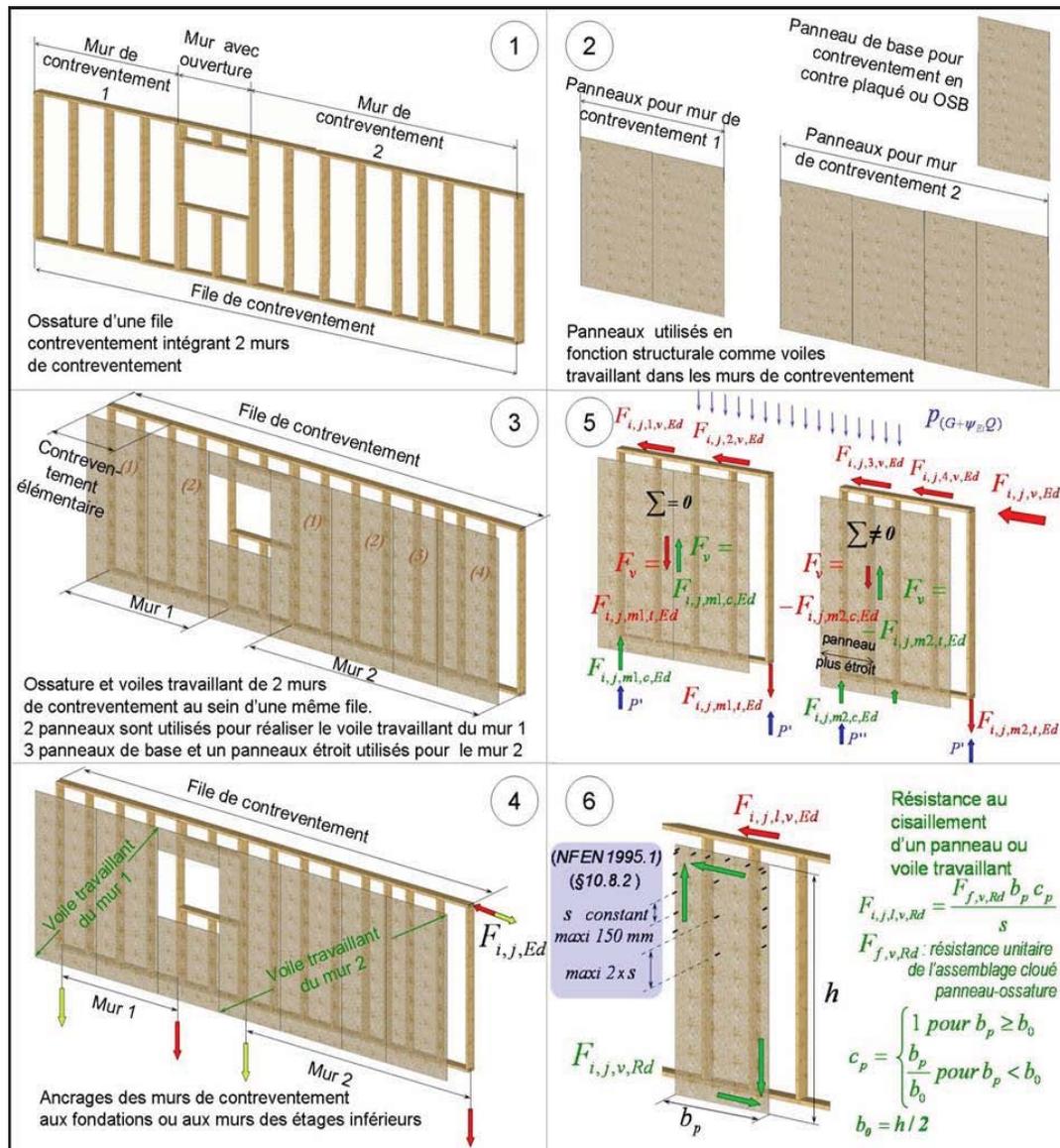


Figure 2.4 : Composition d'une file, d'un mur et d'un panneau élémentaire de contreventement, ancrage de murs et résistance au cisaillement de panneaux élémentaires [FOU 08]

	F sis,Rd (kN)	
	classe de service 1	classe de service 2
Panneau élémentaire de RdC	9,13	7,47
Panneau élémentaire d'étage	10,58	8,66

Tableau 2.2 : Résistance d'un contreventement élémentaire en fonction de la classe de service de la structure du bâtiment [FOU 08]

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{k,1k}t_1d \\ f_{k,2k}t_2d \\ \frac{f_{k,1k}t_1d}{1+\beta} \left[ \sqrt{\beta+2\beta^2 \left[ 1+\frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 - \beta \left(1+\frac{t_2}{t_1}\right) \right] \\ 1,05 \frac{f_{k,1k}t_1d}{2+\beta} \left[ \sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{k,1k}dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{k,1k}t_2d}{1+2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{k,1k}dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{k,1k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad [2.21]$$

Le contreventement est considéré constitué d'un assemblage de panneaux élémentaires de contreventement de 1,10 m de largeur. Sur la base de cet élément de contreventement, leurs associations peuvent conduire à des typologies très différentes. Ce paragraphe spécifie les configurations retenues pour cette étude. Les masses constituant la structure intègrent les charges permanentes et les parties permanentes des charges variables ; elles sont les suivantes [FOU 08] :

- Masse toiture : 45 ou 75 kg/m<sup>2</sup>
- Masse charpente : 35 kg/m<sup>2</sup>
- Masse linéique de murs extérieurs : 190 kg/ml  
(hauteur de mur 2,75m, avec bardage bois 13mm + OSB 13mm, Isolation 120mm, ossature 147x47 plaque de plâtre BA15)
- Masse linéique des refends ou contreventement intérieur : 170 kg/ml
- Masse de plancher : 170 kg/m<sup>2</sup>
- Masse associée à la partie permanente des charges d'exploitation : 37 kg/m<sup>2</sup>  
*Hypothèse de l'existence de 5% de la surface de plancher dédiée aux circulations, (150 daN/m<sup>2</sup> et 250 pour les circulations,  $\psi_2 = 0,3$  et  $\varphi = 0,8$  pour les étages à occupation corrélée),*

A partir des plans d'une maison ou d'un bâtiment, il devient donc possible de calculer ou estimer sa masse globale, ou étage par étage. En s'appuyant sur une rigidité élémentaire de contreventement et ses compositions, il est également possible de déterminer les rigidités pour chaque étage, en translation et en torsion. On aboutit ainsi à un système mécanique qui peut être étudié avec un modèle 3D, en statique, en pseudo dynamique ou en dynamique linéaire ou non.

### 2.2.3 Etude de variabilité

#### ➤ Règles de conception

Le travail ne traite que des bâtiments qui ont le rapport longueur sur largeur compris entre 1 et 2. Le pourcentage minimal de contreventement en façade ne doit pas être

inférieur à 20% dans une direction donnée. Dans la configuration de faible pourcentage de contreventement en façade dans une direction, le travail exige une présence d'au moins 60% du contreventement en façades dans la direction perpendiculaire. De plus, dans chaque direction 3 ou 4 murs de contreventement sont représentés.

➤ Zones d'implantation de contreventement

Un des principaux aspects novateurs de cette approche consiste à définir un découpage des plans de diaphragmes de plancher en zones et à considérer une variation de la distribution des pourcentages des contreventements à l'intérieur de ces zones. Ces zones sont définies de la manière suivante :

- zone A : espace périphérique du rectangle dans lequel s'inscrit l'ouvrage. Sa largeur est égale à 10% de la longueur ou de la largeur de ce rectangle. Cette zone correspond à l'appellation « en façade » dans le texte ;
- zone D : espace central limité à 40% du rectangle de base ;
- zone BC : espace restante et sa largeur est égale à 20% de la longueur ou de la largeur du rectangle de base.

Le rectangle de base correspond au rectangle dans lequel s'inscrit le plan du bâtiment. La figure 2.5 indique les limites des zones d'implantation des contreventements pour les directions X et Y.

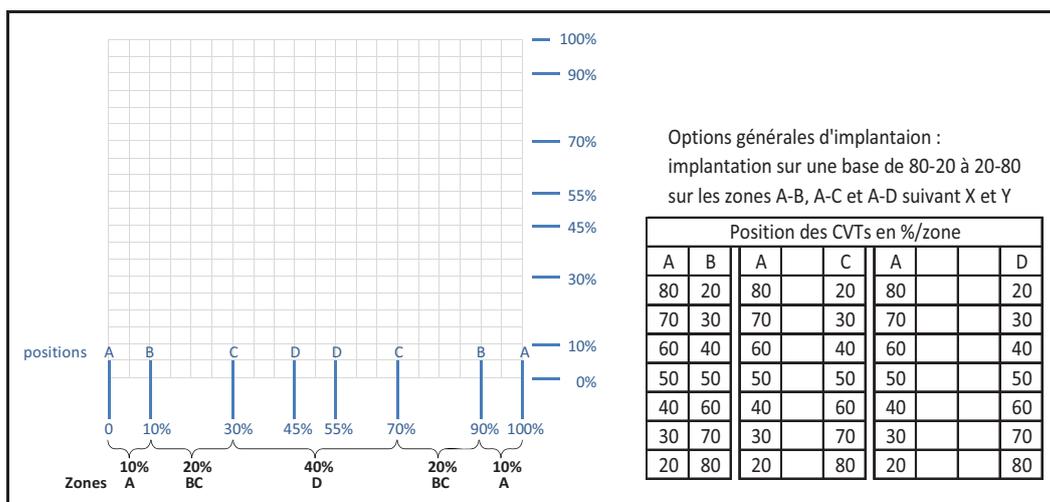


Figure 2. 5 : Illustration de zones de positions de contreventements

➤ Distribution en symétrie par zone

- il y a 2 voiles en zone extérieure, avec une dissymétrie maximale de  $\frac{1}{4}$  -  $\frac{3}{4}$ , et valeur médiane entre 50% et 75% : 62,5%.
- il y a 1 ou 2 voiles en zone intérieure, avec dissymétrie allant jusqu'à 0-100 et valeurs au tiers et deux tiers entre 50% et 100% : 67% et 84%.

Le tableau 2.3 représente le principe de la distribution en symétrie par zone.

Suivant X (%)				Suivant Y (%)			
Zone A		Zone BC ou D		Zone A		Zone BC ou D	
50	50	50	50	50	50	50	50
62,5	37,5	67	33	62,5	37,5	67	33
75	25	84	16	75	25	84	16
		100	0			100	0

Tableau 2. 3 : Distribution en symétrie par zone

- Combinaison d'excentricités accidentelles et d'orientation de sollicitation sismique

Les combinaisons d'excentricités accidentelles et d'orientations d'actions sismiques sont décrites dans le tableau 2.1. Pour maximiser les effets des excentricités, les combinaisons sont identiques d'un étage à un autre.

## 2.3 Exemples de détermination du type de distribution en symétrie

### 2.3.1 Description du bâtiment étudié

Dans cet exemple, on utilise le bâtiment à usage de bureaux en bois précité. La figure 2.6 illustre la géométrie de la structure à étudier.

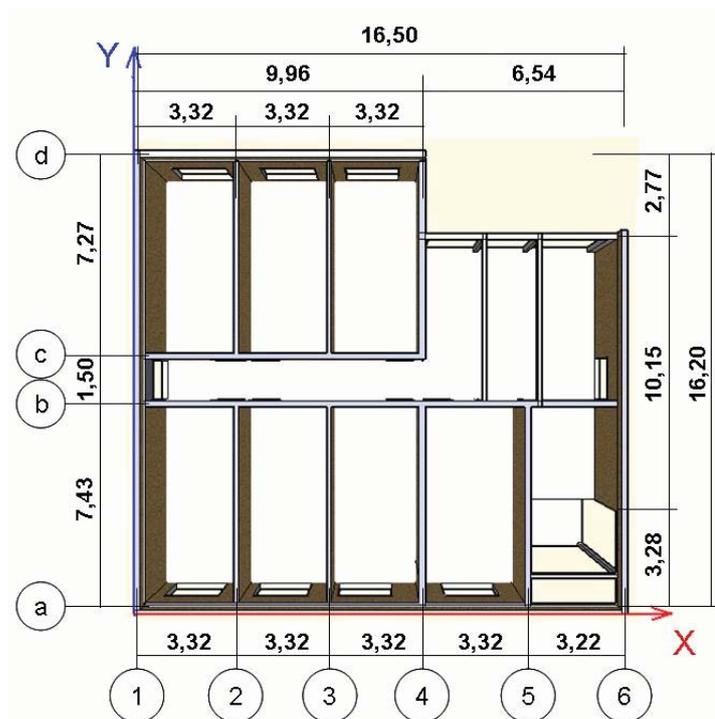


Figure 2.6 : Vue en plan de R-d-C du bâtiment étudié

Le contreventement est considéré constitué d'un assemblage de panneaux élémentaires de contreventement de 1,10 m de largeur présentés par les croix dans la figure 2.7 .

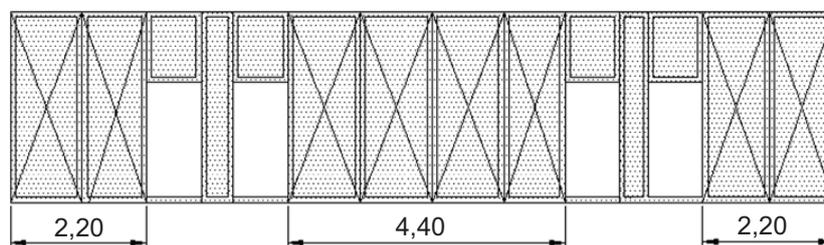


Figure 2.7 : Mur de refend, file b

Ainsi suivant X, le contreventement peut être intégré aux murs de refend (files b et c) et éventuellement aux façades (files a et d) si les baies extérieures autorisent la présence de trumeaux d'une largeur minimale de 1,10 m. Les contreventements des files

b et c se situent en zone D, ceux de façades en zone A. Si la largeur des trumeaux permet de mettre en place 3 panneaux élémentaires de contreventement en file a (à l'intersection des files 2, 3 et 4), 8 en file b (figure 2.7), 6 en file c et 2 en file d. On aboutit à un maximum de 19 panneaux élémentaires de contreventement dans la direction X et à un classement typologie suivant X : 26% de contreventement en zone A et 74 % en zone D pour 19 contreventements élémentaires dans la direction X.

Pour les murs suivant Y, les contreventements peuvent être implantés sur les files de 1 à 6. Si toutes les files participent au contreventement, le contreventement est, implanté en zone A (files 1 et 6), en zone BC (files 2 et 5) et en zone D (files 3 et 4). Les murs sont composés de 12 contreventements élémentaires en file 1, 12 en file 2, 12 en file 3, de 10 en file 4, de 6 en file 5 et de 8 en file 6. Toutes les files de murs suivant Y ne sont pas nécessairement utiles pour le contreventement. On peut ne retenir que les files les plus éloignées du centre du bâtiment, par exemple les files 1, 2, 5 et 6, par exemple 12 contreventements élémentaires en file 1, 12 en file 2, 6 en file 5 et 8 en file 6. Dans ce cas, on obtient 53% en zone A et 47% en zone BC pour 38 contreventements élémentaires suivant Y.

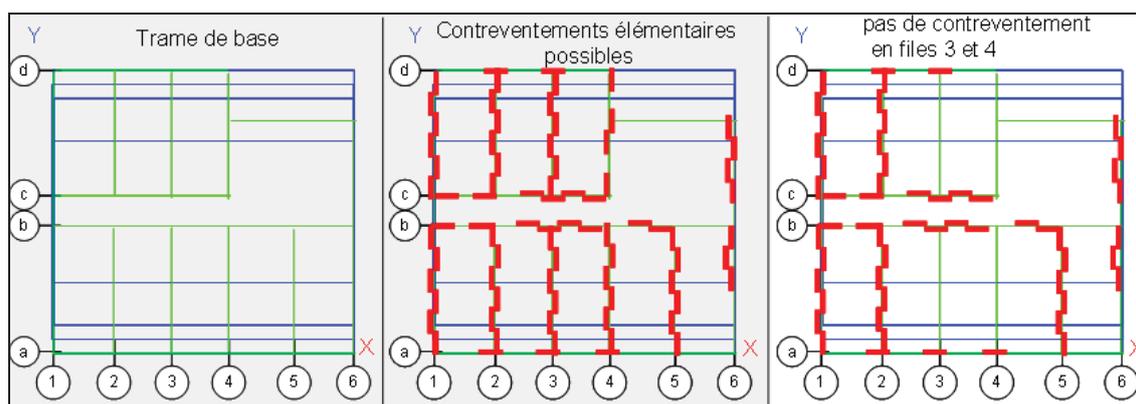


Figure 2.8 : Trame du bâtiment et positionnement potentiel des contreventements

### 2.3.2 Démarche d'amélioration de la distribution en symétrie

Une démarche itérative est conduite pour améliorer l'efficacité des contreventements à mettre en œuvre. Pour notre exemple, si 19 contreventements élémentaires sont suffisants suivant X, il n'est probablement pas nécessaire de disposer de 38 contreventements suivant Y. La démarche par étapes proposées ici se situe au stade de la conception quand il est possible de déplacer quelques murs porteurs ou primaires et changer un mur de contreventement par un porteur vertical ponctuel et une cloison. Ces étapes successives ont pour but de montrer l'intérêt d'une recherche de symétrie des contreventements qui peut aboutir à une réduction sensible du nombre de contreventements élémentaires nécessaires.

➤ Première étape

Une première étape peut consister à mieux distribuer le contreventement en façade, par exemple, conserver 8 contreventements élémentaires en file 6 et en placer uniquement 8 en file 1 (figure 2.9) (suivant Y 47% en façade et 53% en zone BC, c'est une configuration qui n'est pas couverte par cette étude).

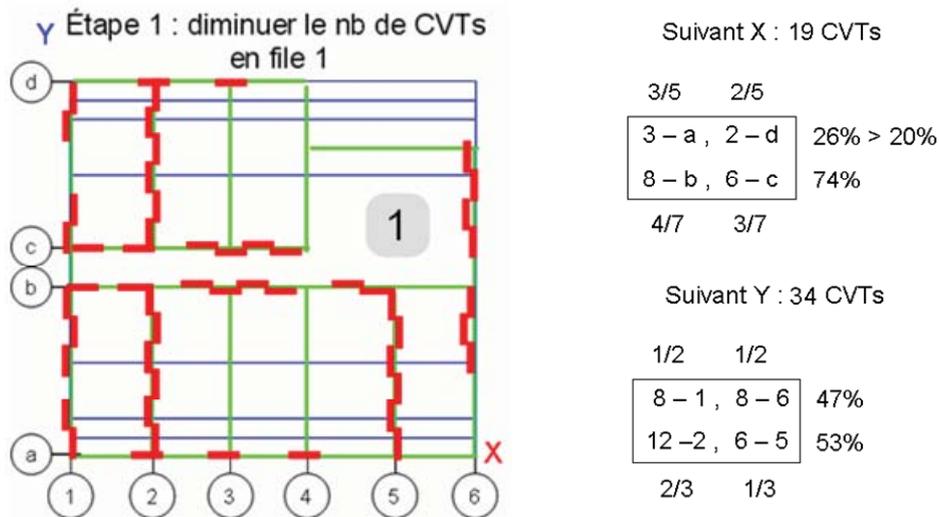


Figure 2.9 : Etape 1 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie

- Calcul de centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum x_i * m_i}{\sum m_i} \qquad Y_G = \frac{\sum y_i * m_i}{\sum m_i}$$

On rappelle les définitions des masses des éléments de la structure :

masse linéique de murs extérieurs :	190 kg/ml
masse linéique des murs de refends ou contreventement intérieur :	170 kg/ml
masse de plancher :	170 kg/m <sup>2</sup>

On considère que le plancher considéré est une dalle massive de 108 mm d'épaisseur et qu'il peut être décomposé en 3 parties. Le tableau 2.4 présente le calcul de la masse du plancher et la détermination de son centre de gravité.

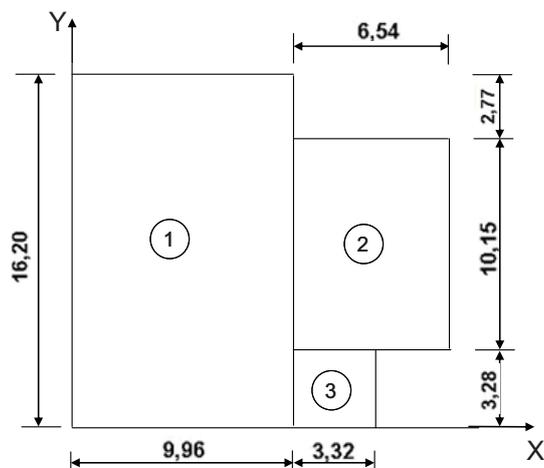


Figure 2.10 : Zonage du plancher

Zone	xi (m)	yi (m)	surface (m <sup>2</sup> )	mi (kg)	xi.mi (m.kg)	yi.mi (m.kg)
1	4,98	8,10	161,35	27 429,84	136 600,60	222 181,70
2	13,23	8,36	66,38	11 284,77	149 297,51	94 284,25
3	11,62	1,64	10,89	1 851,30	21 512,11	3 036,13
			Σ =	40 565,91	307 410,22	319 502,09

Tableau 2.4 : Géométrie du plancher et masses associées

Murs suivants la direction X :

Murs // X	xi (m)	yi (m)	li (m)	mi (kg)	xi.mi (m.kg)	yi.mi (m.kg)
a	6,64	0,10	4,32	820,80	5 450,11	82,08
b	6,64	7,43	8,80	1 496,00	9 933,44	11 115,28
c	4,98	8,93	6,60	1 122,00	5 587,56	10 019,46
d	4,98	16,10	3,24	615,60	3 065,69	9 911,16
		Σ =	22,96	4 054,40	24 036,80	31 127,98

Tableau 2.5 : Géométrie des murs suivant x et masses associées

Murs suivants la direction Y :

Murs // Y	xi (m)	yi (m)	li (m)	mi (kg)	xi.mi (m.kg)	yi.mi (m.kg)
1	0,10	8,10	14,70	2 793,00	279,30	22 623,30
2	3,32	8,10	14,70	2 499,00	8 296,68	20 241,90
3	6,64	8,10	14,70	2 499,00	16 593,36	20 241,90
4	9,96	8,10	14,70	2 499,00	24 890,04	20 241,90
5	13,28	3,72	7,43	1 263,10	16 773,97	4 692,42
6	16,40	8,36	8,65	1 643,50	26 953,40	13 731,44
		Σ=	74,88	13 196,60	93 786,75	101 772,86

Tableau 2.6 : Géométrie des murs suivant y et masses associées

On peut ainsi déterminer la position du centre de gravité et donc la position de la masse concentrée associée à cet étage. Nous conserverons cette position de  $C_G$  pour tous les étages.

$$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_j} = 7,36 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_j} = 7,83 \text{ m}$$

- Calcul de centre de torsion :

$$X_T = \frac{\sum x_j \cdot k_{yj}}{\sum k_{yj}} \qquad Y_T = \frac{\sum y_i \cdot k_{xi}}{\sum k_{xi}}$$

où  $k_{xi}$  et  $k_{yj}$  sont les rigidités des murs respectivement la direction X et Y.

Murs suivants la direction X :

Murs // X	li (m)	Nb de panneau	yi (m)	nb.yi
a	4,32	3	0,10	0,30
b	8,80	8	7,43	59,44
c	6,60	6	8,93	53,58
d	3,24	2	16,10	32,20
	Σ=	19		145,52

Tableau 2.7 : Géométrie des murs suivant x et rigidité associée basée sur la longueur de contreventement (première étape)

Murs suivants la direction Y :

Murs // Y	li (m)	Nb de panneau	xi (m)	nb.xi
1	14,70	8	0,10	0,80
2	14,70	12	3,32	39,84
5	7,43	6	13,28	79,68
6	8,65	8	16,40	131,20
	Σ=	34		251,52

Tableau 2.8 : Géométrie des murs suivant y et rigidité associée basée sur la longueur de contreventement (première étape)

Donc, le centre de torsion est défini par les coordonnées suivantes :

$$x_T = \frac{\sum x_j * k_{yj}}{\sum k_{yj}} = 7,40 \text{ (m)} \quad y_T = \frac{\sum y_i * k_{xi}}{\sum k_{xi}} = 7,66 \text{ (m)}$$

et on en déduit l'excentricité structurale :

$$e_{ox} = 0,04 \text{ (m)}$$

$$e_{oy} = -0,17 \text{ (m)}$$

Pour ces calculs, la rigidité d'un panneau élémentaire de contreventement est considérée comme étant identique. La rigidité d'un contreventement est donc proportionnelle à sa longueur.

Outre une excentricité structurale, il convient également de prendre en compte une excentricité accidentelle qui intègre les variations des valeurs nominales des paramètres de définition de la structure, mais également la position aléatoire de la partie permanente des charges variables. Cette excentricité accidentelle est définie dans l'EN 1998-1 suivant X et Y,  $e_{aix}$  et  $e_{aiy}$ , avec un signe + ou -.

$$e_{aix} = \pm 0,83 \text{ (m)}$$

$$e_{aiy} = \pm 0,81 \text{ (m)}$$

- Calcul des efforts dans les éléments :

Le système est sollicité à chaque niveau de diaphragme par deux efforts  $F_{x,k}$  et  $F_{y,k}$  appliqués respectivement dans les directions X et Y, et par un couple  $C_{z,k}$  autour de l'axe vertical Z calculé au centre de torsion T. Ainsi, pour chaque niveau, l'effort sismique dans un contreventement i suivant X et j suivant Y est :

$$\text{Elément i de direction X : } V_{xi,k} = F_{x,k} \cdot \frac{k_{xi}}{K_x} - C_{z,k} \frac{(y_i - y_T) \cdot k_{xi}}{K_{rz}}$$

$$\text{Elément j de direction Y : } V_{yj,k} = F_{y,k} \cdot \frac{k_{yj}}{K_y} + C_{z,k} \frac{(x_j - x_T) \cdot k_{yj}}{K_{rz}}$$

où :

$k_{xi}$  et  $k_{yj}$  sont calculés à partir du nombre de panneau élémentaire de contreventement

$K_x$  et  $K_y$  sont calculés comme explicité en équation [2.8]

$K_{rz}$  est obtenu par application de la formule [2.10].

Dans cette approche, les forces sismiques dans les différents contreventements sont calculées pour une action unitaire. Les tableaux 2.9 et 2.10 donnent les efforts associés à une action unitaire dans une direction et son action de combinaison dans l'autre direction. Le couple de torsion d'axe vertical intègre l'excentricité structurale et les différentes combinaisons possibles des excentricités accidentelles comme explicité dans le tableau 2.1. Après recherche du maximum de sollicitation pour les différentes combinaisons ( $k_1$  à  $k_{16}$ ), il suffit de multiplier par l'intensité de l'action (valeur de la force sismique à chaque niveau de plancher).

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

Combinaison k	F <sub>x,k</sub>	F <sub>y,k</sub>	C <sub>z,k</sub>	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X			
				file a	file b	file c	file d
1	1,00	0,30	-0,384	0,203	0,471	0,367	0,159
2	1,00	0,30	1,236	0,223	0,472	0,361	0,144
3	1,00	0,30	-0,879	0,197	0,470	0,370	0,163
4	1,00	0,30	0,741	0,217	0,472	0,363	0,148
5	1,00	-0,30	-0,905	0,197	0,470	0,370	0,164
6	1,00	-0,30	0,715	0,217	0,472	0,363	0,149
7	1,00	-0,30	-0,410	0,203	0,471	0,368	0,159
8	1,00	-0,30	1,210	0,223	0,472	0,361	0,144
9	0,30	1,00	0,675	0,106	0,177	0,142	0,075
10	0,30	1,00	1,161	0,112	0,177	0,140	0,071
11	0,30	1,00	-0,975	0,085	0,175	0,149	0,091
12	0,30	1,00	-0,489	0,091	0,176	0,147	0,086
13	-0,30	1,00	1,061	0,016	-0,075	-0,049	0,008
14	-0,30	1,00	0,575	0,010	-0,076	-0,047	0,013
15	-0,30	1,00	-0,589	-0,005	-0,077	-0,042	0,024
16	-0,30	1,00	-1,075	-0,011	-0,077	-0,040	0,028
				file a	file b	file c	file d
			Maxima	0,223	0,472	0,370	0,164
			Action sismique sans l'effet de torsion	0,158	0,421	0,316	0,105
			Incidence de torsion	1,415	1,122	1,170	1,555

Tableau 2.9 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (première étape de distribution en symétrie)

Combinaison k	F <sub>x,k</sub>	F <sub>y,k</sub>	C <sub>z,k</sub>	Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y			
				file 1	file 2	file 5	file 6
1	1,00	0,30	-0,384	0,133	0,166	0,095	0,105
2	1,00	0,30	1,236	0,081	0,122	0,127	0,170
3	1,00	0,30	-0,879	0,149	0,180	0,086	0,086
4	1,00	0,30	0,741	0,097	0,136	0,117	0,150
5	1,00	-0,30	-0,905	0,009	-0,031	-0,021	-0,057
6	1,00	-0,30	0,715	-0,044	-0,075	0,011	0,008
7	1,00	-0,30	-0,410	-0,007	-0,045	-0,011	-0,037
8	1,00	-0,30	1,210	-0,060	-0,089	0,021	0,028
9	0,30	1,00	0,675	0,263	0,385	0,240	0,312
10	0,30	1,00	1,161	0,248	0,371	0,249	0,332
11	0,30	1,00	-0,975	0,317	0,429	0,207	0,246
12	0,30	1,00	-0,489	0,301	0,416	0,217	0,266
13	-0,30	1,00	1,061	0,251	0,374	0,247	0,328
14	-0,30	1,00	0,575	0,267	0,387	0,238	0,308
15	-0,30	1,00	-0,589	0,304	0,419	0,215	0,262
16	-0,30	1,00	-1,075	0,320	0,432	0,205	0,242
				file 1	file 2	file 5	file 6
			Maxima	0,320	0,432	0,249	0,332
			Action sismique sans l'effet de torsion	0,235	0,353	0,176	0,235
			Incidence de torsion	1,360	1,224	1,412	1,409

Tableau 2.10 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (première étape de distribution en symétrie)

➤ Deuxième étape

La deuxième étape peut être de mener la même opération pour les contreventements des files 2 et 5, soit 3 contreventements élémentaires dans chacune de ces files de refends. On aboutit ainsi à 20 contreventements élémentaires dans la direction Y et une configuration suivant X de 20% en zone A et 80% en zone D, suivant Y de 70% en façade et 30% en zone BC. La distribution est  $\frac{2}{3}$  -  $\frac{1}{3}$  pour les zones A et D suivant X et  $\frac{1}{2}$  -  $\frac{1}{2}$  pour les zones A et BC suivant Y (figure 2.11).

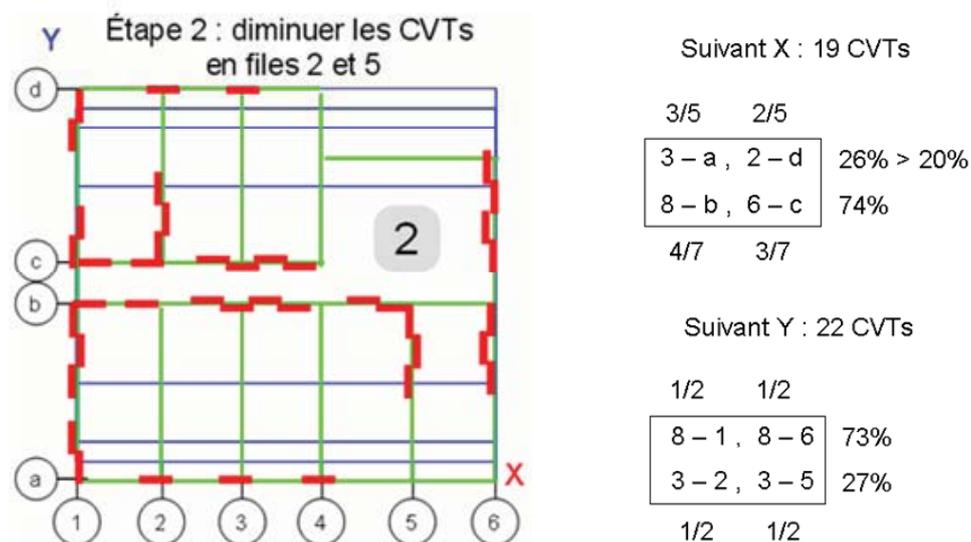


Figure 2. 11 : Etape 2 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie

En suivant la même démarche que celle de la première étape, on obtient les résultats présentés dans les tableaux 2.11 et 2.12.

Suivant X

	file a	file b	file c	file d
Maxima	0,210	0,453	0,352	0,148
Action sismique sans l'effet de torsion	0,158	0,421	0,316	0,105
Incidence de torsion	1,330	1,075	1,113	1,407

Tableau 2.11 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (deuxième étape de distribution en symétrie)

Suivant Y

	file 1	file 2	file 5	file 6
Maxima	0,403	0,168	0,186	0,480
Action sismique sans l'effet de torsion	0,364	0,136	0,136	0,364
Incidence de torsion	1,107	1,235	1,366	1,319

Tableau 2.12 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (deuxième étape de distribution en symétrie)

➤ Troisième étape

Pour l'étape 3, une approche complémentaire est de chercher à placer un contreventement supplémentaire en zone A suivant X dans l'alignement de la file D (réduire une des 3 ouvertures de la façade ou réduire la longueur de la terrasse).

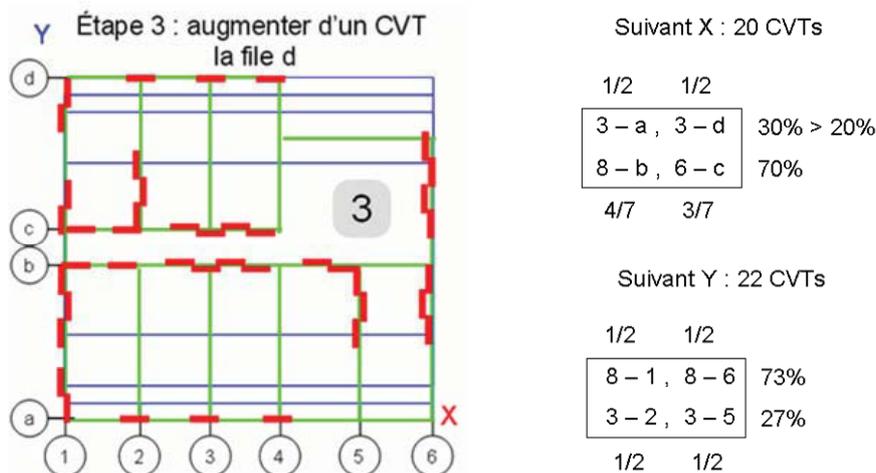


Figure 2.12 : Etape 3 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie

Les tableaux 2.13 et 2.14 synthétisent les résultats obtenus.

Suivant X

	file a	file b	file c	file d
Maxima	0,186	0,423	0,325	0,194
Action sismique sans l'effet de torsion	0,150	0,400	0,300	0,150
Incidence de torsion	1,240	1,059	1,083	1,292

Tableau 2.13 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (troisième étape de distribution en symétrie)

Suivant Y

	file 1	file 2	file 5	file 6
Maxima	0,393	0,159	0,176	0,467
Action sismique sans l'effet de torsion	0,364	0,136	0,136	0,364
Incidence de torsion	1,081	1,163	1,288	1,284

Tableau 2.14 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (troisième étape de distribution en symétrie)

➤ Quatrième étape

Dernière étape également complémentaire, consiste à trouver une solution pour ajouter un contreventement élémentaire en file c, en supprimer un en file b. On obtient ainsi 20 contreventements élémentaires suivant X, 20 suivant Y, pour une configuration suivant X de 30% en façade en zone A et 70% en zone D avec une distribution symétrique I.

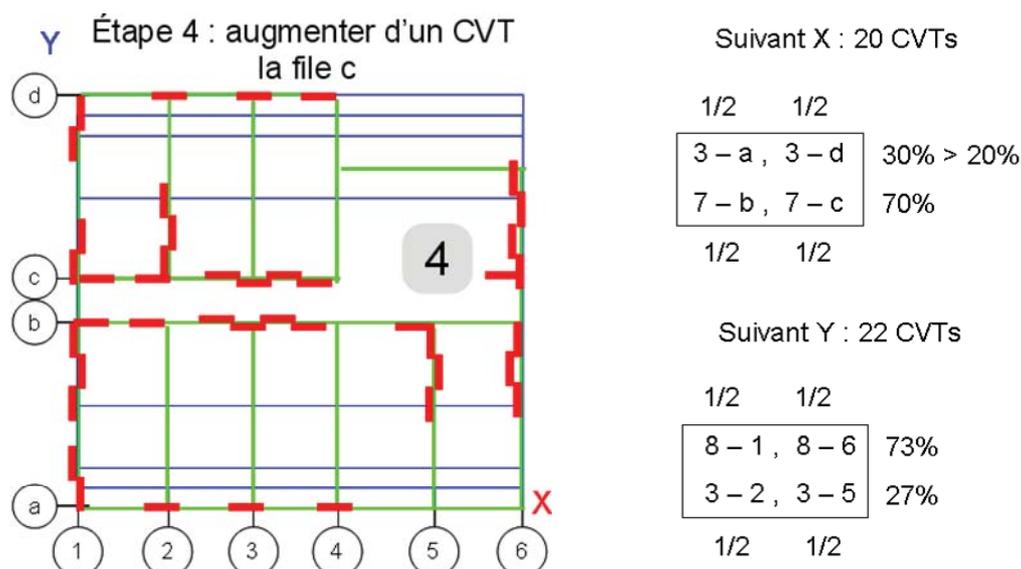


Figure 2.13 : Etape 4 de la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie, exemple de distribution I

Les tableaux 2.15 et 2.16 synthétisent les nouveaux résultats obtenus.

Suivant X

	file a	file b	file c	file d
Maxima	0,160	0,348	0,351	0,170
Action sismique sans l'effet de torsion	0,150	0,350	0,350	0,150
Incidence de torsion	1,067	1,005	1,012	1,131

Tableau 2.15 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant X, pour une action unitaire combinée en X et Y (quatrième étape de distribution en symétrie)

Suivant Y

	file 1	file 2	file 5	file 6
Maxima	0,369	0,134	0,151	0,443
Action sismique sans l'effet de torsion	0,364	0,136	0,136	0,364
Incidence de torsion	1,015	1,002	1,106	1,147

Tableau 2.16 : Enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement orienté suivant Y, pour une action unitaire combinée en X et Y (quatrième étape de distribution en symétrie)

Le tableau 2.17 synthétise les résultats obtenus des coefficients maximaux d'incidence de la torsion pour chaque configuration étudiée dans la démarche proposée pour l'amélioration de la distribution en symétrie. On constate que plus les contreventements sont distribués d'une manière symétrique dans la structure plus l'incidence de la torsion diminue. Les valeurs du tableau 2.17 correspondent au maximum de l'incidence de la torsion sur les différentes files de contreventement suivant X et suivant Y. On remarque que les maxima de sollicitation apparaissent dans une file extrême orientée suivant X ou suivant Y selon l'étape considérée.

	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4
Incidence torsion	1,555	1,407	1,292	1,147
file la plus sollicitée	d	d	d	6

Tableau 2.17 : Incidence de torsion pour la démarche d'amélioration de la distribution en symétrie

## 2.4 Réalisation d'une base de données sur l'incidence de la torsion

### 2.4.1 Critères de la réalisation

Les critères spécifiques au domaine couvert par ce travail pour les bâtiments en bois sont les suivants [FOU 08] :

- Les ouvrages en bois de ce travail sont limités à une emprise au sol de 350m<sup>2</sup>.
- La forme en plan doit être suffisamment compacte ; elle doit s'inscrire dans une forme rectangulaire dont le rapport longueur sur largeur doit être compris entre 1 et 2. Cette forme peut toutefois présenter des angles rentrant à la condition que chaque différence de surfaces entre le rectangle enveloppe et la forme réelle en plan n'excède pas 10%.
- Les contreventements internes, quand ils sont limités à deux files, doivent être espacés au minimum de 1,50m ou du dixième de la dimension du bâtiment, (dans la même direction).

## 2.4.2 Configurations de contreventements étudiés

L'étude de l'effet de la torsion s'appuie sur une étude paramétrique. Cette étude est faite sur une hypothèse d'un rapport longueur sur largeur compris entre 1 et 2. Les configurations de contreventements étudiés sont réparties dans les 5 familles de cas : A1 à A45, B1 à B45, C1 à C45, D1 à D45 et E1 à E45, basés sur le rapport longueur sur largeur et sur différentes zones d'implantation des contreventements. Dans chaque famille de cas, les dispositions des contreventements orientés suivant X sont identiques. L'implantation des contreventements suivant Y dans les zones A, B, C ou D et l'élanement en plan constituent les variantes d'une famille à une autre selon le paragraphe 2.2.4. Les cas étudiés sont synthétisés dans les tableaux 2.18 à 2.20.

- Dans la famille de cas A, le rapport longueur sur largeur est égal à 1 et les murs intérieurs suivant Y situés dans la zone BC.
- Dans les familles de cas B et C, les rapports longueur sur largeur sont respectivement égaux à 1,5 et 2. Ces 2 cas ont les mêmes distributions des implantations des contreventements que le cas A.

Configurations	Direction X				Direction Y				Configurations	Direction X				Direction Y			
	Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone					Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone			
	A	B	C	D	A	B	C	D		A	B	C	D	A	B	C	D
A1	60	40			60	40			A24	50		50		80	20		
A2	60	40			70	30			A25	40		60		60	40		
A3	60	40			80	20			A26	40		60		70	30		
A4	70	30			60	40			A27	40		60		80	20		
A5	70	30			70	30			A28	30		70		60	40		
A6	70	30			80	20			A29	30		70		70	30		
A7	80	20			60	40			A30	30		70		80	20		
A8	80	20			70	30			A31	20		80		60	40		
A9	80	20			80	20			A32	20		80		70	30		
A10	50	50			60	40			A33	20		80		80	20		
A11	50	50			70	30			A34	50			50	60	40		
A12	50	50			80	20			A35	50			50	70	30		
A13	40	60			60	40			A36	50			50	80	20		
A14	40	60			70	30			A37	40			60	60	40		
A15	40	60			80	20			A38	40			60	70	30		
A16	30	70			60	40			A39	40			60	80	20		
A17	30	70			70	30			A40	30			70	60	40		
A18	30	70			80	20			A41	30			70	70	30		
A19	20	80			60	40			A42	30			70	80	20		
A20	20	80			70	30			A43	20			80	60	40		
A21	20	80			80	20			A44	20			80	70	30		
A22	50		50		60	40			A45	20			80	80	20		
A23	50		50		70	30											

Tableau 2.18 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas A, B et C

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

- Dans le cas D, le rapport longueur sur largeur est égal à 2 et les murs intérieurs suivant Y situés dans la zone C (position comprise ici est à 60% de la longueur ou de la largeur du rectangle de base dans la direction X).

Configurations	Direction X				Direction Y				Configurations	Direction X				Direction Y			
	Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone					Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone			
	A	B	C	D	A	B	C	D		A	B	C	D	A	B	C	D
D1	60	40			60		40		D24	50		50		80		20	
D2	60	40			70		30		D25	40		60		60		40	
D3	60	40			80		20		D26	40		60		70		30	
D4	70	30			60		40		D27	40		60		80		20	
D5	70	30			70		30		D28	30		70		60		40	
D6	70	30			80		20		D29	30		70		70		30	
D7	80	20			60		40		D30	30		70		80		20	
D8	80	20			70		30		D31	20		80		60		40	
D9	80	20			80		20		D32	20		80		70		30	
D10	50	50			60		40		D33	20		80		80		20	
D11	50	50			70		30		D34	50			50	60		40	
D12	50	50			80		20		D35	50			50	70		30	
D13	40	60			60		40		D36	50			50	80		20	
D14	40	60			70		30		D37	40			60	60		40	
D15	40	60			80		20		D38	40			60	70		30	
D16	30	70			60		40		D39	40			60	80		20	
D17	30	70			70		30		D40	30			70	60		40	
D18	30	70			80		20		D41	30			70	70		30	
D19	20	80			60		40		D42	30			70	80		20	
D20	20	80			70		30		D43	20			80	60		40	
D21	20	80			80		20		D44	20			80	70		30	
D22	50		50		60		40		D45	20			80	80		20	
D23	50		50		70		30										

Tableau 2.19 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas D

- Dans le cas E, le rapport longueur sur largeur est égal à 2 et les murs intérieurs suivant Y situés dans la zone D (position comprise ici est à 45% de la longueur ou de la largeur du rectangle de base dans la direction X).

Configurations	Direction X				Direction Y				Configurations	Direction X				Direction Y			
	Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone					Position des CVTs en %/zone				Position des CVTs en %/zone			
	A	B	C	D	A	B	C	D		A	B	C	D	A	B	C	D
E1	60	40			60			40	E24	50		50		80			20
E2	60	40			70			30	E25	40		60		60			40
E3	60	40			80			20	E26	40		60		70			30
E4	70	30			60			40	E27	40		60		80			20
E5	70	30			70			30	E28	30		70		60			40
E6	70	30			80			20	E29	30		70		70			30
E7	80	20			60			40	E30	30		70		80			20
E8	80	20			70			30	E31	20		80		60			40
E9	80	20			80			20	E32	20		80		70			30
E10	50	50			60			40	E33	20		80		80			20
E11	50	50			70			30	E34	50			50	60			40
E12	50	50			80			20	E35	50			50	70			30
E13	40	60			60			40	E36	50			50	80			20
E14	40	60			70			30	E37	40			60	60			40
E15	40	60			80			20	E38	40			60	70			30
E16	30	70			60			40	E39	40			60	80			20
E17	30	70			70			30	E40	30			70	60			40
E18	30	70			80			20	E41	30			70	70			30
E19	20	80			60			40	E42	30			70	80			20
E20	20	80			70			30	E43	20			80	60			40
E21	20	80			80			20	E44	20			80	70			30
E22	50		50		60			40	E45	20			80	80			20
E23	50		50		70			30									

Tableau 2.20 : Configurations de contreventements étudiés dans le cas E

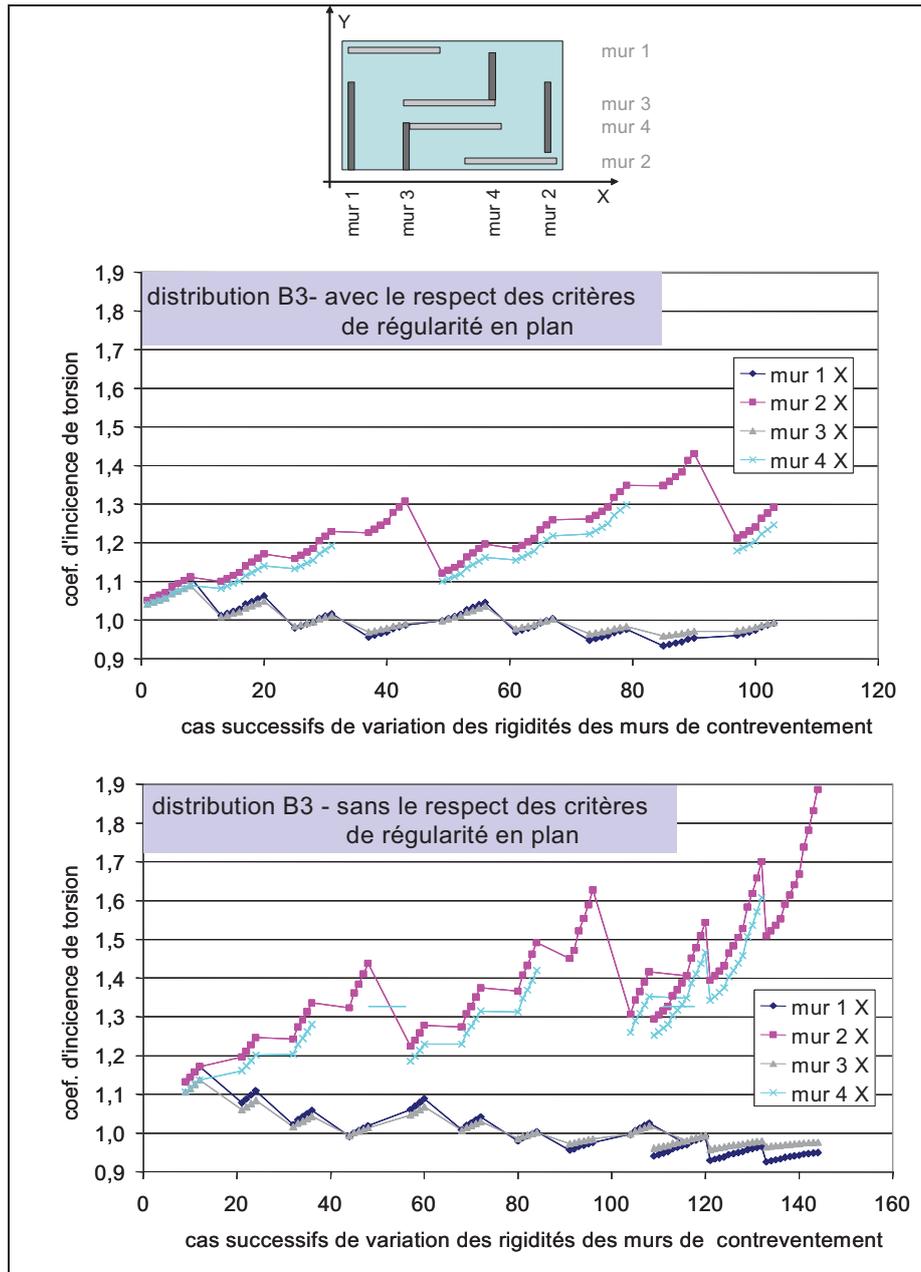
Pour chacun de cas  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$ ,  $D_i$ , ou  $E_i$ , différentes géométries des contreventements au sein d'une zone sont étudiées selon la proposition 2.2.4. Ce sont 144 configurations de symétrie qui sont étudiées pour chaque cas, soit  $5 \times 45 \times 144 = 32\,400$  configurations. De plus, pour chaque configuration étudiée, 16 combinaisons d'excentricités accidentelles et d'orientations d'actions sismiques (tableau 2.1) sont évaluées.

### 2.4.3 Analyse de l'influence des différentes configurations de contreventement

L'étude globale des structures est conduite en utilisant la méthode de prise en compte des effets de la torsion. Seuls les premiers modes de translation sont considérés et

la torsion est intégrée par couplage en rigidité globale et combinaison des actions sismiques suivant X et Y. Pour chacune des 32 400 configurations, les possibilités d'excentricités accidentelles avec couplage des actions sismiques suivant X et Y sont prises en compte et seul le maxima d'incidence de la torsion est retenu pour chacun des murs de contreventement.

La figure 2.14 présente un exemple de configuration en symétrie étudiée pour une distribution spatiale donnée avec ou non filtre des cas réguliers au sens de l'Eurocode 8.



Nous pouvons constater que l'incidence de la torsion est plus importante pour des cas de non régularité en plan que pour des configurations respectant ces critères de régularité.

La figure 2.15 rapporte la distribution de l'incidence de la torsion d'axe vertical pour les murs périphériques les plus chargés suivant X et Y pour l'ensemble de cas étudiés. On constate que les classes qui se situent dans l'intervalle [0,9 ; 1,2] sont les plus représentées et qu'à partir d'un coefficient d'incidence de la torsion égale à 1,6, le cumul des différentes classes constitue environ 10% de l'ensemble de la population.

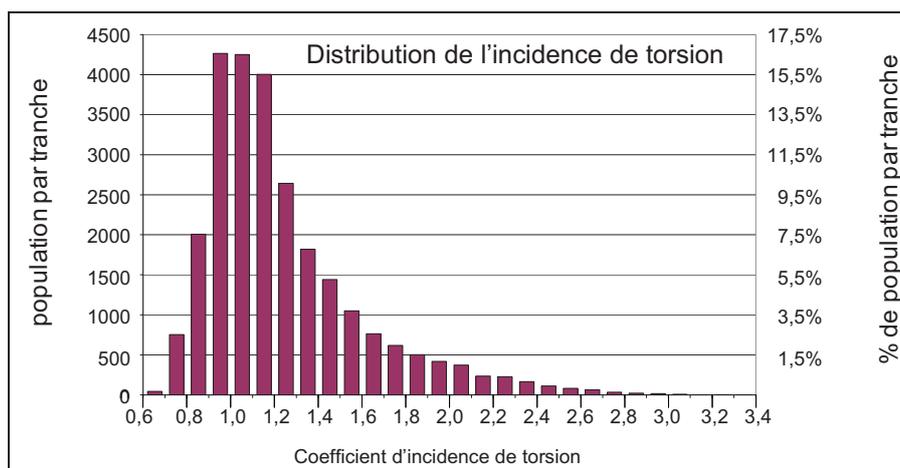


Figure 2.15 : Incidence de la torsion sur l'effort sismique repris par les murs périphériques orientés suivant X et Y pour l'ensemble des configurations étudiées

Plutôt que de se limiter à ces calculs de critère de régularité, l'option retenue dans cette étude est de définir des classes de distributions I, II, III, IV (qui sont définies ci-après) et donner pour ces 4 classes des coefficients d'incidence de torsion, correspondants aux valeurs enveloppes des coefficients obtenus par les calculs pour chaque échantillon global. L'ensemble des résultats obtenus conduit à la réalisation d'une base de données qui pourra servir de référence pour l'analyse de l'influence de la semi-rigidité des diaphragmes ou de la non-linéarité réelle des contreventements sur la répartition des sollicitations.

➤ Classification des bâtiments courants

Les bâtiments abordés dans cette étude ont une surface d'étage inférieure à 360 m<sup>2</sup>. La hauteur d'étage est de 2,75m, le système de contreventement n'est pas prédéfini, mais doit s'inscrire dans une des quatre classes de distribution définies ci-après. Cette étude prévoit 3 bornes de distributions des contreventements par zone :  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique),  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$ . La possibilité d'aller jusqu'à une distribution  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  n'est pas autorisée en zone A. Cette distribution  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  n'est donc autorisée que pour les contreventements « internes » et elle est conditionnée à une parfaite symétrie des autres contreventements en X et en Y.

Les classes de distribution sont basées sur la symétrie de contreventement et sur la position de ces contreventements par zone.

- distribution I :  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$  (parfaitement symétrique pour toutes les zones dans les deux directions). Par exemple, la figure 2.16 montre deux distributions de rigidités suivant X et Y. La distribution suivant Y est répartie entre les zones A et BC et la distribution suivant X est répartie entre les zones A et D.

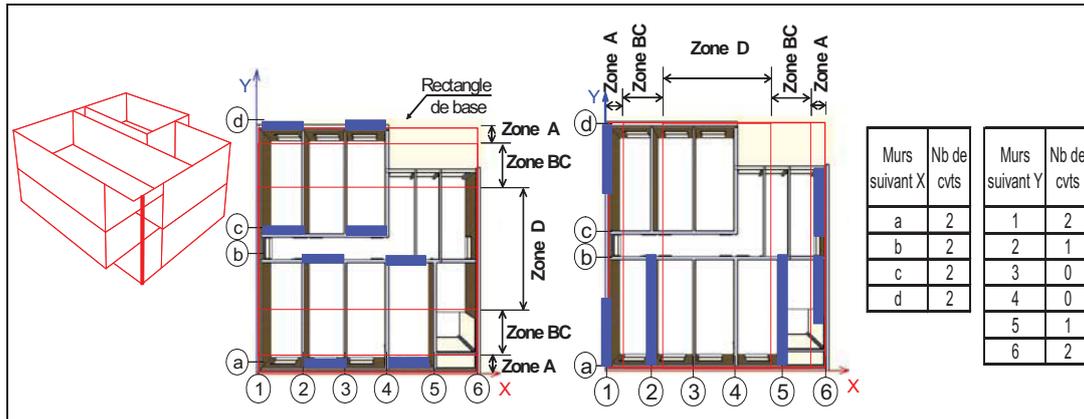


Figure 2.16 : Illustration de classe de distribution I de contreventements

- distribution II :  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ .

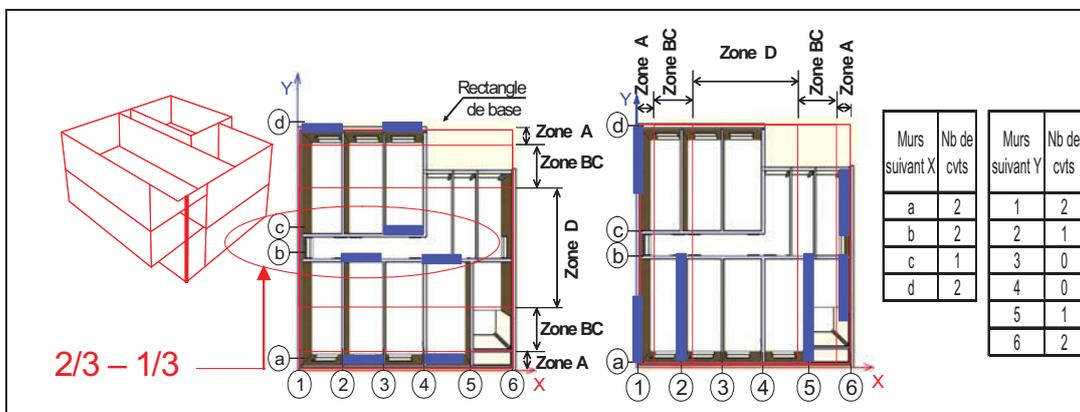


Figure 2.17 : Illustration de classe de distribution II de contreventements

- distribution III :  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ , ou 2 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ ,

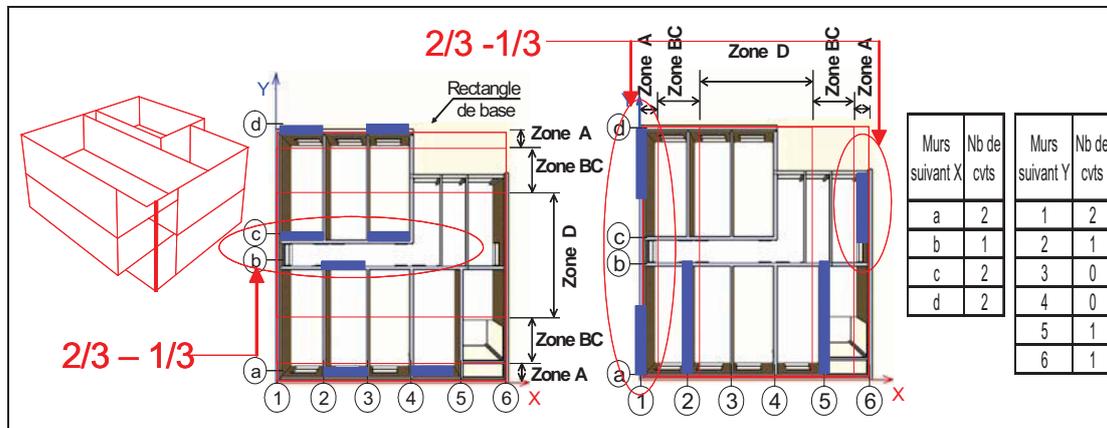


Figure 2.18 : Illustration de classe de distribution III de contreventements

- distribution IV : 4 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$

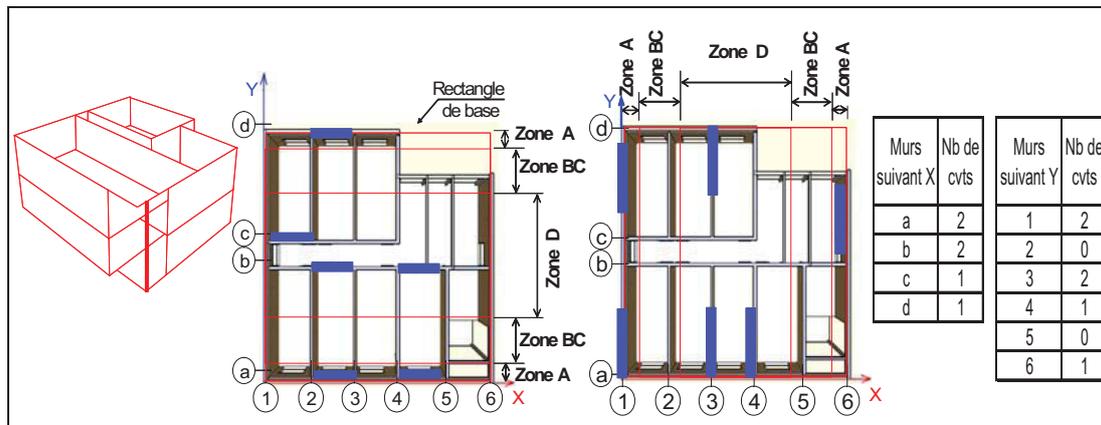


Figure 2.19 : Illustration de classe de distribution IV de contreventements

La figure 2.20 présente la distribution de l'incidence de torsion pour un échantillon réduit correspondants aux exigences de configuration de contreventement précitées :

- imposition d'un minimum de 20% de contreventement en façade dans une direction et le complément en pourcentage en façade dans l'autre direction.
- distribution I, II, III ou IV.

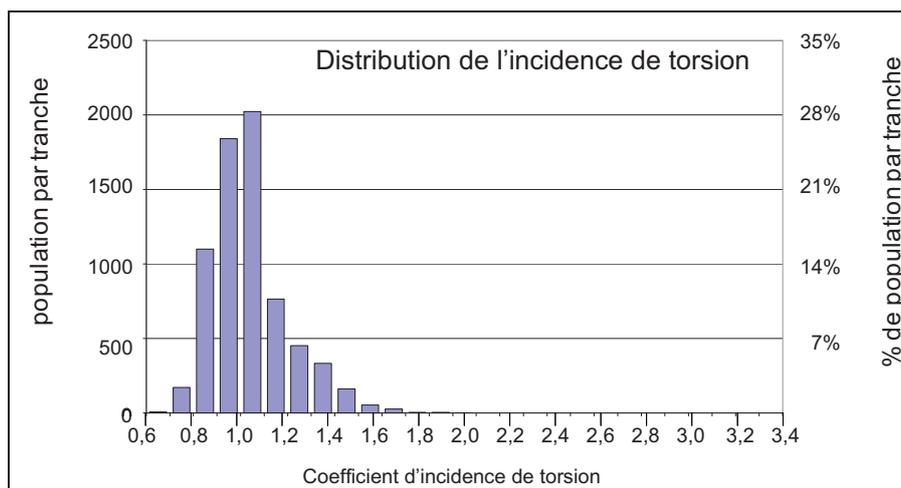


Figure 2.20 : Incidence de la torsion sur l'effort sismique repris par les murs périphériques orientés suivant X et Y pour les configurations I, II, III & IV

On constate que les coefficients d'incidence de la torsion les plus représentés se situent dans un intervalle plus serré [0,9 ; 1,10].

La figure 2.21 synthétise ces coefficients. Dans cette figure, chaque barre de ces graphes représente le maximum de l'incidence associée à une des 144 configurations de symétrie envisagées. On constate que l'incidence de la torsion évolue moins des cas A au cas E, qu'au sein d'une famille de cas, de l'implantation 1 à 45. Là où les différences sont les plus marquées, c'est d'une couleur à une autre. Ces couleurs ont été établies sur ces observations de sensibilité. Elles sont reportées dans les colonnes des tableaux 2.21 à 2.25.

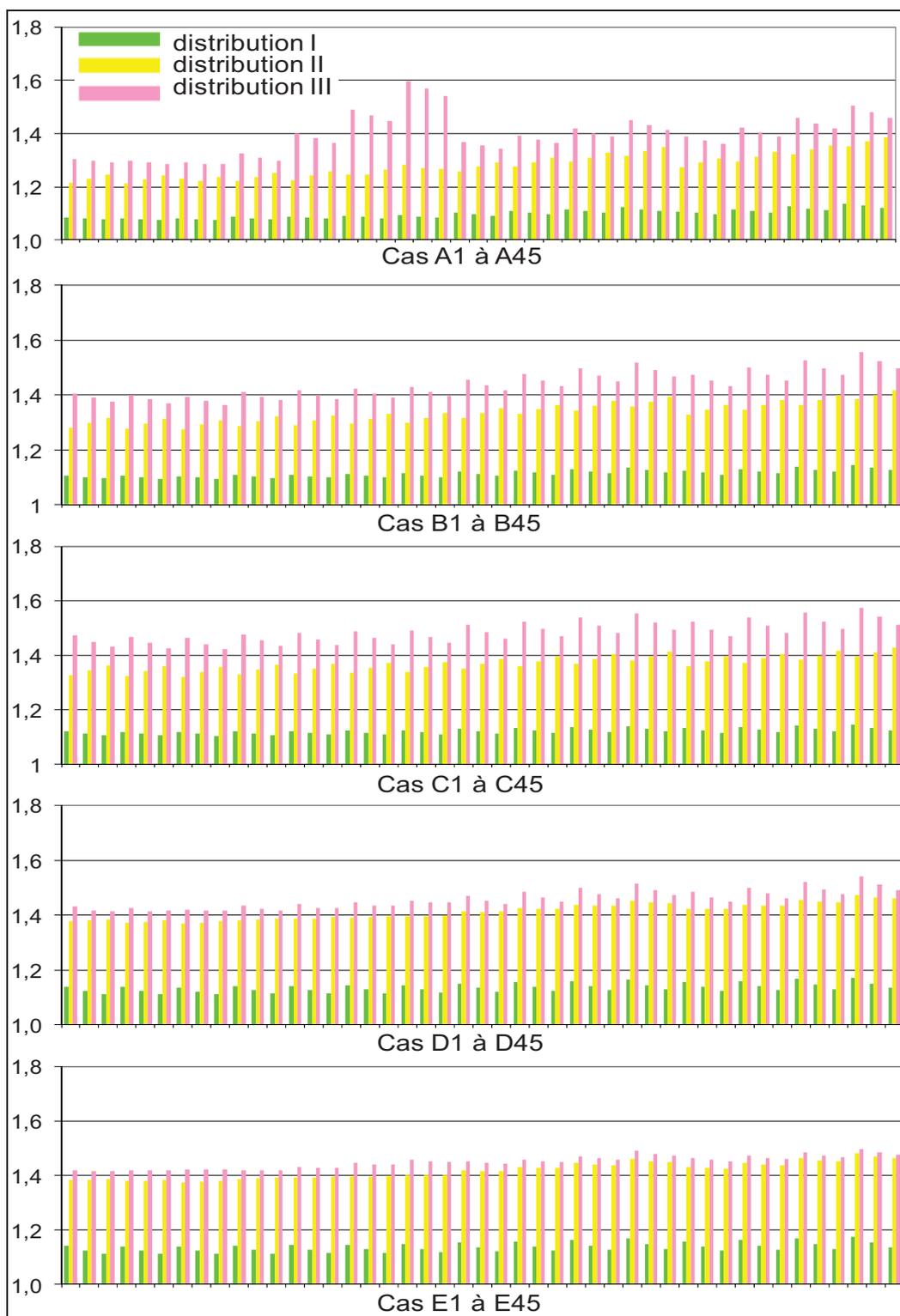


Figure 2. 21 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'ensemble de cas étudiée

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

confi gura tions	direction X				direction Y				Incidence de torsion			
	position des CVTs en % /zone				position des CVTs en % /zone				distrib- tion I	distrib- tion II	distrib- tion III	distrib- tion IV
	A	B	C	D	A	B	C	D				
A1	60	40			60	40			1,085	1,216	1,306	1,384
A2	60	40			70	30			1,082	1,232	1,298	1,373
A3	60	40			80	20			1,079	1,248	1,291	1,362
A4	70	30			60	40			1,084	1,212	1,299	1,374
A5	70	30			70	30			1,080	1,227	1,292	1,364
A6	70	30			80	20			1,077	1,243	1,285	1,354
A7	80	20			60	40			1,082	1,231	1,293	1,365
A8	80	20			70	30			1,079	1,223	1,286	1,355
A9	80	20			80	20			1,076	1,238	1,285	1,346
A10	50	50			60	40			1,087	1,221	1,324	1,393
A11	50	50			70	30			1,084	1,237	1,310	1,382
A12	50	50			80	20			1,080	1,253	1,297	1,371
A13	40	60			60	40			1,089	1,226	1,401	1,404
A14	40	60			70	30			1,085	1,242	1,383	1,391
A15	40	60			80	20			1,082	1,258	1,366	1,380
A16	30	70			60	40			1,091	1,247	1,491	1,515
A17	30	70			70	30			1,087	1,247	1,468	1,487
A18	30	70			80	20			1,084	1,263	1,446	1,473
A19	20	80			60	40			1,093	1,283	1,598	1,622
A20	20	80			70	30			1,089	1,270	1,568	1,582
A21	20	80			80	20			1,085	1,269	1,541	1,564
A22	50		50		60	40			1,102	1,259	1,368	1,436
A23	50		50		70	30			1,097	1,276	1,356	1,420
A24	50		50		80	20			1,093	1,293	1,345	1,406
A25	40		60		60	40			1,108	1,276	1,392	1,460
A26	40		60		70	30			1,103	1,293	1,378	1,442
A27	40		60		80	20			1,098	1,310	1,365	1,426
A28	30		70		60	40			1,116	1,294	1,420	1,488
A29	30		70		70	30			1,109	1,312	1,403	1,467
A30	30		70		80	20			1,104	1,329	1,388	1,449
A31	20		80		60	40			1,124	1,316	1,452	1,520
A32	20		80		70	30			1,117	1,334	1,432	1,496
A33	20		80		80	20			1,110	1,351	1,414	1,474
A34	50			50	60	40			1,108	1,274	1,389	1,433
A35	50			50	70	30			1,102	1,291	1,375	1,417
A36	50			50	80	20			1,097	1,308	1,363	1,402
A37	40			60	60	40			1,116	1,296	1,422	1,459
A38	40			60	70	30			1,110	1,313	1,405	1,440
A39	40			60	80	20			1,104	1,330	1,390	1,423
A40	30			70	60	40			1,126	1,322	1,460	1,490
A41	30			70	70	30			1,119	1,339	1,440	1,468
A42	30			70	80	20			1,112	1,357	1,422	1,448
A43	20			80	60	40			1,138	1,353	1,507	1,528
A44	20			80	70	30			1,129	1,370	1,481	1,501
A45	20			80	80	20			1,121	1,388	1,459	1,477

Tableau 2.21 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global A

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

confi gura tions	direction X				direction Y				Incidence de torsion			
	position des CVTs en % /zone				position des CVTs en % /zone				distrib tion I	distrib tion II	distrib tion III	distrib tion IV
	A	B	C	D	A	B	C	D				
B1	60	40			60	40			1,107	1,282	1,404	1,477
B2	60	40			70	30			1,101	1,299	1,389	1,457
B3	60	40			80	20			1,096	1,317	1,375	1,440
B4	70	30			60	40			1,105	1,278	1,398	1,469
B5	70	30			70	30			1,100	1,295	1,383	1,450
B6	70	30			80	20			1,095	1,313	1,370	1,433
B7	80	20			60	40			1,104	1,274	1,393	1,462
B8	80	20			70	30			1,098	1,291	1,378	1,443
B9	80	20			80	20			1,093	1,309	1,365	1,426
B10	50	50			60	40			1,108	1,286	1,411	1,485
B11	50	50			70	30			1,102	1,304	1,394	1,465
B12	50	50			80	20			1,097	1,321	1,380	1,446
B13	40	60			60	40			1,110	1,290	1,417	1,494
B14	40	60			70	30			1,104	1,308	1,400	1,472
B15	40	60			80	20			1,098	1,325	1,385	1,453
B16	30	70			60	40			1,111	1,295	1,423	1,503
B17	30	70			70	30			1,105	1,312	1,406	1,480
B18	30	70			80	20			1,100	1,330	1,390	1,461
B19	20	80			60	40			1,113	1,299	1,430	1,512
B20	20	80			70	30			1,107	1,317	1,412	1,489
B21	20	80			80	20			1,101	1,334	1,396	1,468
B22	50		50		60	40			1,120	1,317	1,457	1,516
B23	50		50		70	30			1,113	1,335	1,436	1,491
B24	50		50		80	20			1,106	1,352	1,418	1,470
B25	40		60		60	40			1,124	1,330	1,475	1,533
B26	40		60		70	30			1,117	1,347	1,453	1,507
B27	40		60		80	20			1,110	1,365	1,433	1,483
B28	30		70		60	40			1,129	1,343	1,496	1,552
B29	30		70		70	30			1,121	1,361	1,471	1,523
B30	30		70		80	20			1,114	1,378	1,449	1,498
B31	20		80		60	40			1,135	1,358	1,518	1,572
B32	20		80		70	30			1,126	1,375	1,490	1,541
B33	20		80		80	20			1,118	1,393	1,466	1,513
B34	50			50	60	40			1,124	1,328	1,473	1,511
B35	50			50	70	30			1,116	1,346	1,451	1,486
B36	50			50	80	20			1,109	1,363	1,431	1,464
B37	40			60	60	40			1,130	1,344	1,497	1,528
B38	40			60	70	30			1,121	1,362	1,472	1,501
B39	40			60	80	20			1,114	1,379	1,450	1,477
B40	30			70	60	40			1,136	1,362	1,524	1,548
B41	30			70	70	30			1,127	1,379	1,496	1,518
B42	30			70	80	20			1,119	1,397	1,471	1,492
B43	20			80	60	40			1,143	1,381	1,553	1,570
B44	20			80	70	30			1,133	1,399	1,521	1,537
B45	20			80	80	20			1,124	1,415	1,494	1,508

Tableau 2.22 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global B

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

confi gura tions	direction X				direction Y				Incidence de torsion			
	position des CVTs en % /zone				position des CVTs en % /zone				distri- bution I	distri- bution II	distri- bution III	distri- bution IV
	A	B	C	D	A	B	C	D				
C1	60	40			60	40			1,120	1,326	1,472	1,535
C2	60	40			70	30			1,113	1,344	1,449	1,508
C3	60	40			80	20			1,106	1,361	1,429	1,484
C4	70	30			60	40			1,119	1,323	1,467	1,529
C5	70	30			70	30			1,112	1,341	1,445	1,502
C6	70	30			80	20			1,105	1,358	1,426	1,479
C7	80	20			60	40			1,118	1,320	1,463	1,523
C8	80	20			70	30			1,111	1,338	1,441	1,497
C9	80	20			80	20			1,104	1,355	1,422	1,475
C10	50	50			60	40			1,121	1,329	1,477	1,541
C11	50	50			70	30			1,114	1,347	1,454	1,513
C12	50	50			80	20			1,107	1,365	1,433	1,489
C13	40	60			60	40			1,122	1,332	1,482	1,547
C14	40	60			70	30			1,115	1,350	1,458	1,519
C15	40	60			80	20			1,108	1,368	1,437	1,494
C16	30	70			60	40			1,124	1,335	1,487	1,554
C17	30	70			70	30			1,116	1,353	1,462	1,524
C18	30	70			80	20			1,109	1,371	1,441	1,499
C19	20	80			60	40			1,125	1,339	1,492	1,560
C20	20	80			70	30			1,117	1,357	1,467	1,530
C21	20	80			80	20			1,110	1,374	1,445	1,504
C22	50		50		60	40			1,129	1,352	1,511	1,560
C23	50		50		70	30			1,121	1,369	1,484	1,529
C24	50		50		80	20			1,113	1,387	1,460	1,503
C25	40		60		60	40			1,132	1,360	1,524	1,571
C26	40		60		70	30			1,123	1,378	1,495	1,539
C27	40		60		80	20			1,115	1,395	1,471	1,511
C28	30		70		60	40			1,136	1,370	1,538	1,583
C29	30		70		70	30			1,126	1,387	1,508	1,549
C30	30		70		80	20			1,118	1,404	1,481	1,520
C31	20		80		60	40			1,139	1,379	1,553	1,596
C32	20		80		70	30			1,129	1,397	1,520	1,560
C33	20		80		80	20			1,121	1,414	1,493	1,529
C34	50			50	60	40			1,132	1,359	1,523	1,554
C35	50			50	70	30			1,123	1,377	1,494	1,523
C36	50			50	80	20			1,115	1,394	1,470	1,496
C37	40			60	60	40			1,136	1,370	1,539	1,564
C38	40			60	70	30			1,126	1,388	1,509	1,532
C39	40			60	80	20			1,118	1,405	1,482	1,504
C40	30			70	60	40			1,140	1,382	1,556	1,576
C41	30			70	70	30			1,130	1,399	1,524	1,541
C42	30			70	80	20			1,121	1,416	1,496	1,512
C43	20			80	60	40			1,144	1,394	1,575	1,588
C44	20			80	70	30			1,134	1,411	1,540	1,552
C45	20			80	80	20			1,124	1,428	1,510	1,521

Tableau 2.23 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global C

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

confi gura tions	direction X				direction Y				Incidence de torsion			
	position des CVTs en % /zone				position des CVTs en % /zone				distrib tion I	distrib tion II	distrib tion III	distrib tion IV
	A	B	C	D	A	B	C	D				
D1	60	40			60	40			1,139	1,377	1,431	1,498
D2	60	40			70	30			1,124	1,381	1,418	1,479
D3	60	40			80	20			1,113	1,385	1,415	1,465
D4	70	30			60	40			1,137	1,373	1,426	1,492
D5	70	30			70	30			1,123	1,377	1,414	1,474
D6	70	30			80	20			1,112	1,381	1,416	1,460
D7	80	20			60	40			1,136	1,369	1,421	1,486
D8	80	20			70	30			1,122	1,373	1,416	1,468
D9	80	20			80	20			1,111	1,378	1,418	1,455
D10	50	50			60	40			1,140	1,382	1,436	1,505
D11	50	50			70	30			1,125	1,384	1,422	1,485
D12	50	50			80	20			1,114	1,388	1,416	1,470
D13	40	60			60	40			1,142	1,386	1,441	1,512
D14	40	60			70	30			1,127	1,388	1,427	1,491
D15	40	60			80	20			1,115	1,392	1,426	1,475
D16	30	70			60	40			1,143	1,390	1,446	1,518
D17	30	70			70	30			1,128	1,392	1,436	1,496
D18	30	70			80	20			1,116	1,396	1,436	1,480
D19	20	80			60	40			1,145	1,395	1,451	1,525
D20	20	80			70	30			1,129	1,397	1,447	1,502
D21	20	80			80	20			1,117	1,400	1,447	1,485
D22	50		50		60	40			1,151	1,413	1,471	1,525
D23	50		50		70	30			1,134	1,412	1,453	1,501
D24	50		50		80	20			1,121	1,414	1,441	1,483
D25	40		60		60	40			1,155	1,425	1,485	1,537
D26	40		60		70	30			1,138	1,423	1,465	1,511
D27	40		60		80	20			1,123	1,424	1,450	1,492
D28	30		70		60	40			1,160	1,438	1,500	1,550
D29	30		70		70	30			1,141	1,434	1,478	1,522
D30	30		70		80	20			1,126	1,434	1,461	1,501
D31	20		80		60	40			1,165	1,451	1,516	1,563
D32	20		80		70	30			1,145	1,446	1,491	1,533
D33	20		80		80	20			1,129	1,445	1,472	1,510
D34	50			50	60	40			1,155	1,423	1,484	1,518
D35	50			50	70	30			1,137	1,422	1,464	1,494
D36	50			50	80	20			1,123	1,423	1,450	1,476
D37	40			60	60	40			1,160	1,438	1,501	1,529
D38	40			60	70	30			1,141	1,435	1,479	1,503
D39	40			60	80	20			1,126	1,435	1,462	1,484
D40	30			70	60	40			1,166	1,455	1,520	1,541
D41	30			70	70	30			1,146	1,449	1,494	1,513
D42	30			70	80	20			1,130	1,447	1,475	1,492
D43	20			80	60	40			1,172	1,472	1,540	1,555
D44	20			80	70	30			1,151	1,465	1,511	1,524
D45	20			80	80	20			1,134	1,461	1,490	1,501

Tableau 2.24 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global D

Chapitre 2 - Adaptation d'une méthode Néozélandaise pour la prise en compte de la torsion, transcription à des bâtiments génériques en bois

confi gura tions	direction X				direction Y				Incidence de torsion			
	position des CVTs en % /zone				position des CVTs en % /zone				distrib ution I	distrib ution II	distrib ution III	distrib ution IV
	A	B	C	D	A	B	C	D				
E1	60	40			60	40			1,141	1,383	1,419	1,449
E2	60	40			70	30			1,125	1,384	1,417	1,444
E3	60	40			80	20			1,113	1,387	1,417	1,443
E4	70	30			60	40			1,139	1,379	1,420	1,443
E5	70	30			70	30			1,124	1,381	1,419	1,439
E6	70	30			80	20			1,112	1,384	1,419	1,438
E7	80	20			60	40			1,138	1,375	1,422	1,437
E8	80	20			70	30			1,123	1,377	1,420	1,434
E9	80	20			80	20			1,111	1,380	1,421	1,433
E10	50	50			60	40			1,142	1,387	1,420	1,455
E11	50	50			70	30			1,127	1,388	1,418	1,450
E12	50	50			80	20			1,114	1,391	1,418	1,447
E13	40	60			60	40			1,144	1,392	1,432	1,461
E14	40	60			70	30			1,128	1,392	1,429	1,455
E15	40	60			80	20			1,115	1,395	1,428	1,452
E16	30	70			60	40			1,145	1,397	1,445	1,467
E17	30	70			70	30			1,129	1,397	1,440	1,460
E18	30	70			80	20			1,116	1,398	1,439	1,457
E19	20	80			60	40			1,147	1,401	1,458	1,473
E20	20	80			70	30			1,131	1,401	1,452	1,466
E21	20	80			80	20			1,117	1,402	1,449	1,462
E22	50		50		60	40			1,154	1,419	1,452	1,471
E23	50		50		70	30			1,136	1,417	1,446	1,464
E24	50		50		80	20			1,121	1,417	1,443	1,460
E25	40		60		60	40			1,158	1,432	1,458	1,482
E26	40		60		70	30			1,139	1,428	1,451	1,473
E27	40		60		80	20			1,124	1,427	1,448	1,468
E28	30		70		60	40			1,163	1,445	1,471	1,493
E29	30		70		70	30			1,143	1,439	1,462	1,483
E30	30		70		80	20			1,127	1,437	1,458	1,476
E31	20		80		60	40			1,168	1,459	1,490	1,505
E32	20		80		70	30			1,146	1,452	1,479	1,493
E33	20		80		80	20			1,130	1,448	1,473	1,485
E34	50			50	60	40			1,157	1,431	1,464	1,487
E35	50			50	70	30			1,139	1,427	1,456	1,480
E36	50			50	80	20			1,124	1,426	1,453	1,477
E37	40			60	60	40			1,163	1,446	1,473	1,497
E38	40			60	70	30			1,143	1,440	1,465	1,489
E39	40			60	80	20			1,127	1,438	1,460	1,485
E40	30			70	60	40			1,169	1,463	1,484	1,497
E41	30			70	70	30			1,147	1,455	1,473	1,487
E42	30			70	80	20			1,131	1,451	1,468	1,482
E43	20			80	60	40			1,175	1,481	1,495	1,507
E44	20			80	70	30			1,152	1,470	1,483	1,488
E45	20			80	80	20			1,135	1,464	1,476	1,482

Tableau 2.25 : Coefficient d'incidence de la torsion en fonction de la répartition en zones et de la distribution en symétrie pour l'échantillon global E

## 2.5 Conclusion

Les valeurs maximales des coefficients d'incidence de la torsion sont données dans le tableau 2.26. Ces valeurs correspondent au maximum de l'incidence de la torsion pour l'ensemble des variations d'implantation des contreventements envisagées. On constate que plus les contreventements sont distribués d'une manière symétrique dans la structure plus l'incidence de la torsion diminue. Ainsi, les incidences de la torsion ne peuvent pas être négligées car elles varient de 15 à 58% en fonction des configurations analysées. De plus, les coefficients d'incidence de la torsion calculés dans l'exemple de calcul détaillé du paragraphe 2.3 (cf. tableau 2.17) sont sensiblement inférieurs à ces valeurs enveloppes.

Longueur/lageur : L/l		Incidence de torsion			
		distribution I	distribution II	distribution III	distribution IV
minimum	maximum				
1	2	1,15	1,43	1,56	1,58

Tableau 2.26 : Incidence de la torsion par distribution en symétrie

La présente étude a permis d'analyser l'influence des paramètres de « régularité » en plan sur les effets de la torsion d'axe vertical. L'application de cette étude a été conduite sur des bâtiments à ossature en bois contreventés par panneaux de particules, cloués à une ossature en bois massif ou reconstitué. Ce sont des bâtiments courants pour habitat individuel ou petits collectifs, réguliers en élévation. L'analyse globale du comportement des contreventements en flexion et la méthode néozélandaise de prise en compte de la torsion sont appropriées à l'ingénierie mise en place pour ce type d'ouvrage. Un des principaux intérêts de cette étude réside dans la démarche de classement de distribution des contreventements. Ce classement s'appuie sur une étude de cas ayant permis de constituer une base de données d'incidence de la torsion d'axe vertical de l'ouvrage sur les efforts repris par ses contreventements. Les calculs pour constituer cette base de données s'appuient sur la méthode néo-zélandaise qui permet de prendre en compte torsion et combinaison des directions d'actions sismiques. Cette étude permet, pour un type de bâtiment donné, de s'affranchir du calcul et du respect des critères de régularité horizontale, difficiles à calculer. La base de données pourra également servir de référence pour une analyse ultérieure de l'influence de la semi-rigidité des diaphragmes ou de la non-linéarité réelle des contreventements sur la répartition des sollicitations.

Des simulations numériques sur des modèle 3D à grand nombre de degrés de liberté et sur des modèles brochettes sont conduites dans le chapitre 3 pour valider la démarche de prise en compte de la torsion dans ce chapitre et établir les différentes comparaisons.

## **Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale (Développements analytiques et numériques)**

### **3.1 Introduction**

Dans ce chapitre nous nous proposons d'élaborer un modèle éléments finis 3D permettant la simulation du comportement d'une structure générique symétrique. Une analyse dynamique fine est réalisée pour valider les approches simplifiées. Les calculs sont réalisés avec le logiciel Cast3m. Dans un premier temps, une analyse modale est conduite sur le modèle élément finis 3D à « grand nombre » de degrés de liberté et sur le modèle brochette pour le calcul des fréquences propres et des modes propres. Le modèle brochette est ainsi validé. Dans un deuxième temps, une étude modale spectrale est conduite sur le modèle simplifié par brochette. Les efforts sismiques sont déterminés pour chaque niveau de masse et les efforts dans les contreventements sont calculés à partir des modes de flexion et de la prise en compte de la torsion par la méthode néozélandaise et la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8. Ces différents résultats sont comparés.

### **3.2 Analyse modale sur un modèle 3D**

#### **3.2.1 Motifs élémentaires des contreventements et diaphragmes de la structure étudiée**

La structure à analyser dans cette étude est un bâtiment simple de type R+1 avec la dimension de 5,0 x 6,0 m<sup>2</sup>. Les hauteurs de Rez-de-chaussée et de premier étage sont égales à 2,75m. Pour la modélisation sur le logiciel Cast3m, la géométrie et les dimensions du maillage dépendent de la géométrie de la structure, c'est-à-dire, de la disposition des contreventements, des types de matériaux et des types de liaisons entre les différents éléments structuraux. Pour cela, toutes les caractéristiques géométriques ont été paramétrées pour pouvoir être facilement modifiées.

Afin de standardiser la génération du modèle par élément finis, les murs primaires et secondaires sont modélisés par des motifs élémentaires calqués sur les dimensions des panneaux de contreventement et les panneaux avec ouvertures. Ces motifs sont constitués d'élément « poutre » représentant les montants et les lisses des panneaux, et d'une diagonale (élément barre fonctionnant en traction et compression) avec des caractéristiques sectorielles calibrées pour rendre compte de la rigidité réelle du panneau de contreventement. Dans le cas de motif d'élément secondaire ou de baie, la section de diagonale est proche de zéro. Les planchers sont également réalisés avec ces mêmes motifs élémentaires, leur rigidité est calée sur celle des planchers fonctionnant en diaphragme [FUE 10].

Dans un premier temps nous découpons la structure en « blocs » : rez-de-chaussée, premier étage et structure de charpente, puis en motifs élémentaires et les caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques de ces motifs sont définis. Dans un deuxième

temps, ces motifs sont connectés pour constituer les composants tels que murs, planchers et charpente, puis ces composants sont assemblés pour reconstituer la structure globale. . Dans un troisième temps une analyse modale est conduite avec cette structure 3D. Afin de comparer les résultats obtenus par ce modèle et ceux obtenus au chapitre 2, un modèle brochette est étudié analytiquement.

### 3.2.1.1 Motif de voile de contreventement ou diaphragme de plancher

Chaque voile de contreventement est modélisé comme une structure triangulée composée de deux poteaux, de deux poutres et d'une diagonale (Figure 3.1). En conséquence, pour pouvoir rattacher cette modélisation à la réalité, on va donner à la diagonale la rigidité nécessaire pour que ce motif se comporte comme un mur en ossature bois.

Les poutres et les poteaux peuvent ainsi représenter les chaînages horizontaux et verticaux. Pour un plancher ces motifs peuvent traduire les fonctions de tirant/butons, chaînage périphériques, rigidité en flexion et cisaillement.

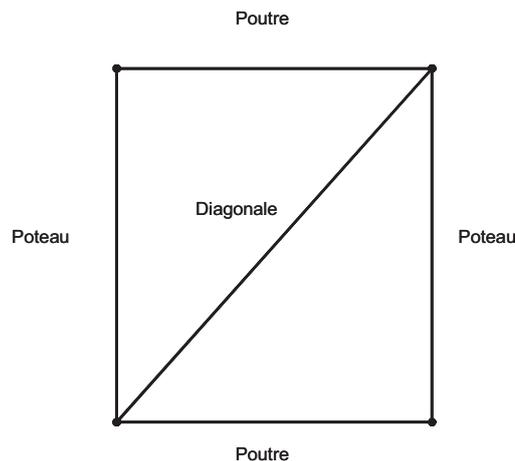


Figure 3.1 : Motif pour voile de contreventement ou diaphragme rigide

Ces motifs sont générés par une procédure unique afin de simplifier et fiabiliser la création du maillage.

On définit les coordonnées des 4 points d'angle à partir des abscisses et des coordonnées des extrémités de la diagonale. Les lignes support d'éléments finis sont générées automatiquement, la figure 3.2 illustre cette démarche. Les poteaux et poutres sont des éléments poutres encastres entre eux. La diagonale est une barre bi-articulée. L'utilisation d'éléments poutres pour le cadre permet d'assembler ces éléments au droit de points singuliers. L'encastrement entre les éléments poutres permet une utilisation plus simple de Cast3m sans influencer de manière significative sur le contreventement au regard du rôle prépondérant de la diagonale et des sections limitées des poutres du cadre.

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

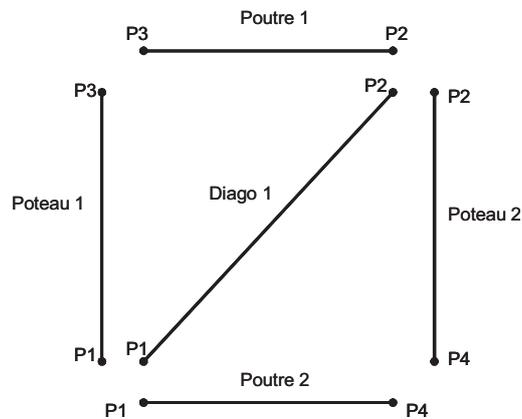


Figure 3.2 : Différents éléments du motif pour voile de contreventement ou diaphragme rigide  
Poutre 1 et Poutre 2 sont des éléments de poutre  
Poteau 1 et Poteau 2 sont des éléments de poutre  
Diago 1 est un élément barre

Les éléments constituant la structure						
	a (m)	b (m)	s (m <sup>2</sup> )	Iz (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	E (Pa)
Poutre	0,15	0,05	0,0075	$1,56 \cdot 10^{-6}$	$1,41 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{10}$
Barre	0,01	0,01	0,0001			$1,2 \cdot 10^{10}$

Tableau 3.1 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre

Par la suite, dans le programme général, pour modéliser chaque motif on appelle la procédure en donnant des coordonnées de points extrêmes de chaque diagonale (Figure 3.3). Ensuite, dans le programme général, on donne le modèle et les propriétés matérielles et géométriques associées aux différents éléments de chaque motif. Les murs secondaires non contreventant « motifs panneau avec ouverture », sont modélisés avec le même type de motif doté d'une diagonale à section réduite.

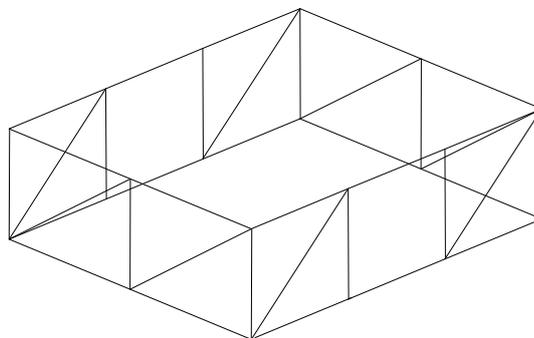


Figure 3.3 : Plan schématique de modélisation de rez-de-chaussée et 1<sup>er</sup> étage

Ce même motif générique est utilisé pour construire le diaphragme de plancher. Les termes « poteaux », « poutres » et « diagonales » sont conservés pour ce motif placé horizontalement. Les caractéristiques attribuées à ces différents éléments sont calés sur le comportement des planchers travaillant dans leur plan et hors plan [FUE 10].

### 3.2.1.2 Motif de diaphragme sous entrain

De la même façon qu'en 3.2.1.1, on réalise une procédure, dans laquelle on construit un motif générique triangulé.

On calque la dimension et le nombre des motifs sur la position des contreventements, sur la distribution en plan des fermes de charpente et évidemment sur la géométrie de ce diaphragme. Ce diaphragme peut donc se limiter à une structure cadre treillis telle que celle illustrée en figure 1.19. Pour ce chapitre, le diaphragme sous entrain est implanté sur la surface globale de l'ouvrage, avec des sections adaptées pour les différents éléments des motifs. Le motif « diaphragme sous entrain » diffère des autres motifs uniquement par la division des éléments poutres pour assurer les connexions avec la charpente (figure 3.4).

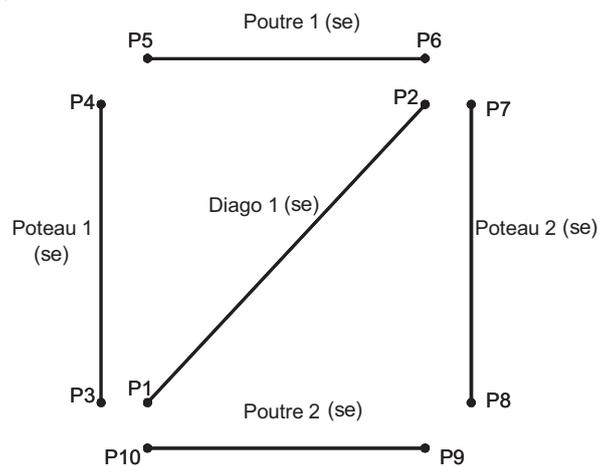


Figure 3.4 : Différents éléments du motif pour diaphragme sous entrain

Dans le programme général, pour modéliser le diaphragme sous entrain on appelle la procédure en donnant des coordonnées des points extrêmes des diagonales de chaque triangulation (Figure 3.5).

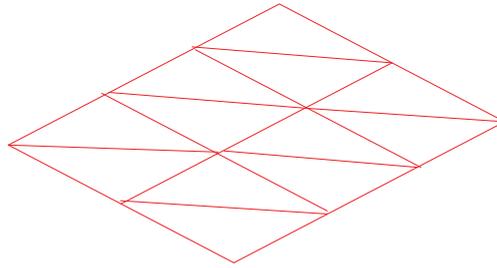


Figure 3.5 : Diaphragme sous entrain

Les caractéristiques géométriques et matérielles des éléments poutre et barre du diaphragme sous entrain par défaut sont identiques à celles des contreventements verticaux.

### 3.2.1.3 Motif de charpente

Pour le motif de la charpente on fait une fermette générique, avec des arbalétriers, des entrails et des diagonales (Figure 3.6). On introduit en premier lieu les coordonnées génériques de 11 points pour former les lignes qui vont ensuite être des éléments structuraux et finalement on définit les poutres entre les points créés.

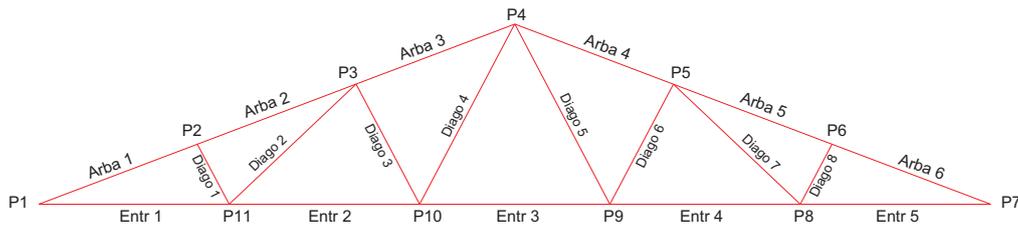


Figure 3.6 : Motif charpente avec différents éléments

Arba 1 à Arba 6 et Entr1 à Entr 5 sont des éléments de poutre. Ces poutres sont composées de plusieurs poutres dont les longueurs permettent de connecter directement les « arba » éléments poutres de contreventement de toiture « cvtToit ». Diago 1 à Diago 8 sont des éléments de barre. Les sections des éléments sont celles utilisées pour une fermette courante.

Pour modéliser la totalité de la charpente on répète la fermette générique en donnant la quantité des fermettes et leur espacement (Figure 3.7). Le maillage de la charpente est complété par la matérialisation des contreventements dans les plans de toiture « cvtToit » et « filant ».

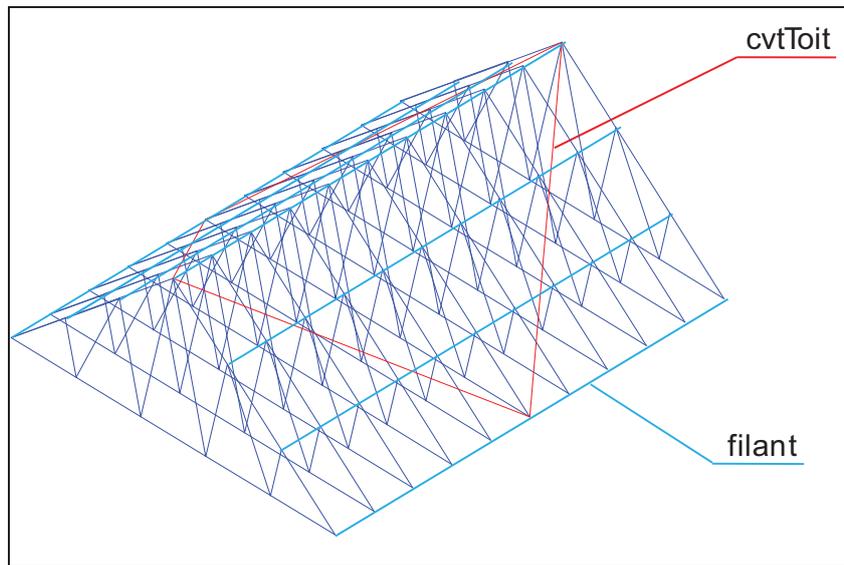


Figure 3.7 : Plan de charpente

Les caractéristiques géométriques et matérielles des éléments poutre et barre de la charpente par défaut sont identiques à celles des contreventements verticaux.

### 3.2.2 Assemblage des motifs

Nous avons présenté les différents motifs élémentaires et la calibration de ces derniers pour différentes techniques constructives. Maintenant, nous allons définir les assemblages entre les motifs élémentaires pour former chaque « bloc » de la structure (rez-de-chaussée, premier étage, plancher et diaphragme sous entrain et la charpente) et ensuite, nous allons effectuer la connexion entre chacune de ces parties.

Pour obtenir les structures de rez-de-chaussée et premier étage, nous devons assembler les motifs correspondant aux murs de contreventement (« motifs RDC », « motifs R+1 » et « motifs panneau avec ouverture »). Dans ce cas nous utilisons l'opérateur ELIM, qui remplace dans le maillage tous les nœuds distants de moins d'une longueur spécifiée ; ceci revient à considérer des encastresments entre tous les éléments « poutres » et « poteaux » des différents motifs élémentaires (à l'exception des motifs de diaphragme sous entrain).

Pour l'assemblage des motifs de diaphragme sous entrain nous faisons l'élimination de nœuds adjacents, mais, contrairement aux cas précédents, nous n'appliquons cette directive qu'aux nœuds extrêmes de chaque motif (liaison mécanique effective, connecteurs). La structure de la charpente est constituée de 10 fermettes qui sont stabilisés par les anti-flambages « cvtToit », les entretoises et les lisses filantes « filant ». La directive ELIM est aussi utilisée pour l'assemblage des composants du bloc « charpente ». Finalement, pour l'assemblage entre la structure de murs, le diaphragme sous entrain et la charpente, nous utilisons l'opérateur RELA, pour pouvoir donner une loi de comportement spécifique entre les points de contact. Ces points correspondent aux ancrages comme nous l'avons abordé dans le paragraphe 1.3.5.4 du chapitre 1..

En ce qui concerne les conditions aux limites à la base de la structure, les translations et les rotations des points extrêmes des poutres basses des motifs du RdC sont bloquées. Ce type de conditions aux limites correspond aux conditions d'un ancrage sans défaut des panneaux de contreventement dans les chaînages horizontaux. Pour une étude intégrant une participation des ancrages dans le comportement global de la structure, il suffit d'ajouter un élément barre calibré sur le comportement de l'ancrage de reprise du moment de renversement et sur celui de reprise d'effort tranchant à la base.

### 3.2.3 Paramètre de calcul

#### 3.2.3.1 Données générales de la structure

Nous abordons l'étude d'une structure dont les données générales sont présentées dans le tableau 3.2

- zone de sismicité 4,
- catégorie d'importance du bâtiment II (bâtiment à usage d'habitation),
- classe de sol C,
- la structure du bâtiment est en bois,
- la classe de ductilité visée est DCM (ductilité moyenne).
- coefficient de comportement $q = 3$

Tableau 3.2 : Données générales de la structure étudiée

L'ouvrage étant situé en zone de sismicité 4, l'accélération sismique de référence est donnée par la figure 1.16. Nous prenons donc  $a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ .

Le bâtiment est de catégorie d'importance II. Donc, le coefficient d'importance doit être pris égal à  $\gamma_I = 1,0$ . Par conséquent, l'accélération sismique de calcul est ici égale à l'accélération sismique de référence. Nous avons donc, après l'équation,  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,6 \text{ m/s}^2$ .

Le sol sur lequel est construit le bâtiment est de classe C. Nous prenons donc le coefficient de sol  $S = 1,5$  puisque nous sommes en zone de sismicité 4 [EC8 04].

➤ Détermination des périodes  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  :

Les périodes définissant le spectre de réponse élastique  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  dépendent de la classe de sol via le paramètre de sol  $S$  et de la zone définissant le risque sismique via l'accélération de calcul  $a_g$ . Les valeurs de ces périodes à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales et verticales du mouvement sismiques, exprimées en secondes, sont données dans le tableau 1.1.

Nous prendrons donc  $T_B = 0,06 \text{ s}$  ;  $T_C = 0,4 \text{ s}$  ;  $T_D = 2,0 \text{ s}$ .

### 3.2.3.2 Evaluation des masses de la structure

Les masses des éléments structuraux se composent de la masse des murs, des planchers et de la toiture. On rappelle les définitions des masses des éléments de la structure dans le Guide de règles parasismiques simplifiées applicable à des bâtiments courants [FOU 08] :

➤ Masse des murs :

Composition des murs extérieurs :    Bardage bois 13 mm  
   OSB 13 mm  
   Isolation 120 mm  
   Ossature 147 mm x 47 mm  
   Plaque de plâtre BA 15 mm

Masse linéique des murs extérieurs (somme des masses élémentaires) : 190 kg/m

Le tableau 3.1 présente la masse des murs par étage :

	Etage	Longueur de mur (m)	Masse de mur (kg)
$M_{\text{mur,rdc}}$	R-D-C	$(5 + 6) \times 2 = 22$	4 180
$M_{\text{mur,r+1}}$	R + 1	$(5 + 6) \times 2 = 22$	4 180

Tableau 3.3 : Masse des murs par étage

➤ Masse de plancher :

Composition des planchers :

Panneau 110 mm	55 kg/m <sup>2</sup>
Cloison légère < 100 daN/ml	50 kg/m <sup>2</sup>
Revêtement de sol	45 kg/m <sup>2</sup>
Plafond 2 BA13 + rail	20 kg/m <sup>2</sup>

Total masse :                    170 kg/m<sup>2</sup>

Charges d'exploitation                    150 kg/m<sup>2</sup>

Charges d'exploitation circulation                    250 kg/m<sup>2</sup>

La surface de circulation est considérée représenter 5% de la surface de plancher. Le tableau 3.4 représente la masse associée aux charges d'exploitation [FOU 08].

Usage	Charges d'exploitation (kg/m <sup>2</sup> )
Habitation ou résidentiel	37
Bureau	87

Tableau 3.4 : Masse associée aux charges d'exploitation

Nous obtenons donc la masse de plancher :

$$M_{\text{plancher}} = 30 \cdot (170 + 37) = 6\,210 \text{ (kg)}$$

➤ Masse de toiture :

Composition de toiture :

Tuiles	60 kg/m <sup>2</sup>
Isolation	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafond	15 kg/m <sup>2</sup>
Charpente	35 kg/m <sup>2</sup>
Total masse :	130 kg/m <sup>2</sup>

Le tableau 3.5 présente la masse de toiture :

	Surface (m <sup>2</sup> )	Masse de toiture (kg)
$M_{\text{tuiles}}$	5 x 6 = 30	1 800
$M_{\text{isolation}}$	5 x 6 = 30	600
$M_{\text{plafond}}$	5 x 6 = 30	450
$M_{\text{charpente}}$	5 x 6 = 30	1 050
	$\Sigma =$	3 900

Tableau 3.5 : Masse de plancher par étage

### 3.2.3.3 Répartition des masses du bâtiment sur le maillage de la structure

La masse du bâtiment est principalement concentrée au niveau des planchers et de la toiture. Pour notre modélisation, ces masses sont réparties sous forme de masses ponctuelles au droit des différents points singuliers du maillage (cf. figures 3.8 et 3.9). L'inertie en rotation est traduite par les excentricités de ces masses ponctuelles par rapport au centre de torsion. Cette disposition sera reprise dans le chapitre 4 ; elle permet de retrouver la totalité des masses sur les contreventements verticaux travaillant en flexion suivant X et Y.

➤ Au niveau des planchers ou diaphragmes, la masse des murs et du plancher de chaque étage de la structure est composée, dans le modèle, par des masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal des planchers, comme l'illustre la figure 3.8.

A chaque nœud  $j$  du plancher  $i$ , nous affectons une masse ponctuelle  $m_{ij}$  identique avec :

$$\begin{aligned} m_{1-1} = m_{1-2} = m_{1-3} = \dots = m_{1-12} &= ((M_{\text{mur,rdc}} + M_{\text{mur,r+1}})/2 + M_{\text{plancher1}})/12 \\ &= 10\,390 / 12 = 866 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{2-1} = m_{2-2} = m_{2-3} = \dots = m_{2-12} &= (M_{\text{mur,r+1}}/2 + M_{\text{plafond}} + M_{\text{isolation}} + M_{\text{charpente}}/2)/12 \\ &= (2\,090 + 450 + 600 + 525) / 12 \\ &= 3\,665 / 12 = 305 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

La répartition uniforme des masses conduit à surévaluer légèrement la valeur du rayon de giration massique par rapport à une répartition prenant en compte la partition des masses linéiques et des masses surfaciques. Ce choix a été conduit par soucis de simplification et pour se rapprocher des pratiques courantes consistant à se ramener à un ratio de masse par  $\text{m}^2$  pour les bâtiments usuels. Cette application nous place donc dans un cas plus défavorable pour la torsion.

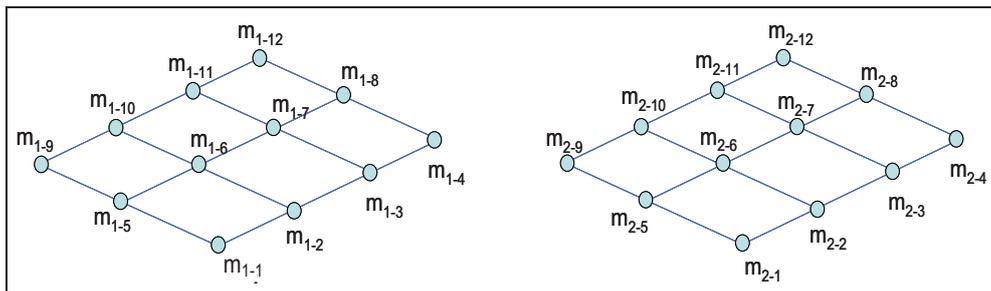


Figure 3.8 : Répartition des masses au niveau du plancher

➤ Au niveau de toiture

La masse de toiture est composée, dans le modèle, par des masses ponctuelles, distribuées à chaque nœud principal des arbalétriers de chaque ferme comme il est illustré dans la figure 3.9. A chaque nœud des fermes, nous affectons une masse ponctuelle  $m_3$  avec :

$$\begin{aligned} m_3 &= (M_{\text{tuiles}} + M_{\text{charpente}}/2) / (10.7) \\ m_3 &= (1\,800 + 525) / 70 = 34 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

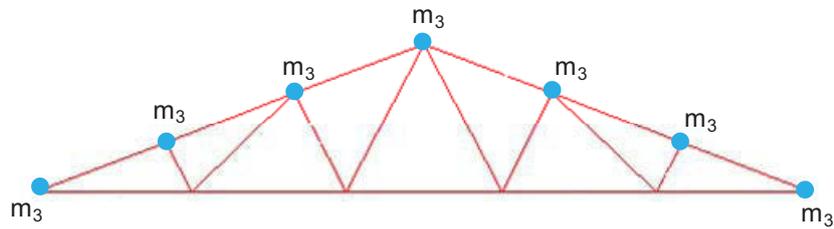


Figure 3.9 : Répartition des masses au niveau de toiture

### 3.2.4 Analyse modale

Après une présentation de la méthode sur un modèle brochette, la méthode modale est appliquée sur un modèle 3D qui vient d'être présenté. Ensuite, une comparaison modèle brochette – modèle 3D est conduite.

#### 3.2.4.1 Méthode de calcul

Pour l'illustration du principe de cette méthode, la méthode modale est appliquée à un modèle brochette. Les étages sont réduits à des poutres caractérisées par leur rigidité  $K_i$  de l'étage  $i$ . Enfin, la totalité des masses  $m_1$  à  $m_n$  sera concentrée au nœud situé à chaque niveau des planchers du bâtiment. Le déplacement horizontal de chaque masse  $i$  est appelé  $u_i$  (cf. figure 3.10).

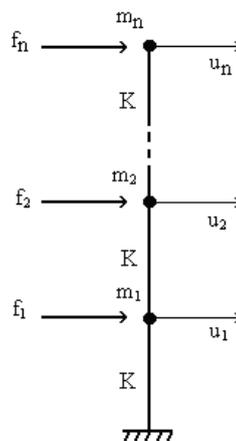


Figure 3.10 : Modèle générique pour l'analyse modale de structure à contreventement continu en vertical

➤ Mise en équation du système :

$$\delta \left( \int_{t_1}^{t_2} (C - E) \times dt \right) = 0 \quad \forall \delta u \text{ tel que } \delta u(t_1) = \delta u(t_2) = 0 \quad [3.1]$$

avec :

$C$  : est l'énergie cinétique,

E : est l'énergie potentielle.

$$C = \frac{1}{2}m_1\dot{u}_1^2 + \frac{1}{2}m_2\dot{u}_2^2 + \frac{1}{2}m_3\dot{u}_3^2$$

$$\delta C = m_1\dot{u}_1\delta\dot{u}_1 + m_2\dot{u}_2\delta\dot{u}_2 + m_3\dot{u}_3\delta\dot{u}_3$$

$$E = \frac{1}{2}Ku_1^2 + \frac{1}{2}K(u_2 - u_1)^2 + \frac{1}{2}K(u_3 - u_2)^2 - f_1u_1 - f_2u_2 - f_3u_3$$

$$\delta E = Ku_1\delta u_1 + Ku_2\delta u_2 + Ku_1\delta u_1 + Ku_3\delta u_3 + Ku_2\delta u_2 - K(u_2\delta u_1 + u_1\delta u_2) - K(u_3\delta u_2 + u_2\delta u_3) - f_1\delta u_1 - f_2\delta u_2 - f_3\delta u_3$$

Après intégration par rapport au temps, intégration par partie et regroupement par termes, on obtient :

$$\delta \left( \int_{t_1}^{t_2} (C - E) \times dt \right) = \int_{t_1}^{t_2} (\delta u_1 (m_1\ddot{u}_1 + 2Ku_1 - Ku_2 - f_1) + \delta u_2 (m_2\ddot{u}_2 + 2Ku_2 - Ku_1 - Ku_3 - f_2) + \delta u_3 (m_3\ddot{u}_3 + Ku_3 - Ku_2 - f_3) dt) = 0 \quad [3.2]$$

$$\text{D'où : } \forall t \in [t_1, t_2] \quad \begin{cases} m_1\ddot{u}_1 + 2Ku_1 - Ku_2 = f_1 \\ m_2\ddot{u}_2 + 2Ku_2 - Ku_1 - Ku_3 = f_2 \\ m_3\ddot{u}_3 + Ku_3 - Ku_2 = f_3 \end{cases} \quad [3.3]$$

Ce qui peut s'écrire sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2K & -K & 0 \\ -K & 2K & -K \\ 0 & -K & K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \end{Bmatrix} \quad [3.4]$$

$$\text{Soit} \quad [M] \cdot [\ddot{X}] + [K] \cdot [X] = [F(t)] \quad [3.5]$$

où : [M] : est la matrice de masse,

[K] : est la matrice de rigidité,

[F(t)] : est le vecteur des forces extérieures,

[ $\ddot{X}$ ], [ $\dot{X}$ ] et [X] sont respectivement les vecteurs d'accélération, de vitesse et de position

La méthode modale est utilisable, contrairement aux forces latérales, avec tous les bâtiments. Cette méthode consiste à résoudre l'équation générale de la dynamique.

Le système à résoudre est constitué de n équations à n inconnues. Ce système est donc difficile à résoudre. Nous préférons donc passer par la théorie des modes propres.

Les modes propres sont les réponses harmoniques de la structure non amortie en vibration libre. Il faut donc trouver les solutions de  $[X(t)]$  telles que :

$$[M].[\ddot{X}(t)] + [K].[X(t)] = 0 \quad [3.6]$$

Les matrices de masse et de rigidité peuvent être déterminées en discrétisant la structure à l'aide d'un logiciel de calcul par éléments finis. Il est également possible d'effectuer une analyse simplifiée pouvant être résolue de manière analytique.

Sous réserve d'une rigidité importante des planchers (fonction de diaphragme rigide) et d'une régularité en plan des contreventements, le modèle brochette représente correctement un bâtiment ainsi que l'illustre la figure 3.11.

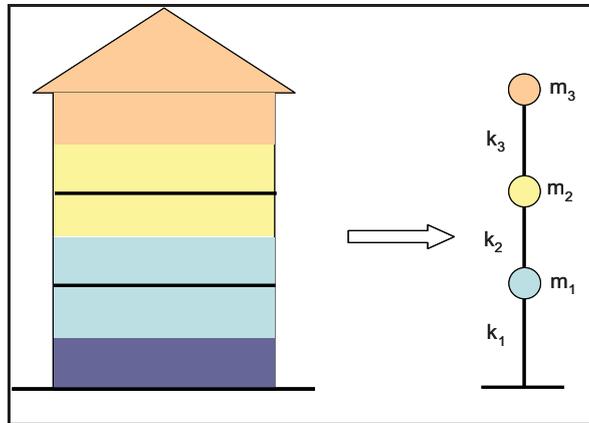


Figure 3.11 : Discretisation simplifiée du bâtiment

Pour cet exemple, les matrices de masse et de rigidité pourraient être les suivantes :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Il est également possible de généraliser cette discrétisation simplifiée à d'autres types de bâtiments. Ainsi pour :

- un R+0 :

$$[M] = (m_1) \quad \text{et} \quad [K] = (k_1) \quad [3.7]$$

- un R+ 1 :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad [3.8]$$

- un R+ 2 :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad [3.9]$$

- un R+ 3 :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{bmatrix} \quad [3.10]$$

- .....

Les solutions de ce système peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$[X(t)] = [\phi_i] \cdot \cos(\omega_i \cdot t) \quad [3.11]$$

où :  $[\phi_i]$  est la déformée modale ou « mode »,

$\omega_i$  est la pulsation propre.

En injectant ces solutions dans le système, celui-ci peut être réécrit de la manière suivante :  $[M] \cdot [\ddot{X}(t)] + [K] \cdot [X(t)] = 0$

Pour que cette équation admette une solution  $[\phi_i]$  non nulle, il faut que le déterminant de la matrice  $(-\omega_i^2 \cdot [M] + [K])$  soit nul.

Nous obtenons une équation en  $\omega_i$  de même degré n que l'ordre de la matrice qui après résolution donne n solutions. Les pulsations propres sont données par les équations suivantes :

- un R+0 :

$$\det(-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) = -\omega^2 \cdot m_1 + k_1 = 0 \quad [3.12]$$

Il existe une solution pour la pulsation propre  $\omega_i$ . Celle-ci est égale à :  $\omega_i = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}}$

- un R+1 :

$$\det(-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) = \begin{vmatrix} -\omega^2 \cdot m_1 + k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & -\omega^2 \cdot m_2 + k_2 \end{vmatrix} = 0 \quad [3.13]$$

Il existe deux solutions pour la pulsation propre  $\omega_i$ . Celles-ci sont égales à :

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{m_2 \cdot (k_1 + k_2) + m_1 \cdot k_2 - \sqrt{\Delta}}{2 \cdot m_1 \cdot m_2}} \quad [3.14]$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{m_2 \cdot (k_1 + k_2) + m_1 \cdot k_2 + \sqrt{\Delta}}{2 \cdot m_1 \cdot m_2}} \quad [3.15]$$

Avec :  $\Delta = [m_2 \cdot (k_1 + k_2) + m_1 \cdot k_2]^2 - 4 \cdot m_1 \cdot m_2 \cdot [k_2 \cdot k_1 + 2 \cdot k_2^2]$

- un R+2 :

$$\det (-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) = \begin{vmatrix} -\omega^2 \cdot m_1 + k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & -\omega^2 \cdot m_2 + k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & -\omega^2 \cdot m_3 + k_3 \end{vmatrix} = 0 \quad [3.16]$$

Il n'existe pas de solution analytique évidente. Il est alors nécessaire de résoudre une équation de degré 3 avec  $\omega^2$  pour inconnue. L'équation est la suivante :

$$\det (-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) = A \cdot (\omega^2)^3 + B \cdot (\omega^2)^2 + C \cdot (\omega^2) + D = 0$$

Avec :

$$A = -m_1 \cdot m_2 \cdot m_3 ,$$

$$B = m_3 \cdot (m_1 \cdot (k_2 + k_3) + m_2 \cdot (k_1 + k_2)) + k_3 \cdot m_1 \cdot m_2 ,$$

$$C = -k_3 \cdot (m_1 \cdot (k_2 + k_3) - m_2 \cdot (k_1 + k_2)) - m_3 \cdot ((k_1 + k_2) \cdot (k_2 + k_3) + k_2^2) - m_1 \cdot k_3^2 ,$$

$$D = k_3 \cdot ((k_1 + k_2) \cdot (k_2 + k_3) + k_3 \cdot (k_1 + k_2) + k_2^2)$$

Nous pouvons en déduire ensuite les périodes propres  $T_i$  et les fréquences propres  $f_i$  associées à chaque déformée modale  $[\phi_i]$  :

$$T_i = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i} \quad \text{et} \quad f_i = \frac{\omega_i}{2 \cdot \pi} \quad [3.17]$$

### 3.2.4.2 Application de l'analyse modale sur la structure étudiée

La méthode modale est utilisable, contrairement aux forces latérales, pour tous les bâtiments. Cette méthode consiste à résoudre l'équation générale de la dynamique. Le système à résoudre est constitué de n équations à n inconnues. Les modes propres sont les réponses harmoniques de la structure non amortie en vibration libre. Il faut donc trouver les solutions de  $[X(t)]$  telles que :

$$[M] \cdot [\ddot{X}(t)] + [K] \cdot [X(t)] = 0$$

$[M]$  est la matrice de masse,

$[K]$  est la matrice de rigidité,

$[\ddot{U}(t)]$  et  $[U(t)]$  sont respectivement les vecteurs d'accélération et de position.

Une analyse modale est conduite sur cette structure pour le calcul des fréquences propres et des modes propres en flexion et torsion suivant deux directions horizontales. Le tableau 3.6 rapporte les six premiers modes propres de vibration (la structure initiale est en rouge et la structure déformée est en vert).

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

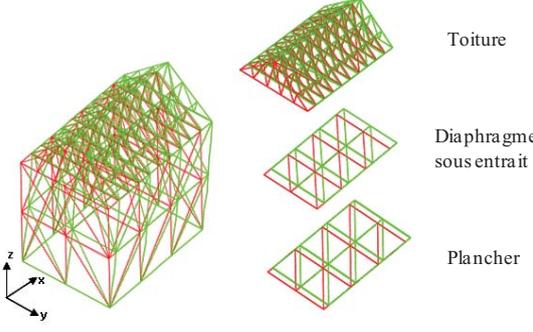
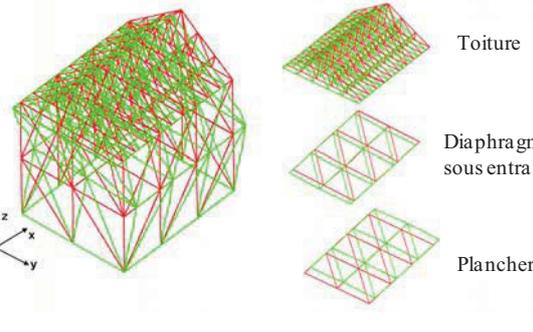
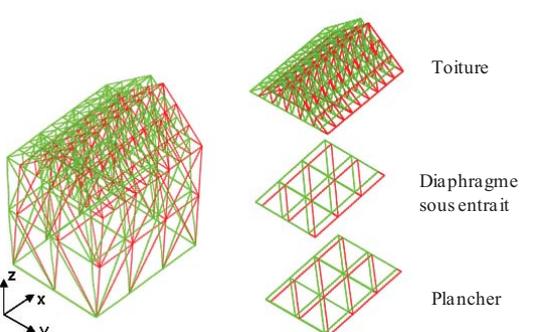
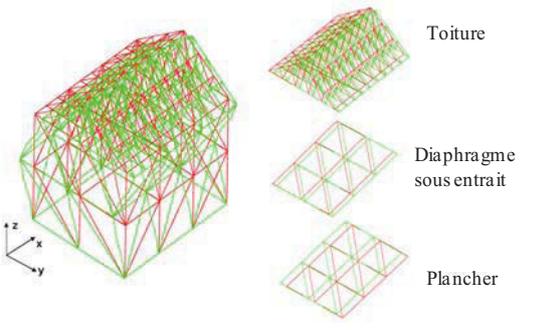
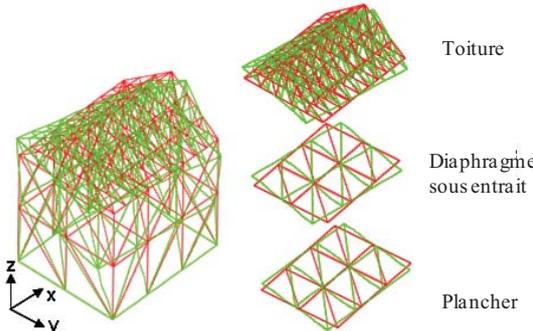
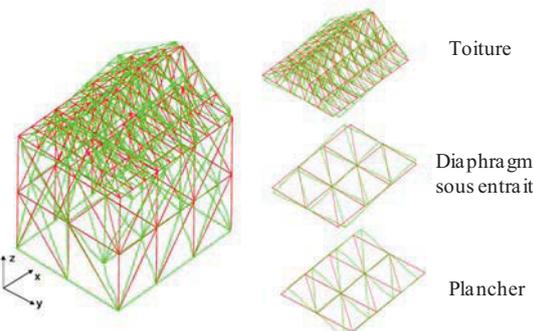
<p>1<sup>er</sup> mode de flexion suivant X : <math>f_1 = 1,354</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>	<p>2<sup>ème</sup> mode de flexion suivant X : <math>f_4 = 3,241</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>
<p>1<sup>er</sup> mode de flexion suivant Y : <math>f_2 = 1,555</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>	<p>2<sup>ème</sup> mode de flexion suivant Y : <math>f_5 = 3,750</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>
<p>1<sup>er</sup> mode de torsion : <math>f_3 = 2,518</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>	<p>2<sup>ème</sup> mode de torsion : <math>f_6 = 3,920</math> Hz</p>  <p>Toiture Diaphragme sous entrait Plancher</p>

Tableau 3.6 : Les modes propres et les déformées d'une structure générique

Pour ces modes de vibration, la torsion apparait en 3<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> mode. Le premier mode de torsion s'intercale entre les premiers et deuxièmes modes de flexion suivant X et Y. Les fréquences de ces six modes sont présentes dans le contenu fréquentiel de la plupart des séismes.

### 3.2.4.3 Validation du modèle de brochette

Afin de valider l'utilisation d'un modèle simplifié de type brochette, les résultats obtenus par éléments finis sont comparés à ceux obtenus avec la modélisation par brochettes à deux ou à trois degrés de libertés comme il est indiqué dans la figure 3.12. Les hypothèses sur des diaphragmes rigides et des modes de vibrations propres de toiture sont étudiés.

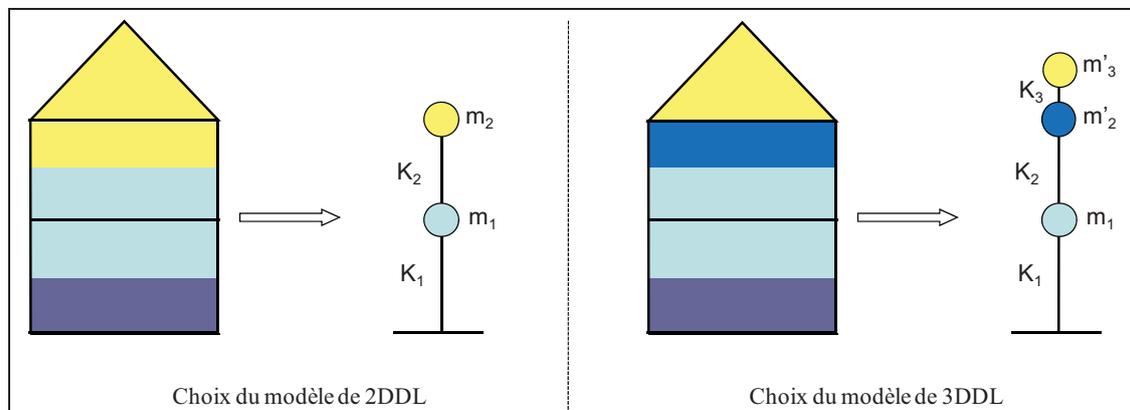
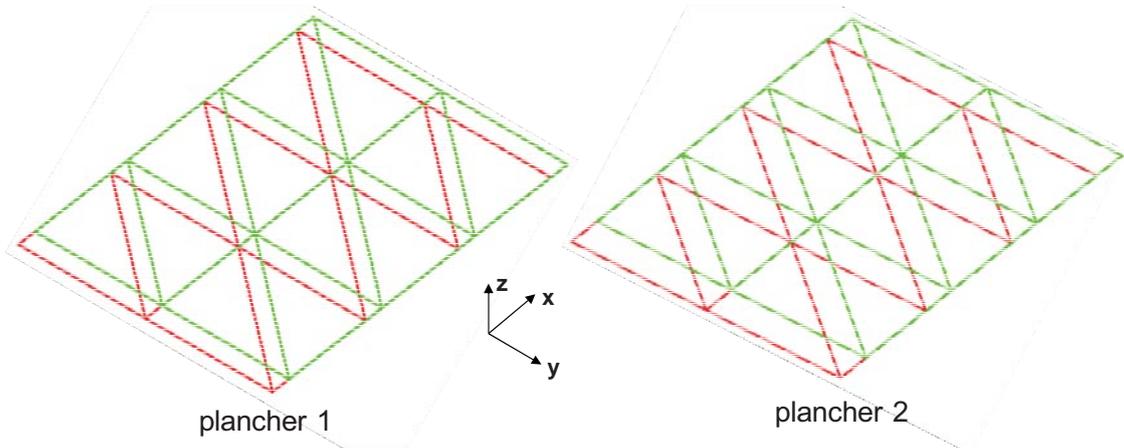


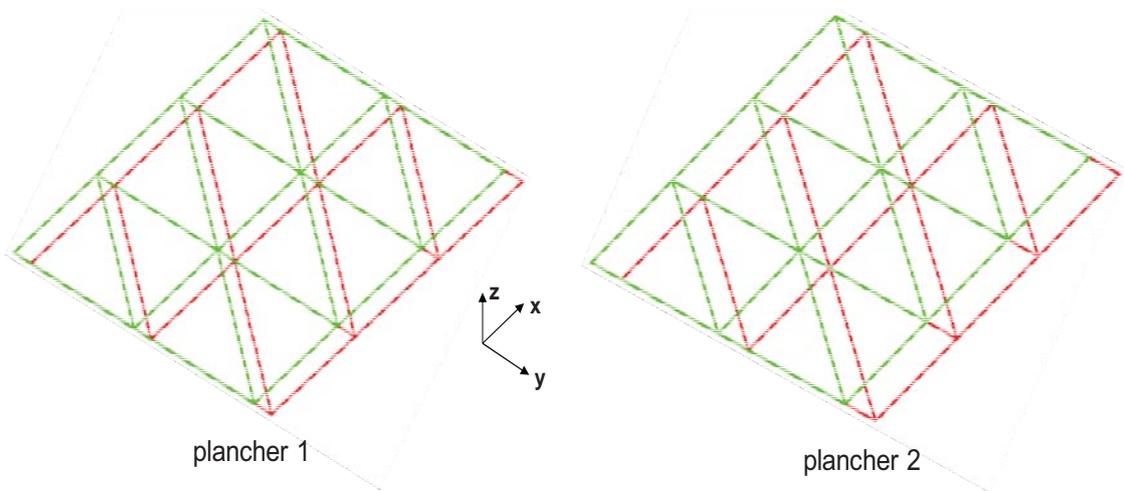
Figure 3.12 : Modélisation de la structure étudiée pour un modèle brochette

Le choix de degrés de liberté du modèle brochette est basé sur le fonctionnement des diaphragmes horizontaux et de la charpente suivant X et suivant Y dans les modes de flexion. Le tableau 3.7 et 3.8 montrent clairement leurs déformées pour les modes de flexion (la structure initiale est en rouge et la structure déformée est en vert). Les diaphragmes restent rigides et valident l'hypothèse de base de vérification des bâtiments en situation sismique. La rigidité du motif de mur a été calée sur celle d'un mur à ossature en bois courant. Celle du motif de diaphragme est proche de celle observée pour un plancher bois avec panneaux, solives, poutres de chaînage et entretoises.

1<sup>er</sup> mode de flexion suivant X :  $f_1 = 1,354$  Hz



1<sup>er</sup> mode de flexion suivant Y :  $f_2 = 1,555$  Hz



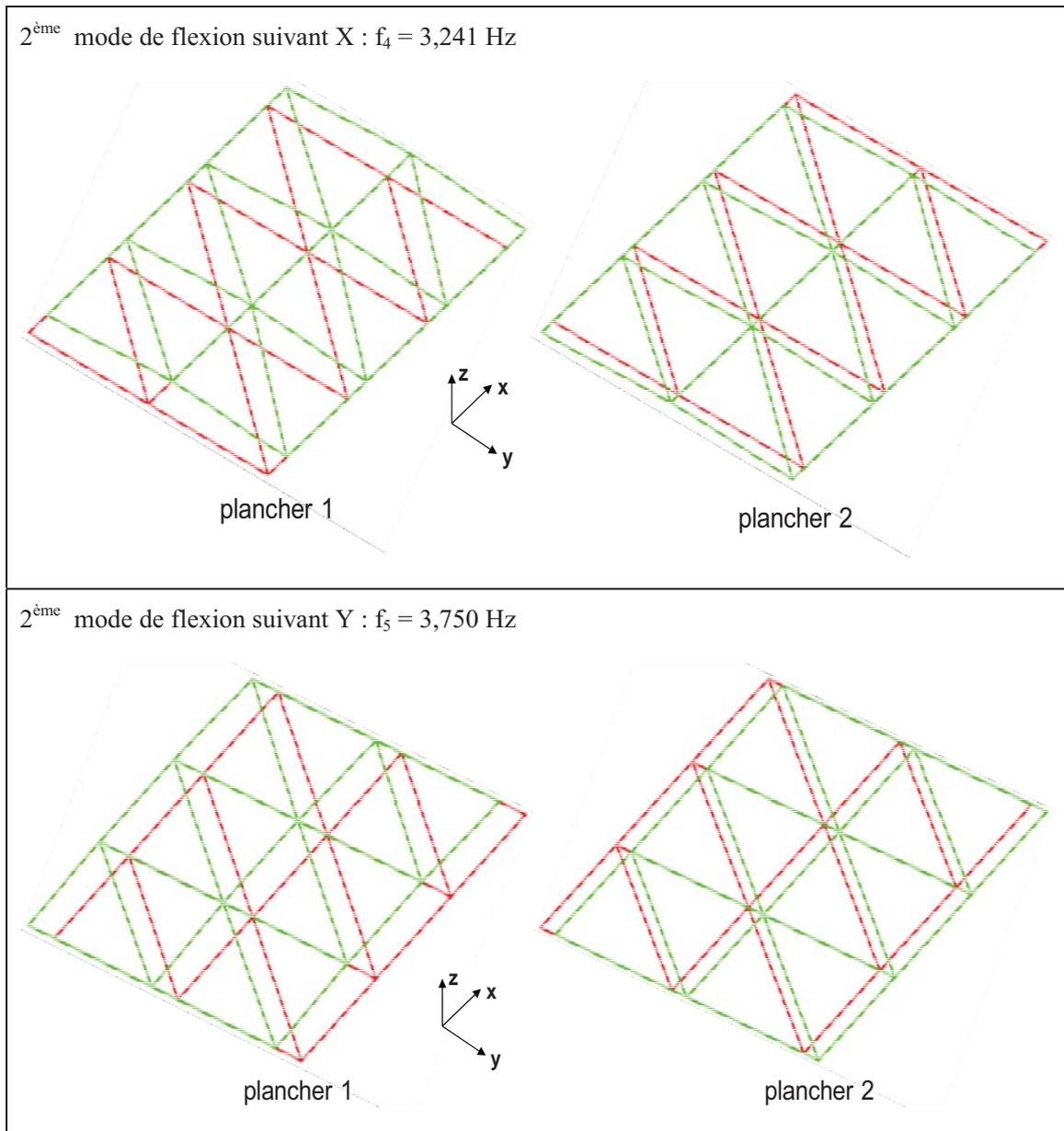


Tableau 3.7 : Les déformées des diaphragmes horizontaux pour les modes de flexion

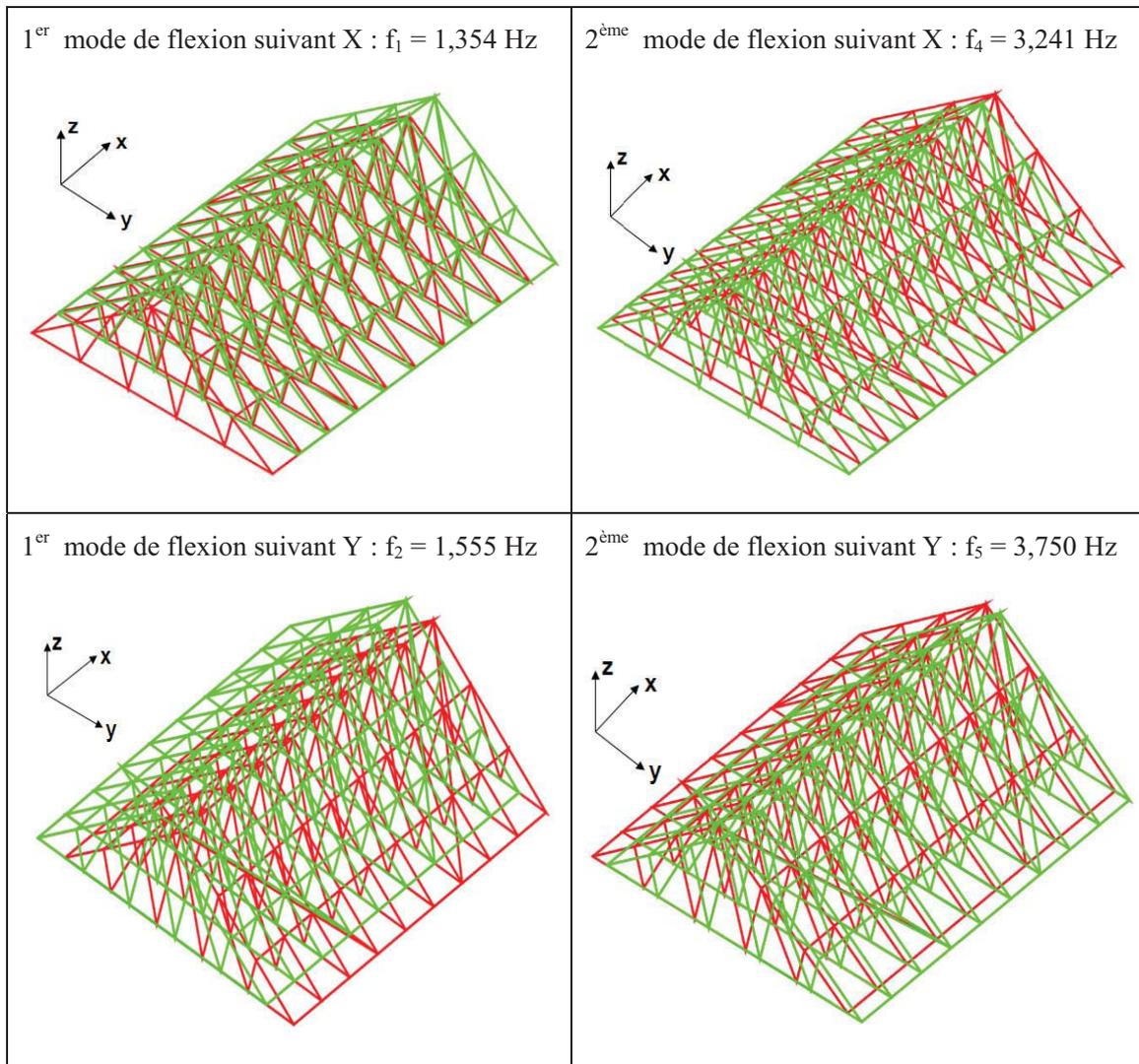


Tableau 3.8 : Les déformées de la charpente pour les modes de flexion

Comme nous l'avons constaté, à chaque mode de flexion, les déformées de la charpente et des diaphragmes horizontaux sont uniquement la translation suivant la direction du mode propre et sa géométrie reste toujours aux dimensions originales. Ainsi, un modèle brochette de 2DDL permet de représenter la structure.

Nous devons tout d'abord commencer par la détermination des matrices de masse [M] et de rigidité [K].

➤ Détermination de la matrice de masse :

La masse  $m_1$  représente la somme :

- de la masse du plancher de l'étage 1,
- de la moitié de la masse des murs du r-d-c
- de la moitié de la masse des murs du 1<sup>er</sup> étage.

d'où :

$$m_1 = 6\,210 + \frac{4\,180}{2} + \frac{4\,180}{2} = 10\,390 \text{ kg} = 10,39 \text{ tonnes}$$

La masse  $m_2$  représente la somme :

- de la moitié de la masse des murs du 1<sup>er</sup> étage
- de la masse de toiture.

d'où :

$$m_2 = \frac{4180}{2} + 3\,900 = 5\,990 \text{ kg} = 5,99 \text{ tonnes}$$

Donc, nous avons la matrice de masse sous la forme :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10,39 & 0 \\ 0 & 5,99 \end{bmatrix}$$

➤ Détermination des matrices de rigidité :

La rigidité de la structure est uniquement liée à la rigidité des motifs élémentaires de contreventement. Donc, les deux étages de la structure ont la même rigidité pour chaque direction horizontale. Nous déterminons tout d'abord la rigidité d'un motif élémentaire. Ensuite, la rigidité de chaque étage dans une direction donnée est équivalente à la somme des rigidités de 4 motifs élémentaires. Nous notons que les rigidités suivant les directions  $Ox$  et  $Oy$  pour un seul motif sont respectivement :

$$k_x = 270 \text{ kN/m}$$

$$\text{et } k_y = 290 \text{ kN/m}$$

Ensuite, nous calculons la rigidité de chaque étage de la structure suivant chaque direction horizontale :

$$K_{1X} = K_{2X} = 4 \times 270 = 1080 \text{ kN/m}$$

$$K_{1Y} = K_{2Y} = 4 \times 290 = 1160 \text{ kN/m}$$

Donc, nous avons la matrice de rigidité de la structure sous la forme :

$$[K_X] = \begin{bmatrix} K_{1X} & 0 \\ 0 & K_{2X} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1080 & 0 \\ 0 & 1080 \end{bmatrix}$$

$$[K_Y] = \begin{bmatrix} K_{1Y} & 0 \\ 0 & K_{2Y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1160 & 0 \\ 0 & 1160 \end{bmatrix}$$

➤ Détermination des périodes propres :

Nous obtenons des périodes propres en résolvant l'équation [3.13] :

$$\det (-\omega_i^2 \cdot [M] + [K]) = \begin{vmatrix} -\omega^2 \cdot m_1 + k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & -\omega^2 \cdot m_2 + k_2 \end{vmatrix} = 0$$

Pour la direction X :  $\omega_{1X} = 7,52 \text{ rad/s}$        $\omega_{2X} = 18,21 \text{ rad/s}$  .

A partir de ces pulsations propres, nous obtenons directement les 2 périodes propres

$$T_i \text{ par l'équation : } T_i = \frac{2 \times \pi}{\omega_i} : \quad T_{1X} = 0,836 \text{ s} ; \quad T_{2X} = 0,345 \text{ s}$$

Soit en fréquence :  $f_{1X} = 1,20 \text{ Hz}$  ;  $f_{2X} = 2,90 \text{ Hz}$

Pour la direction Y :  $\omega_{1Y} = 7,79 \text{ rad/s}$        $\omega_{2Y} = 18,88 \text{ rad/s}$  .

A partir de ces pulsations propres, nous obtenons directement les 2 périodes propres

$$T_i \text{ par l'équation [3.17] : } T_i = \frac{2 \times \pi}{\omega_i} \quad T_{1Y} = 0,807 \text{ s} ; \quad T_{2Y} = 0,333 \text{ s}$$

Soit en fréquence :  $f_{1Y} = 1,239 \text{ Hz}$  ;  $f_{2Y} = 3,0 \text{ Hz}$

La figure 3.13 illustre une comparaison des résultats obtenus concernant les fréquences propres par le modèle éléments finis et le modèle brochette à deux masses. Les prévisions des premières fréquences propres suivant X et Y sont très proches, la différence est plus sensible pour les deuxièmes modes. Le modèle par éléments finis est plus rigide que le modèle brochette à deux masses ; ceci peut s'expliquer par l'hypothèse de rigidité complète de la charpente associée à cette modélisation.

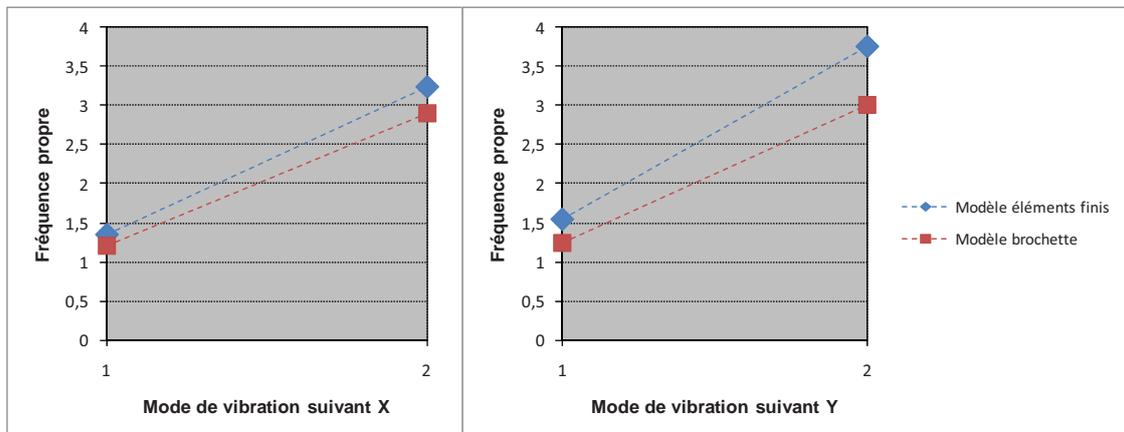


Figure 3.13 : Comparaison des fréquences propres obtenues par le modèle éléments finis et le modèle brochette pour la direction X et Y

### 3.3 Analyse sismique – Analyse modale spectrale

#### 3.3.1 Principe de l'analyse

L'action d'un séisme est caractérisée par une accélération de la base du bâtiment étudié dans une direction bien précise. Ce phénomène peut être modélisé par des forces statiques équivalentes appliquées à divers points de la structure. Dans cette étude on utilise la méthode modale spectrale pour calculer ces forces statiques équivalentes. Les étapes de cette méthode sont rappelées ci-après :

- Tout d'abord, il faut modéliser la structure (forme, masses, rigidités) ainsi que déterminer ses caractéristiques (type de sol, classe de l'ouvrage, ...) (cf. 3.2.3).
- La deuxième étape consiste à analyser le comportement de cette structure d'un point de vue dynamique. Pour la méthode modale, on étudie tous les modes propres de vibration de la structure. On obtient donc autant de périodes propres  $T_i$  que de degrés de liberté du modèle considéré. Ces périodes peuvent être calculées par des principes énergétiques tels que celui d'Hamilton ou de Lagrange (cf. 3.2.4.1).
- Ensuite, il faut calculer la réponse de la structure sous l'effet de l'action sismique. Pour cette méthode, il faut tout d'abord sélectionner les modes de vibration prépondérants par le critère des masses modales par exemple. Ensuite, on calcule séparément pour chaque mode les forces modales exercées sur chaque étage, on combine ces réponses modales pour obtenir les efforts sismiques à chaque étage et pour chaque contreventement ; ceci est l'objet de ce paragraphe.
- Enfin, il faut vérifier si la structure est dimensionnée pour reprendre ces forces en situation sismique [HAD 81].

#### 3.3.2 Méthode de calcul

- Mise en équation du système :

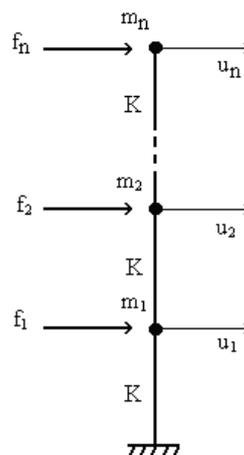


Figure 3.14 : Modèle générique pour l'analyse modale spectrale de structure à contreventement continu en vertical

L'étude de l'analyse modale constitue la première étape dans l'approche par l'analyse modale spectrale avec utilisation d'un spectre de réponse qui permet de calculer les effets de l'action sismique (des efforts modaux). On peut considérer que la méthode modale spectrale commence avec la détermination des vecteurs propres.

Pour chaque solution de  $\omega^2$ , on cherche le vecteur propre associé  $[\phi_i]$  en fixant une de ses composantes à 1 (attention aux modes nuls). Les vecteurs propres  $[\phi_i]$  sont connus à un facteur près, que l'on appellera  $\alpha_i$ .

On cherche les vecteurs propres normés  $[\phi_i]$  tels que :

$${}^t[\phi_i] \cdot [M] \cdot [\phi_i] = 1 \text{ (t.m}^2\text{)}, \text{ avec } [\phi_i]_i = \alpha_i \cdot [\phi_i] \quad [3.18]$$

(utiliser une masse en tonne dans cette équation permet d'obtenir un résultat d'effort sismique en KN, en retenant la gravitation  $g$ , la valeur de  $10 \text{ m/s}^2$ ).

Les périodes propres  $T_i$  calculées dans l'analyse modale (paragraphe 3.2.4)  $T_i$  seront ensuite utilisées pour déterminer les forces sismiques via le spectre de calcul. Mais toutes ces périodes propres n'ont pas la même influence sur le comportement sismique du bâtiment. Pour connaître l'influence de chaque période propre, nous introduisons deux notions : la masse modale  $m_{mi}$  et le facteur de participation  $\rho_i$  au mode  $i$ .

Les modes et donc les périodes propres qui comptent vraiment dans la réponse sismique sont ceux dont la masse modale est élevée en proportion de la masse totale du bâtiment. Ces masses modales  $m_{mi}$  sont obtenues par :

$$m_{mi} = \frac{({}^t[\phi_i] \cdot [M] \cdot [\Delta])^2}{{}^t[\phi_i] \cdot [M] \cdot [\phi_i]} \quad [3.19]$$

Avec  $[\Delta]$ , un vecteur dont toutes les composantes sont égales à 1.

La somme de toutes les masses modales est égale à la masse totale du bâtiment.

La seconde notion est le facteur de participation  $\rho_i$ . Ce dernier permet de pondérer l'influence du mode sur la réponse sismique du bâtiment. Contrairement à la masse modale, il est défini à une constante multiplicative près. Le facteur de participation  $\rho_i$  est donné par :

$$\rho_i = \frac{{}^t[\phi_i] \cdot [M] \cdot [\Delta]}{{}^t[\phi_i] \cdot [M] \cdot [\phi_i]} \quad [3.20]$$

Il est important de prendre en compte les modes les plus significatifs. De nombreux codes parasismiques proposent un pourcentage minimal de la masse modale. L'Eurocode 8 demande de considérer tous les modes dont la masse modale est supérieure à 5% de la masse totale mais également que la somme des masses modales des périodes propres prises en compte soit supérieure à 90% de la masse totale (EC8-1 § 4.3.3.3.1).

Pour chaque mode  $i$ , nous obtenons la force  $F_i$  appliquée à chacune des masses par :

$$[F_i] = [M] \cdot [\phi_i] \cdot S_d(T_i) \cdot \rho_i \quad [3.21]$$

- où :
- $[M]$  : est la matrice de masse,
  - $[\phi_i]$  : est le vecteur propre normé associé au mode  $i$ ,
  - $S_d(T_i)$  : est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période propre  $T_i$ ,
  - $\rho_i$  : est le facteur de participation du mode  $i$ .

Nous obtenons donc, pour chacun des modes pris en compte, une force appliquée à chaque masse. L'action sismique étant de fréquence et d'amplitude aléatoire, il faut tenir compte d'une éventuelle concomitance des effets causés par plusieurs modes. Cependant, il est défavorable de cumuler parfaitement toutes les forces obtenues pour chacun des modes, car il est peu probable que toutes les fréquences propres soient présentes à un même instant lors de la sollicitation sismique. La combinaison par somme quadratique est obtenue par la formule [3.22].

$$[F] = \sqrt{\sum_{i=1}^k [F_i]^2} \quad [3.22]$$

Avec  $k$ , le nombre de modes pris en compte.

Cette combinaison, dite combinaison quadratique simple, est utilisable à la condition que les modes puissent être considérés comme indépendants. Ceux-ci sont considérés comme indépendants si leurs périodes propres satisfont à la condition suivante :  $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$  avec  $T_j \leq T_i$ .

Si cette dernière condition n'est pas vérifiée, il faut effectuer une combinaison quadratique complète.

Ces forces au niveau de chaque masse sont ensuite distribuées sur l'ensemble des contreventements d'un niveau donné au prorata de leurs rigidités  $k$ .

### 3.3.3 Application de l'outil de calcul sur la structure simplifiée

➤ Détermination des vecteurs propres :

Nous devons maintenant rechercher 2 vecteurs propres  $[\phi_i]$  de la structure, avec  $[\phi_i] = \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{bmatrix}$ . Nous poserons  $a_1 = 1$ . La composante  $a_2$  est obtenue en résolvant le système

$$\text{suisant : } (-\omega^2 \cdot [M] + [K]) \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = 0$$

Après résolution des 2 systèmes, nous obtenons les 2 vecteurs propres suivants :

Pour les directions X et Y :

$$[\phi_1] = \begin{bmatrix} 1 \\ 1,456 \end{bmatrix}, \quad [\phi_2] = \begin{bmatrix} 1 \\ -1,19 \end{bmatrix}$$

L'allure de ces modes de vibration est illustrée par la figure 3.15.

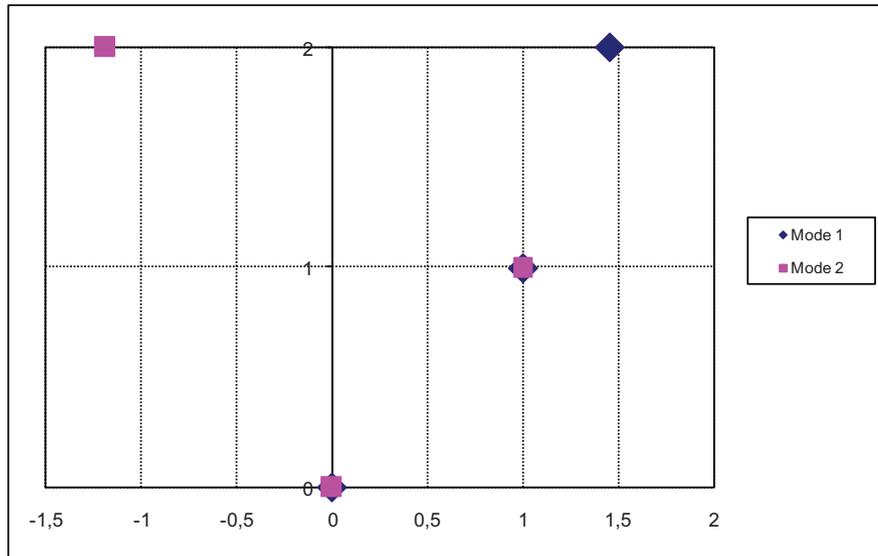


Figure 3.15 : Déformées modales de la structure dans la direction X et Y

➤ Normalisation des vecteurs propres :

Les vecteurs propres  $[\phi_i]$  sont connus à un facteur près, que l'on appellera  $\alpha_i$ .

On cherche les vecteurs propres normés  $[\emptyset_i]$  tels que :  $[\emptyset_i]^T \cdot [M] \cdot [\emptyset_i] = 1$  (t.m<sup>2</sup>), avec  $[\emptyset_i]_i = \alpha_i \cdot [\phi_i]$

Après résolution, on obtient les vecteurs propres normés pour les directions X et Y.

$$\alpha_1 = 0,208 \quad ; \quad \text{d'où} \quad [\emptyset_1] = 0,208 \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1,456 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,208 \\ 0,303 \end{bmatrix}$$

$$\alpha_2 = 0,23 \quad ; \quad \text{d'où} \quad [\emptyset_2] = 0,23 \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ -1,19 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,23 \\ -0,274 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des facteurs de participation :

Les facteurs de participation correspondant à chaque mode sont donnés par la formule suivante :

$$\rho_i = \frac{\{\emptyset_i\} \{M\}}{\{\emptyset_i\}^T [M] \{\emptyset_i\}}$$

Nous savons déjà d'après la normalisation des vecteurs propres que le produit de matrice  $\{\emptyset_i\}^T [M] \{\emptyset_i\}$  est égal à une tonne mètres carrés. Donc le calcul des facteurs de participation pour chaque mode se réduit au produit :

$$p_i = \{\emptyset_i\} \{M\}, \text{ où la matrice des masses est donnée en tonnes.}$$

Après calculs nous obtenons les deux facteurs de participation suivant X et Y :

$$\rho_1 = \begin{bmatrix} 0,208 \\ 0,303 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 10,39 \\ 5,99 \end{bmatrix} = 3,976 \quad \text{m}^{-1}$$

$$\rho_2 = \begin{bmatrix} 0,23 \\ -0,274 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 10,39 \\ 5,99 \end{bmatrix} = 0,748 \quad \text{m}^{-1}$$

➤ Calcul des réponses modales :

Les réponses modales  $[D_i]$  représentent la contribution de chaque mode à la réponse totale de la structure. Les réponses modales sont obtenues en multipliant les vecteurs propres normés par les facteurs de participation correspondant à chaque mode.

Les réponses modales pour chaque mode sont obtenues par la formule :

$$[D_i] = \rho_i \cdot [\Phi_i]$$

Nous obtenons pour les directions X et Y :

$$[D]_1 = 3,976 \cdot \begin{bmatrix} 0,208 \\ 0,303 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,827 \\ 1,205 \end{bmatrix}$$

$$[D]_2 = 0,748 \cdot \begin{bmatrix} 0,23 \\ -0,274 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,172 \\ -0,205 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des masses modales :

Les masses modales correspondent au carré des facteurs de participation multipliés par une tonne mètres carrés.

Nous avons donc pour les directions X et Y :

$$\overline{m}_1 = \rho_{1X}^2 \times 1 = 15,81 \quad (\text{t})$$

$$\overline{m}_2 = \rho_{2X}^2 \times 1 = 0,56 \text{t} \quad (\text{t})$$

Ces masses modales représentent respectivement 96,52% et 3,42% de la masse totale du bâtiment.

➤ Calcul des efforts modaux :

Les efforts modaux sont donnés pour chaque mode, par l'équation [3.21] :

$$[F_i] = [M] \cdot [\Phi_i] \cdot S_d(T_i) \cdot \rho_i \quad \text{en kN}$$

Pour calculer la force appliquée à chacune des masses pour chaque mode  $i$ , nous avons besoin de connaître le spectre de calcul  $S_d(T_i)$  pour chaque période propre  $T_i$  par les expressions présentées dans le paragraphe 1.1.3.5.

Dans le paragraphe 3.2.3.1, nous avons déterminé les valeurs suivantes :

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

---

$$a_g = 1,6 \text{ m/s}^2 ; \quad S = 1,5 ; \quad q = 3 ;$$

$$T_B = 0,06 \text{ s} ; \quad T_C = 0,4 \text{ s} ; \quad T_D = 2,0 \text{ s} ;$$

– Pour la direction X :

$$T_{1X} = 0,836 \text{ s} \quad \rightarrow \quad S_d(T_{1X}) = 0,957 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_{2X} = 0,345 \text{ s} \quad \rightarrow \quad S_d(T_{2X}) = 2,0 \quad \text{m/s}^2$$

Nous avons donc :

$$[F]_{1X} = 0,957 \cdot \begin{bmatrix} 10,39 & 0 \\ 0 & 5,99 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,827 \\ 1,205 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8,223 \\ 6,908 \end{bmatrix} \quad (\text{kN})$$

$$[F]_{2X} = 2,0 \cdot \begin{bmatrix} 10,39 & 0 \\ 0 & 5,99 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,172 \\ -0,205 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,574 \\ -2,456 \end{bmatrix} \quad (\text{kN})$$

– Pour la direction Y :

$$T_{1Y} = 0,807 \text{ s} \quad \rightarrow \quad S_d(T_{1Y}) = 0,991 \quad \text{m/s}^2$$

$$T_{2Y} = 0,333 \text{ s} \quad \rightarrow \quad S_d(T_{2Y}) = 2,0 \quad \text{m/s}^2$$

Nous avons donc :

$$[F]_{1Y} = 0,991 \cdot \begin{bmatrix} 10,39 & 0 \\ 0 & 5,99 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,827 \\ 1,205 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8,515 \\ 7,153 \end{bmatrix} \quad (\text{kN})$$

$$[F]_{2Y} = 2,0 \cdot \begin{bmatrix} 10,39 & 0 \\ 0 & 5,99 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,172 \\ -0,205 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3,574 \\ -2,456 \end{bmatrix} \quad (\text{kN})$$

➤ Combinaison par somme quadratique

Puisque  $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$ , nous pouvons également procéder à une combinaison quadratique par la formule [3.22] :

$$F_j = \sqrt{\sum F_{ij}^2}, \text{ où } F_{ij} \text{ est donnée par } F_{ij} = [\{f\}_1, \{f\}_2].$$

Avec une combinaison par somme quadratique nous obtenons :

– Pour la direction X :

$$[F]_X = \begin{bmatrix} 8,966 \\ 7,332 \end{bmatrix} \text{ en kN.}$$

– Pour la direction Y :

$$[F]_Y = \begin{bmatrix} 9,235 \\ 7,563 \end{bmatrix} \text{ en kN.}$$

Le tableau 3.9 reprend les différents résultats obtenus :

	Direction X			Direction Y		
	F1(kN)	F2(kN)	Fcom (kN)	F1(kN)	F2(kN)	Fcom (kN)
Masse 1	8,223	3,574	8,966	8,515	3,574	9,235
Masse 2	6,908	-2,456	7,332	7,153	-2,456	7,563

Tableau 3.9 : Forces sismiques au niveau de chaque masse par l'analyse modale spectrale

Nous constatons que les modes de flexion suivant X et Y ont les mêmes déformées modales. Ils ont par conséquent les mêmes valeurs des vecteurs propres normés  $[\Phi_i]$  et les mêmes facteurs de participation  $\rho_i$ . En effet, dans le calcul des efforts modaux, seul  $S_d(T)$  peut être différent en fonction des périodes propres du mode. Pour le premier mode, la valeur de  $S_d(T)$  pour la direction X est inférieure à celle pour la direction Y et elles sont par contre les mêmes pour les deuxièmes modes suivant X et Y. C'est pour ces raisons, que les efforts modaux pour le premier mode suivant X sont inférieurs à ceux du premier mode suivant Y. Ils sont identiques pour les deuxièmes modes suivant X et Y. Par conséquent, les efforts modaux combinés quadratiques dans la direction X sont inférieurs à ceux dans la direction Y.

### 3.4 Effet de la torsion sur la structure étudiée

Dans ce paragraphe, les efforts modaux issus du modèle brochettes développé dans le paragraphe 3.3.3 sont intégrés dans le modèle éléments finis. Ils sont appliqués au niveau du plancher de chaque étage. La réponse calculée à partir du modèle éléments finis est utilisée par la suite pour déterminer la contribution de l'effort sismique sur chaque contreventement. L'effet de la torsion est pris en compte par deux méthodes : la méthode utilisée dans le chapitre 2 et la méthode forfaitaire.

#### 3.4.1 Méthode néozélandaise de prise en compte de la torsion

Nous constatons que la raideur latérale et la masse sont réparties symétriquement (les centres de masse et de torsion sont confondus). Par conséquent, les excentricités naturelles  $e_{0x}$  et  $e_{0y}$  sont nulles et la rigidité de contreventement est équivalente au nombre de motif élémentaire.

La figure 3.16 illustre la vue en plan avec les files de contreventement de la structure.

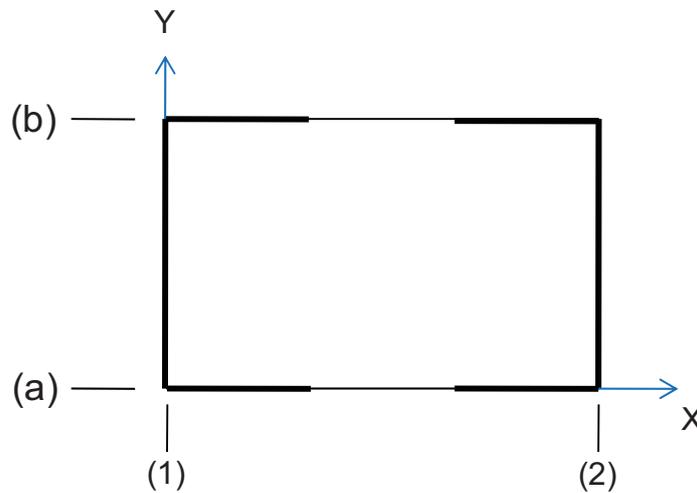


Figure 3.16 : Vue en plan de la structure

Dans cette configuration, il est possible d'évaluer le couple  $C_{zk}$  en tenant compte des excentricités accidentelles  $e_{aix}$  et  $e_{aiy}$ . Les combinaisons à considérer sont obtenues en posant  $e_{ox} = e_{oy} = 0$  (dans le tableau 2.1).

Les efforts dans les éléments sont calculés par les formules [2.15] et [2.16] :

- Élément i de direction X : 
$$V_{xi,k} = F_{x,k} \cdot \frac{k_{xi}}{K_x} - C_{z,k} \frac{(y_i - y_T) \cdot k_{xi}}{K_{rz}}$$
- Élément j de direction Y : 
$$V_{yj,k} = F_{y,k} \cdot \frac{k_{yj}}{K_y} + C_{z,k} \frac{(x_j - x_T) \cdot k_{yj}}{K_{rz}}$$

Nous calculons ces efforts en utilisant les efforts sismiques à chaque niveau de plancher que nous avons déjà déterminés dans la partie précédente. Ils prennent les valeurs suivantes :

$$R_{1X} = 8,966 \text{ kN} \text{ et } R_{1Y} = 9,235 \text{ kN}$$

$$R_{2X} = 7,332 \text{ kN} \text{ et } R_{2Y} = 7,563 \text{ kN}$$

Les tableaux 3.10 et 3.11 donnent les forces sismiques dans chaque contreventement à chaque niveau de plancher, avec les différentes combinaisons des directions d'excitation. Le couple de torsion d'axe vertical intègre les différentes combinaisons possibles des excentricités accidentelles comme explicité dans le tableau 2.1. Enfin, nous recherchons le maximum de sollicitation pour les 16 combinaisons étudiées.

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

Combinaison k	F <sub>x,k</sub> (kN)	F <sub>y,k</sub> (kN)	C <sub>z,k</sub> (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X (kN)		Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y (kN)	
				file a	file b	file 1	file 2
1	8,966	2,771	-1,410	4,3674	4,5986	1,5240	1,2465
2	8,966	2,771	3,073	4,7349	4,2311	1,0830	1,6875
3	8,966	2,771	-3,073	4,2311	4,7349	1,6875	1,0830
4	8,966	2,771	1,410	4,5986	4,3674	1,2465	1,5240
5	8,966	-2,771	-3,073	4,2311	4,7349	-1,0830	-1,6875
6	8,966	-2,771	1,410	4,5986	4,3674	-1,5240	-1,2465
7	8,966	-2,771	-1,410	4,3674	4,5986	-1,2465	-1,5240
8	8,966	-2,771	3,073	4,7349	4,2311	-1,6875	-1,0830
9	2,690	9,235	2,098	1,5169	1,1729	4,4111	4,8239
10	2,690	9,235	3,443	1,6271	1,0627	4,2788	4,9562
11	2,690	9,235	-3,443	1,0627	1,6271	4,9562	4,2788
12	2,690	9,235	-2,098	1,1729	1,5169	4,8239	4,4111
13	-2,690	9,235	3,443	-1,0627	-1,6271	4,2788	4,9562
14	-2,690	9,235	2,098	-1,1729	-1,5169	4,4111	4,8239
15	-2,690	9,235	-2,098	-1,5169	-1,1729	4,8239	4,4111
16	-2,690	9,235	-3,443	-1,6271	-1,0627	4,9562	4,2788
				file a	file b	file 1	file 2
			Maxima	4,7349	4,7349	4,9562	4,9562

Tableau 3.10 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du premier plancher par la méthode du chapitre 2

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

Combinaison k	F <sub>x,k</sub> (kN)	F <sub>y,k</sub> (kN)	C <sub>z,k</sub> (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X (kN)		Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y (kN)	
				file a	file b	file 1	file 2
1	7,332	2,269	-1,152	3,5715	3,7605	1,2478	1,0211
2	7,332	2,269	2,514	3,8720	3,4600	0,8872	1,3817
3	7,332	2,269	-2,514	3,4600	3,8720	1,3817	0,8872
4	7,332	2,269	1,152	3,7605	3,5715	1,0211	1,2478
5	7,332	-2,269	-2,514	3,4600	3,8720	-0,8872	-1,3817
6	7,332	-2,269	1,152	3,7605	3,5715	-1,2478	-1,0211
7	7,332	-2,269	-1,152	3,5715	3,7605	-1,0211	-1,2478
8	7,332	-2,269	2,514	3,8720	3,4600	-1,3817	-0,8872
9	2,200	7,563	1,719	1,2407	0,9589	3,6124	3,9506
10	2,200	7,563	2,819	1,3308	0,8688	3,5042	4,0588
11	2,200	7,563	-2,819	0,8688	1,3308	4,0588	3,5042
12	2,200	7,563	-1,719	0,9589	1,2407	3,9506	3,6124
13	-2,200	7,563	2,819	-0,8688	-1,3308	3,5042	4,0588
14	-2,200	7,563	1,719	-0,9589	-1,2407	3,6124	3,9506
15	-2,200	7,563	-1,719	-1,2407	-0,9589	3,9506	3,6124
16	-2,200	7,563	-2,819	-1,3308	-0,8688	4,0588	3,5042
				file a	file b	file 1	file 2
			Maxima	3,8720	3,8720	4,0588	4,0588

Tableau 3.11 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode du chapitre 2

Nous constatons que les forces sismiques maximales dans les files suivant X à chaque plancher correspondent respectivement aux cas 2 et 8 (pour la file a), aux cas 3 et 5 (pour la file b) de la combinaison des directions d'excitations. A noter que les combinaisons sont «  $E_X \pm 0,3.E_Y$  » (cf. tableau 2.1) et les valeurs absolues du couple de torsion  $C_{z,k}$  à partir de ces combinaisons sont maximales. Dans les files suivant Y, ils correspondent aux cas 11 et 16 (pour la file 1) et aux cas 10 et 13 (pour la file 2) de la combinaison des directions d'excitations. A noter que pour ce cas, les combinaisons sont «  $\pm 0,3.E_X + E_Y$  » et les valeurs absolues du couple de torsion  $C_{z,k}$  à partir de ces combinaisons sont maximales. Ces forces sismiques maximales dans les files de contreventement à chaque niveau de plancher doivent être comparées à celles obtenues par la méthode forfaitaire ; c'est l'objet du paragraphe suivant.

### 3.4.2 Comparaison avec la méthode forfaitaire

Comme nous l'avons déjà dit, les éléments de raideur et les masses sont distribués symétriquement dans la structure étudiée. L'Eurocode 8 propose une méthode pour tenir compte des effets de la torsion due à l'excentricité accidentelle en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par un coefficient  $\delta$ . Nous ne considérons que des forces horizontales et pas de moment. L'expression [3.23] utilise le terme géométrique additionnel de  $\delta$  pondéré avec un coefficient 0,6 et non 1,2 (cf. § 1.2.5.2) dans la mesure où on considère une analyse globale 3D.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad [3.23]$$

où :

$x$  : est la distance (en plan) de l'élément considéré au centre de gravité du bâtiment, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

$L_e$  : est la distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Les efforts dans les éléments sont :

- Élément  $i$  de direction X : 
$$V_{xi} = \delta \cdot F_x \cdot \frac{k_{xi}}{K_x} \quad [3.24]$$

- Élément  $j$  de direction Y : 
$$V_{yi} = \delta \cdot F_y \cdot \frac{k_{yi}}{K_y} \quad [3.25]$$

Les tableaux 3.12 et 3.13 donnent les forces sismiques dans chaque contreventement à chaque niveau de plancher en appliquant la méthode forfaitaire.

		$\delta$	ki/K	F (kN)	Vi (kN)
Suivant X	file a	1,3	0,5	8,966	5,828
	file b	1,3	0,5	8,966	5,828
Suivant Y	file 1	1,3	0,5	9,235	6,003
	file 2	1,3	0,5	9,235	6,003

Tableau 3.12 : Détermination des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du premier plancher par la méthode forfaitaire

Chapitre 3 - Analyse dynamique par la méthode modale spectrale  
(Développements analytiques et numériques)

		$\delta$	ki/K	F (kN)	Vi (kN)
Suivant X	file a	1,3	0,5	7,332	4,766
	file b	1,3	0,5	7,332	4,766
Suivant Y	file 1	1,3	0,5	7,563	4,916
	file 2	1,3	0,5	7,563	4,916

Tableau 3.13 : Détermination des forces sismiques dans chaque mur de contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode forfaitaire

La figure 3.17 illustre une comparaison des résultats obtenus pour la prise en compte de torsion par la méthode néozélandaise et par la méthode forfaitaire de l'Eurocode 8. Nous constatons que l'écart entre les prévisions peut atteindre 25% pour cette configuration symétrique. Rappelons ici que la méthode forfaitaire a été utilisée avec une pondération du paramètre géométrique limitée à 0,6 (cf. 3.4.2).

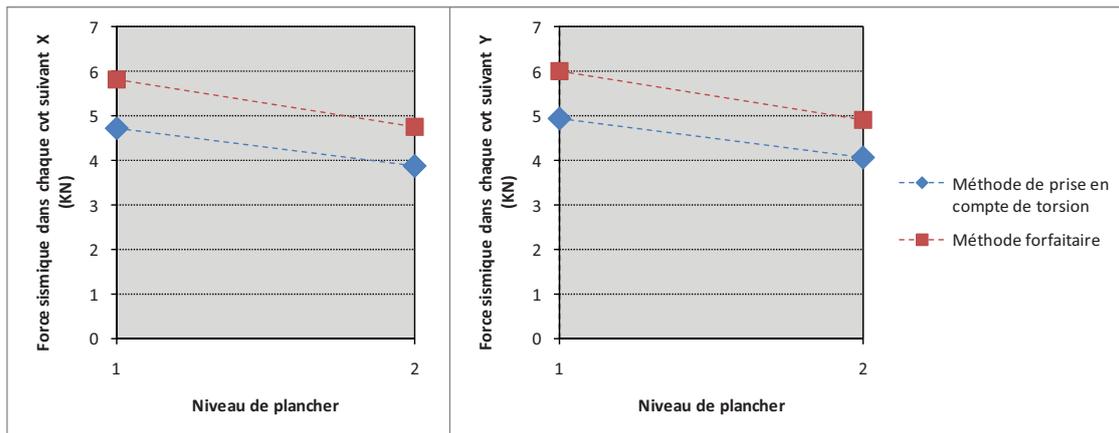


Figure 3.17 : Force sismique dans chaque contreventement obtenu par les deux méthodes utilisées pour la direction X et Y

### 3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté dans un premier temps, l'analyse modale sur deux modèles d'éléments finis 3D et de brochette 2D pour le calcul des fréquences propres et des modes propres. La comparaison des résultats obtenus issus de ces modèles a montré que l'écart n'est pas significatif. Cette comparaison a permis de faire un point sur la rigidité de la charpente et celle du diaphragme de plancher et sur la pertinence de localiser la masse de charpente au niveau du diaphragme sous entrain. L'étude de l'analyse modale constitue la première étape dans l'approche par la méthode modale spectrale avec utilisation d'un spectre de réponse qui est appliquée dans un deuxième temps pour calculer les effets de l'action sismique (des efforts modaux) sur chaque plancher. Les résultats obtenus sont intégrés dans le modèle éléments finis pour déterminer la contribution de ces efforts sur chaque file de contreventement par la méthode de prise en compte de la torsion utilisée dans le chapitre 2 et la méthode forfaitaire proposée par l'EN 1998-1. La méthode de prise en compte de la torsion conduit à des forces sismiques dans chaque file de contreventement aux deux niveaux de plancher respectivement de 4,7 kN et 3,9 kN dans la direction X et de 5,0 kN et de 4,1 kN dans la direction Y. Et les résultats obtenus issus de la méthode forfaitaire sont respectivement de 5,8 kN et de 4,8 kN dans la direction X et de 6,0 kN et de 4,9 kN dans la direction Y.

On constate que les forces sismiques au premier plancher sont plus importantes que celles au deuxième plancher car la masse de la structure au premier plancher est supérieure que celle au deuxième plancher. Les valeurs des forces sismiques obtenues par les différentes méthodes ont montré que la méthode forfaitaire est sécuritaire, puisque on enregistre une surestimation conséquente de 25%. Rappelons ici que les contreventements doivent assurer le rôle de fusible plastique. Ils seront donc surdimensionnés, ainsi que tout le reste de la structure.

Dans ce chapitre, l'étude est conduite sur une structure générique constituée des motifs élémentaires de contreventement modélisés comme une structure triangulée composée de deux poteaux, de deux poutres et d'une diagonale. Dans cette structure, il n'y a que 2 files de contreventement en façade par direction et nous ne voyons pas d'effet de la torsion sur la distribution des efforts sismiques dans différents contreventements d'une même direction. De plus, cette structure est symétrique et la prise en compte de la torsion se limite aux effets de l'excentricité accidentelle. Nous étudions dans le chapitre 4 une autre structure qui a la même trame en plan, mais en localisant les contreventements au droit des intersections de files. Ceci permet d'augmenter le nombre des contreventements et de rendre la structure plus réaliste que celle étudiée dans le chapitre 3. L'effet de la torsion sur la distribution des efforts sismiques dans différents contreventements est abordé dans le chapitre 4 en créant des dissymétries de masses ou de rigidités.



## **Chapitre 4 – Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2**

### **4.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous nous proposons de quantifier les différences d'efforts dans les systèmes de contreventement par les méthodes d'analyses sismiques proposées dans les chapitres précédents. Ceci concerne la méthode néo-zélandaise utilisée dans le chapitre 2 et la méthode d'analyse modale spectrale avec les différentes options de prise en compte de la torsion d'axe vertical. Pour cette structure, nous conservons la même trame en plan, mais la singularité réside dans la nature des contreventements et dans la distribution des masses concentrées. Les contreventements sont modélisés par des poteaux continus de la fondation jusqu'au sommet de la structure. Nous disposons ainsi d'un nombre plus important de contreventements élémentaires afin d'obtenir des distributions plus réalistes des efforts dans ces différents contreventements. Nous appliquons dans un premier temps la méthode d'analyse modale spectrale sur cette structure à ossature bois constituée de 12 unités de contreventement afin de déterminer les efforts modaux sur chacune de ces unités. Dans un deuxième temps, nous n'étudions que les modes de flexion en bloquant les rotations autour Oz (l'axe vertical), pour déterminer les forces sismiques sur chaque file de contreventement par les méthodes étudiées pour valider les résultats précédents, notamment ceux du chapitre 2.

### **4.2. Présentation de la structure étudiée**

Nous abordons l'étude d'une structure qui a les mêmes données générales que la structure présentée dans le chapitre 3 (cf. tableau 4.1). Le coefficient de comportement est maintenu à une valeur de 3.

-	zone de sismicité 4,
-	catégorie d'importance du bâtiment II (bâtiment à usage d'habitation),
-	classe de sol C,
-	la structure du bâtiment est en bois,
-	la classe de ductilité visée est DCM (ductilité moyenne).
-	coefficient de comportement $q = 3$

Tableau 4.1 : Données générales de la structure étudiée

### 4.2.1. Description géométrique de la structure

Les figures 4.1 et 4.2 illustrent la géométrie de la structure à étudier. Elle comporte 2 niveaux qui ont la même hauteur de 2,75m. Par niveau, elle est constituée de 12 poteaux bi-encastrés dont les caractéristiques géométriques et matérielles sont détaillées dans le tableau 4.2.

Les poteaux constituant la structure					
a (m)	b (m)	s (m <sup>2</sup> )	Iz (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	E (Pa)
0,15	0,1	0,015	1,25.10 <sup>-5</sup>	2,81.10 <sup>-5</sup>	1,2.10 <sup>10</sup>

Tableau 4.2 : Section et caractéristiques matérielles des poteaux constituant la structure

Les diaphragmes horizontaux sont constitués des motifs élémentaires comme cela a été présenté dans le chapitre 3. Les caractéristiques géométriques et matérielles des éléments poutre et barre des diaphragmes horizontaux sont détaillées dans le tableau 4.3.

Les éléments constituant la structure						
	a (m)	b (m)	s (m <sup>2</sup> )	Iz (m <sup>4</sup> )	Iy (m <sup>4</sup> )	E (Pa)
Poutre	0,15	0,1	0,015	1,25.10 <sup>-5</sup>	2,81.10 <sup>-5</sup>	1,2.10 <sup>10</sup>
Barre	0,01	0,01	0,0001			1,2.10 <sup>10</sup>

Tableau 4.3 : Section et caractéristiques matérielles des éléments de poutre et barre

En ce qui concerne les conditions aux limites à la base de la structure, les translations et les rotations des points extrêmes aux pieds des poteaux du R-D-C sont bloquées. En têtes des poteaux, il y a des blocages des rotations autour des deux directions horizontales. Les poteaux et les planchers sont encastrés entre eux. Les plans de ce bâtiment, de type R+1, sont donnés par les figures 4.1 et 4.2. La première et la deuxième sont respectivement la vue en plan et les élévations du bâtiment.

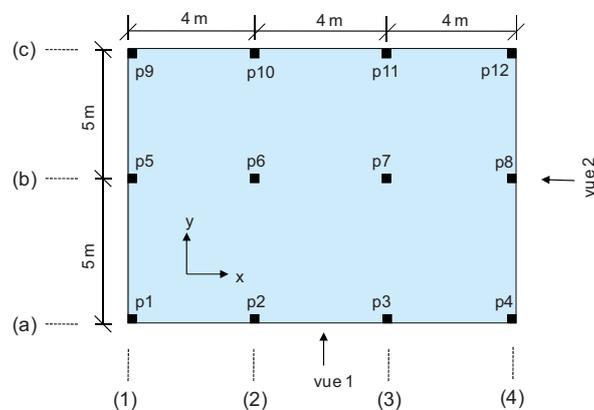


Figure 4.1 : Vue en plan du bâtiment

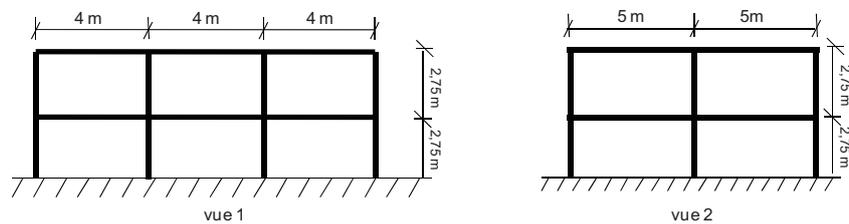


Figure 4.2 : Vues verticales du bâtiment

#### 4.2.2. Evaluation de la masse de la structure

Dans cette partie, nous supposons que la masse des éléments structuraux est uniquement constituée de la masse des murs de façade et des planchers. Les tableaux 4.4 et 4.5 illustrent la répartition de ces masses au niveau de la structure entière.

	Etage	Masse linéique (kg/m)	Longueur de mur (m)	Masse de mur (kg)
$M_{\text{mur,rdc}}$	R-D-C	190	$(12+10) \times 2 = 44$	8 360
$M_{\text{mur,r+1}}$	R+1	190	$(12+10) \times 2 = 44$	8 360

Tableau 4.4 : Masse des murs de façade par étage

	Masse surfacique (kg/m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Masse (kg)
$M_{\text{plancher}}$	$170 + 37 = 207$	$10 \times 12 = 120$	24 840
$M_{\text{toiture}}$	130	$10 \times 12 = 120$	15 600

Tableau 4.5 : Masse des planchers de façade par étage

#### 4.2.3. Répartition de masse de la structure

Comme nous l'avons présenté dans le chapitre 3, la masse de la structure est représentée dans le modèle éléments finis par des masses ponctuelles localisées aux nœuds du maillage. La figure 4.3 illustre la position et la nomenclature des masses.

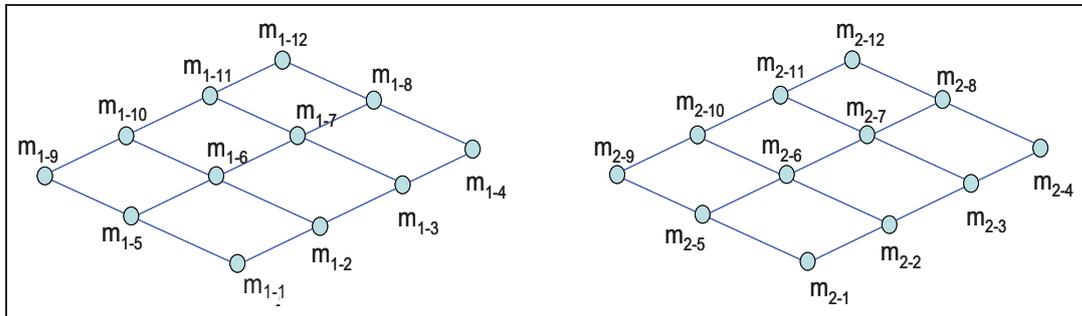


Figure 4.3 : Répartition de masse de la structure au niveau des planchers

### 4.3. Application de la méthode modale spectrale

Dans ce paragraphe, nous appliquons la méthode modale spectrale sur la structure étudiée afin de déterminer les efforts modaux sur l'ensemble des poteaux. Nous faisons des calculs pour des répartitions uniforme et non-uniforme de masse de la structure.

#### 4.3.1. Répartition uniforme des masses

Dans ce cas, la masse de la structure est répartie uniformément par des masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal des planchers.

Donc, à chaque nœud  $j$  du plancher  $i$ , nous imposons une masse ponctuelle  $m_{ij}$  avec :

$$\begin{aligned} m_{1-1} = m_{1-2} = m_{1-3} = \dots = m_{1-12} &= ((M_{\text{mur},\text{rdc}} + M_{\text{mur},\text{r}+1})/2 + M_{\text{plancher}})/12 \\ &= (8\,360 + 24\,840) / 12 = 33\,200 / 12 \\ &= 2\,767 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{2-1} = m_{2-2} = m_{2-3} = \dots = m_{2-12} &= (M_{\text{mur},\text{r}+1}/2 + M_{\text{toiture}})/12 \\ &= (4180 + 15\,600) / 12 = 19\,780 / 12 \\ &= 1\,648 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

➤ Calcul des fréquences propres :

Dans un premier temps, une analyse modale est appliquée pour le calcul des modes propres et des fréquences propres. L'application présentée ici se limite aux six premiers modes : deux modes de flexion suivant deux directions horizontales et deux modes de torsion. Le tableau 4.6 rapporte les six premiers modes propres de vibration (la structure initiale est en rouge et la structure déformée est en vert).

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

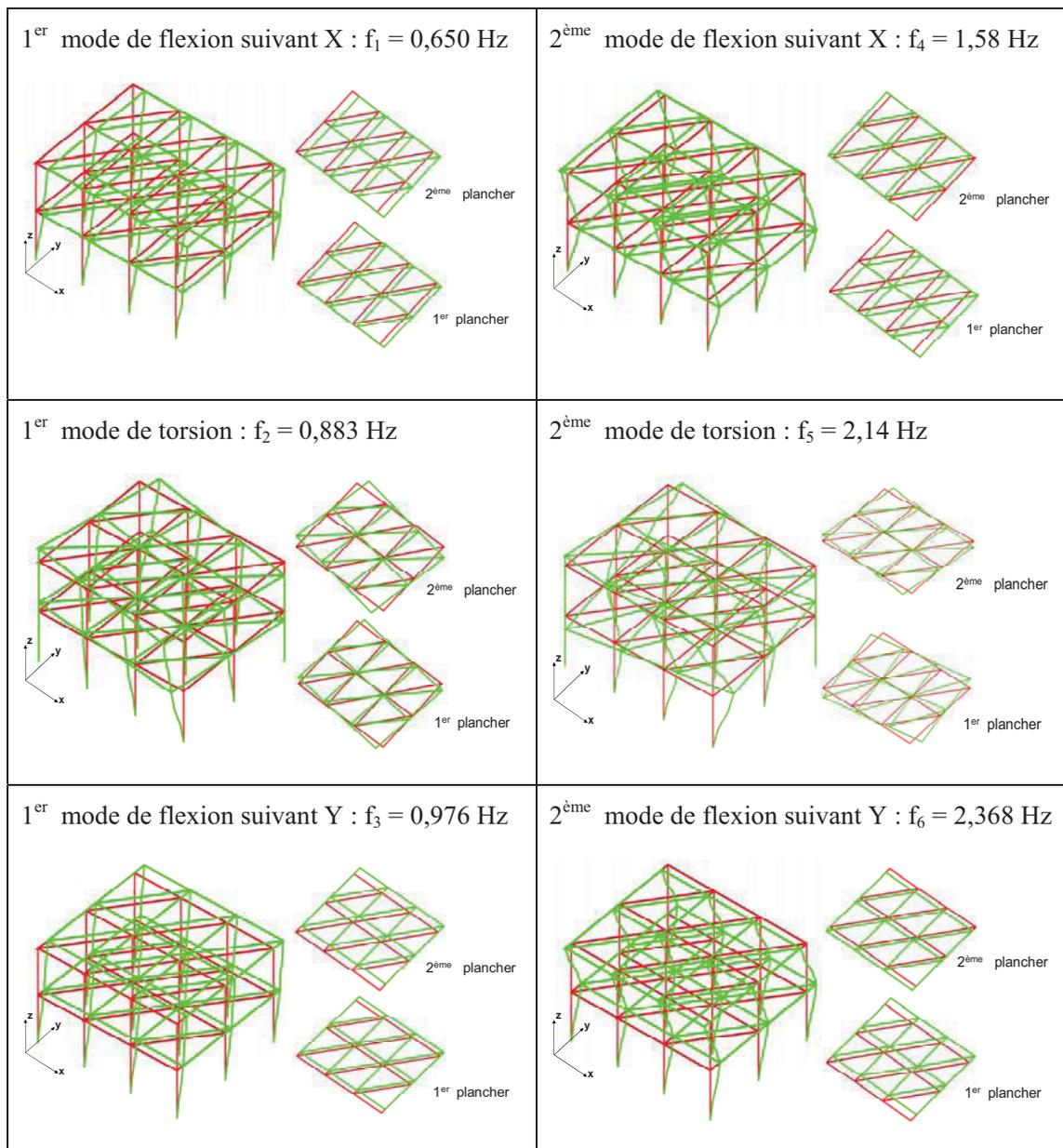


Tableau 4.6 : Les modes propres et les déformées de la structure étudiée dans le cas de la répartition uniforme de masse

➤ Calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux :

Dans un deuxième temps, nous allons appliquer l'analyse modale spectrale sur la structure présentée. A chaque nœud principal de deux niveaux de plancher, deux inconnues sont calculées. Ce sont les deux forces sismiques suivant les deux directions horizontales  $F_x$ ,  $F_y$ . Il y a 24 nœuds sur deux planchers, 48 inconnues sont donc calculées

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

pour chaque mode de vibration. Après les étapes de l'analyse modale spectrale, nous obtiendrons une matrice colonne des forces globales de 48 composants, composée de 24 sous-matrices colonnes de 2 composants Fx et Fy. Les tableaux 4.7 et 4.8 rapportent les résultats obtenus pour chaque mode de vibration.

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant X		2ème mode de flexion suivant X	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
2	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
3	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
4	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
5	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
6	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
7	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
8	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
9	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
10	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
11	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
12	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000

Tableau 4.7 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant Y		2ème mode de flexion suivant Y	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
2	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
3	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
4	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
5	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
6	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
7	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
8	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
9	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
10	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
11	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638
12	1	0,000	1,774	0,000	0,936
	2	0,000	1,549	0,000	-0,638

Tableau 4.8 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse

Les forces sismiques sur l'ensemble des poteaux pour deux modes de torsion sont nuls car la structure dans ce cas est parfaitement symétrique en raideur et en masse.

Ensuite, la combinaison quadratique est utilisée pour ces matrices d'effort en utilisant les formules suivantes :

$$E_X = \sqrt{F_{X1}^2 + F_{X2}^2 + F_{Z1}^2 + F_{Z2}^2} \quad [4.1]$$

$$E_Y = \sqrt{F_{Y1}^2 + F_{Y2}^2 + F_{Z1}^2 + F_{Z2}^2} \quad [4.2]$$

$E_X$ ,  $E_Y$  : les efforts suivant X et Y après la combinaison quadratique,

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

$F_{X1}, F_{X2}$  : les efforts de deux modes de flexion suivants X,

$F_{Y1}, F_{Y2}$  : les efforts de deux modes de flexion suivants Y,

$F_{Z1}, F_{Z2}$  : les efforts de deux modes de torsion.

Les résultats obtenus par la combinaison quadratique sont illustrés dans le tableau 4.9.

Poteau	Niveau	Action sismique suivant X		Action sismique suivant Y	
		Ex (kN)	Ey (kN)	Ex (kN)	Ey (kN)
1	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
2	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
3	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
4	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
5	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
6	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
7	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
8	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
9	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
10	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
11	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675
12	1	1,337	0,000	0,000	2,006
	2	1,117	0,000	0,000	1,675

Tableau 4.9 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse

On constate que dans le cas où les masses sont réparties d'une façon uniforme sur les planchers, les effets de la torsion sont nuls car il n'y a que des efforts sismiques sur l'ensemble des poteaux suivant la direction de l'action sismique. Pour prendre en compte l'effet de la torsion sur la distribution des forces sismiques dans différents contreventements, des répartitions non-uniformes de masse de la structure au niveau des planchers sont appliquées afin d'analyser l'effet des excentricités.

### 4.3.2. Répartition non-uniforme des masses

Dans ce paragraphe, la masse de la structure est répartie d'une façon non-uniforme en introduisant des masses ponctuelles différentes à chaque nœud principal des planchers. Trois répartitions de masse sont conduites, l'une correspond à une excentricité accidentelle et les 2 autres correspondent respectivement à des distributions II et III définies dans le chapitre 2. La répartition des masses au niveau des planchers est illustrée dans la figure 4.4.

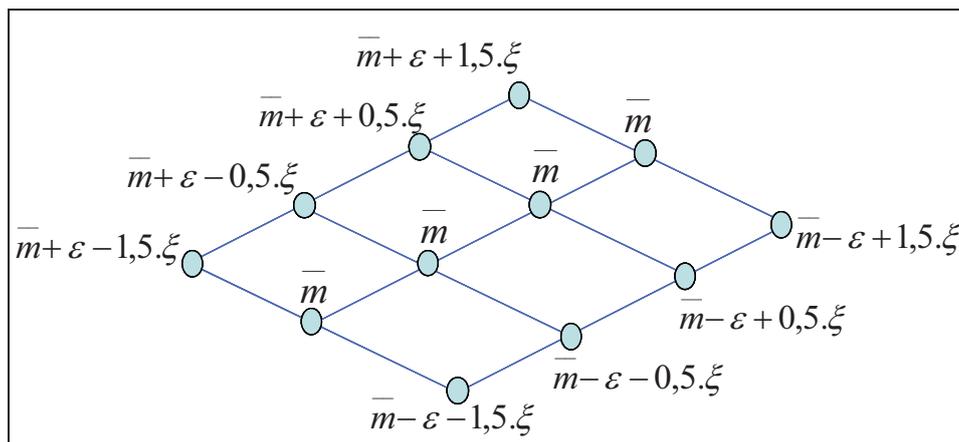


Figure 4.4 : La répartition des masses non-uniformes au niveau des planchers

#### 4.3.2.1. Cas d'une excentricité accidentelle

Dans ce cas, on calcule les valeurs de  $\bar{m}$ ,  $\varepsilon$  et  $\xi$  pour modéliser une répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle.

$$\begin{aligned} \text{d'où :} \quad e_{ax} &= 0,05 \cdot L_x = 0,05 \cdot 12 = 0,6 \text{ m} \\ e_{ay} &= 0,05 \cdot L_y = 0,05 \cdot 10 = 0,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Pour ce faire, on a calculé les valeurs de  $\bar{m}$ ,  $\varepsilon$  et  $\xi$  comme ci-dessous :

– Au niveau du premier plancher :

$$\begin{aligned} \bar{m}_1 &= 2\,767 \text{ kg} \\ \varepsilon_1 &= 415 \text{ kg} \\ \xi_1 &= 500 \text{ kg} \end{aligned}$$

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

– Au niveau du deuxième plancher :

$$\bar{m}_2 = 1\,648 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_2 = 250 \text{ kg}$$

$$\xi_2 = 295 \text{ kg}$$

Les tableaux 4.12 et 4.13 rapportent des masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal des planchers.

$m_{1-1}$ (kg)	$m_{1-2}$ (kg)	$m_{1-3}$ (kg)	$m_{1-4}$ (kg)	$m_{1-5}$ (kg)	$m_{1-6}$ (kg)	$m_{1-7}$ (kg)	$m_{1-8}$ (kg)	$m_{1-9}$ (kg)	$m_{1-10}$ (kg)	$m_{1-11}$ (kg)	$m_{1-12}$ (kg)
1 602	2 102	2 602	3 102	2 767	2 767	2 767	2 767	2 432	2 932	3 432	3 932

Tableau 4.10 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1<sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant une excentricité accidentelle

$m_{2-1}$ (kg)	$m_{2-2}$ (kg)	$m_{2-3}$ (kg)	$m_{2-4}$ (kg)	$m_{2-5}$ (kg)	$m_{2-6}$ (kg)	$m_{2-7}$ (kg)	$m_{2-8}$ (kg)	$m_{2-9}$ (kg)	$m_{2-10}$ (kg)	$m_{2-11}$ (kg)	$m_{2-12}$ (kg)
956	1 251	1 546	1 841	1 648	1 648	1 648	1 648	1 456	1 751	2 046	2 341

Tableau 4.11 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2<sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant une excentricité accidentelle

➤ Calcul des fréquences propres :

Une analyse modale est ensuite appliquée afin de calculer des modes propres et des fréquences propres pour cette répartition de masse. L'application présentée ici se limite aux six premiers modes : deux modes de flexion suivant deux directions horizontales et deux modes de torsion. Le tableau 4.14 rapporte les six premiers modes propres.

1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant X : $f_1 = 0,648 \text{ Hz}$	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant X : $f_4 = 1,572 \text{ Hz}$
1 <sup>er</sup> mode de torsion : $f_2 = 0,873 \text{ Hz}$	2 <sup>ème</sup> mode de torsion : $f_5 = 2,116 \text{ Hz}$
1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant Y : $f_3 = 1,00 \text{ Hz}$	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant Y : $f_6 = 2,423 \text{ Hz}$

Tableau 4.12 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

---

➤ Calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux :

Après avoir déterminé les fréquences propres, nous suivons les étapes de calcul présentées dans le paragraphe 4.3.1 pour le calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux. Les résultats obtenus par cet outil de calcul sont illustrés dans les tableaux 4.13 à 4.16.

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant X		2ème mode de flexion suivant X	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,607	0,057	0,319	0,030
	2	0,531	0,050	-0,218	-0,020
2	1	0,797	0,021	0,418	0,011
	2	0,695	0,018	-0,286	-0,007
3	1	0,986	-0,041	0,518	-0,022
	2	0,859	-0,036	-0,353	0,015
4	1	1,175	-0,130	0,617	-0,068
	2	1,023	-0,113	-0,421	0,046
5	1	1,139	0,099	0,600	0,052
	2	0,994	0,086	-0,409	-0,035
6	1	1,139	0,027	0,600	0,014
	2	0,994	0,024	-0,409	-0,010
7	1	1,139	-0,044	0,600	-0,023
	2	0,994	-0,039	-0,409	0,016
8	1	1,139	-0,116	0,600	-0,061
	2	0,994	-0,101	-0,409	0,041
9	1	1,080	0,087	0,571	0,046
	2	0,948	0,076	-0,391	-0,031
10	1	1,302	0,029	0,689	0,015
	2	1,140	0,025	-0,470	-0,010
11	1	1,524	-0,055	0,806	-0,029
	2	1,332	-0,048	-0,550	0,020
12	1	1,746	-0,164	0,924	-0,087
	2	1,524	-0,144	-0,629	0,059

Tableau 4.13 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant Y		2ème mode de flexion suivant Y	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	-0,392	1,264	-0,208	0,663
	2	-0,342	1,106	0,141	-0,454
2	1	-0,514	1,311	-0,273	0,692
	2	-0,447	1,144	0,184	-0,472
3	1	-0,636	1,192	-0,338	0,636
	2	-0,553	1,039	0,228	-0,432
4	1	-0,758	0,908	-0,403	0,491
	2	-0,659	0,790	0,271	-0,332
5	1	-0,101	2,182	-0,054	1,145
	2	-0,088	1,907	0,037	-0,782
6	1	-0,101	1,725	-0,054	0,911
	2	-0,088	1,507	0,037	-0,621
7	1	-0,101	1,268	-0,054	0,676
	2	-0,088	1,107	0,037	-0,460
8	1	-0,101	0,810	-0,054	0,438
	2	-0,088	0,707	0,037	-0,298
9	1	0,418	1,918	0,223	1,007
	2	0,366	1,685	-0,151	-0,691
10	1	0,503	1,828	0,269	0,965
	2	0,440	1,601	-0,181	-0,660
11	1	0,589	1,573	0,315	0,838
	2	0,514	1,374	-0,212	-0,571
12	1	0,675	1,151	0,360	0,623
	2	0,589	1,004	-0,242	-0,423

Tableau 4.14 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de torsion		2ème mode de torsion	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,451	-0,263	0,238	-0,137
	2	0,394	-0,231	-0,162	0,095
2	1	0,591	0,038	0,312	0,018
	2	0,515	0,033	-0,212	-0,012
3	1	0,732	0,523	0,386	0,270
	2	0,637	0,456	-0,262	-0,184
4	1	0,872	1,192	0,460	0,618
	2	0,758	1,037	-0,312	-0,421
5	1	0,144	-0,455	0,076	-0,237
	2	0,125	-0,398	-0,052	0,163
6	1	0,144	0,050	0,076	0,024
	2	0,125	0,044	-0,052	-0,016
7	1	0,144	0,557	0,076	0,287
	2	0,125	0,486	-0,052	-0,197
8	1	0,144	1,063	0,076	0,551
	2	0,125	0,928	-0,052	-0,377
9	1	-0,432	-0,400	-0,228	-0,209
	2	-0,378	-0,351	0,156	0,144
10	1	-0,520	0,054	-0,275	0,026
	2	-0,455	0,047	0,187	-0,017
11	1	-0,609	0,690	-0,322	0,356
	2	-0,532	0,603	0,219	-0,244
12	1	-0,698	1,511	-0,369	0,784
	2	-0,609	1,319	0,250	-0,536

Tableau 4.15 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle

Nous nous intéressons maintenant à l'effet de combinaison des modes. Pour ce faire la combinaison quadratique est utilisée pour calculer les forces résultantes. Le tableau 4.16 présente les résultats obtenus.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	Action sismique suivant X		Action sismique suivant Y	
		Ex (kN)	Ey (kN)	Ex (kN)	Ey (kN)
1	1	0,854	0,304	0,675	1,458
	2	0,715	0,255	0,564	1,221
2	1	1,121	0,049	0,886	1,483
	2	0,936	0,041	0,738	1,238
3	1	1,387	0,591	1,097	1,474
	2	1,156	0,493	0,912	1,228
4	1	1,654	1,350	1,308	1,694
	2	1,377	1,126	1,086	1,410
5	1	1,298	0,525	0,199	2,518
	2	1,084	0,440	0,166	2,105
6	1	1,298	0,064	0,199	1,952
	2	1,084	0,054	0,166	1,631
7	1	1,298	0,628	0,199	1,568
	2	1,084	0,526	0,166	1,309
8	1	1,298	1,205	0,199	1,511
	2	1,084	1,008	0,166	1,262
9	1	1,316	0,462	0,680	2,213
	2	1,104	0,389	0,569	1,860
10	1	1,586	0,068	0,820	2,068
	2	1,328	0,057	0,685	1,733
11	1	1,857	0,779	0,960	1,944
	2	1,552	0,653	0,800	1,625
12	1	2,128	1,712	1,100	2,147
	2	1,775	1,432	0,915	1,792

Tableau 4.16 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à une excentricité accidentelle

#### 4.3.2.2. Cas d'une excentricité équivalant à la distribution II

On calcule d'abord les excentricités structurales de la structure au niveau des planchers pour la distribution II des contreventements définie dans le chapitre 2. Pour ce faire, la structure est considérée symétrique en masse ( $x_G = 6$  m et  $y_G = 5$  m).

On rappelle la définition de la distribution II définie dans le chapitre 2. Elle correspond à la distribution :  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour une des zones dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ .

La figure 4.5 illustre la répartition des files de contreventement dans un plancher.

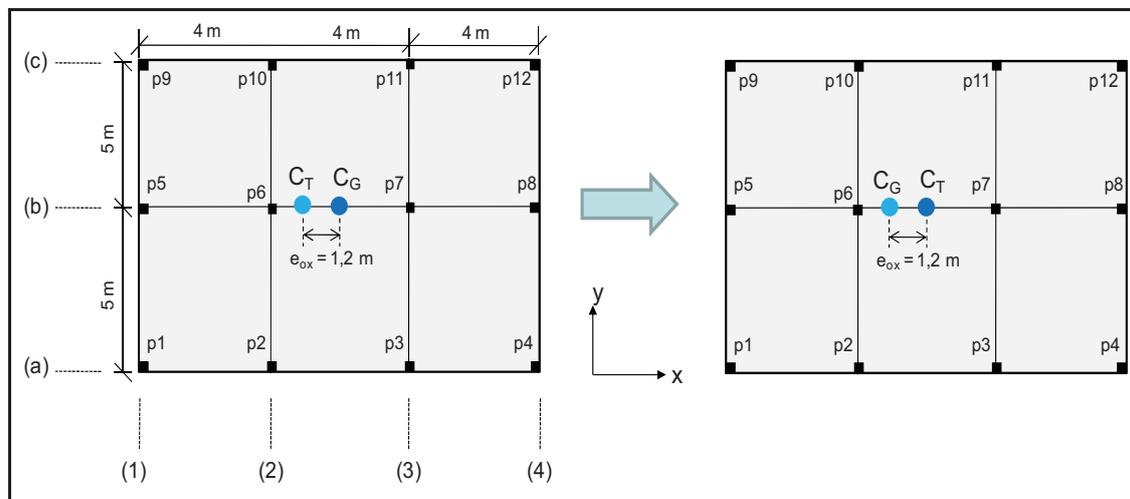


Figure 4.5 : Vue en plan avec les files de contreventement de la structure

On va évaluer la distribution II du cas A1 (cf. tableau 2.17) avec la distribution de raideurs des contreventements en  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour les files 1 et 4, et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ . Avec cette configuration, on constate que la distribution des contreventements dans la direction X est symétrique en raideur et on peut considérer que les rigidités des files de contreventements suivant Y sont respectivement  $K_1 = 40$ ,  $K_2 = 20$ ,  $K_3 = 20$  et  $K_4 = 20$ . Les coordonnées du centre de torsion sont :

$$x_T = \frac{1}{K_y} \cdot \sum_{j=1, n_y} x_j \cdot k_{yj} = \frac{40 \cdot 0 + 20 \cdot 4 + 20 \cdot 8 + 20 \cdot 12}{100} = 4,80 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{1}{K_x} \cdot \sum_{i=1, n_x} y_i \cdot k_{xi} = 5 \text{ m}$$

On en déduit l'excentricité structurale à chaque niveau de plancher :

$$e_{ox} = x_G - x_T = 1,2 \text{ (m)}$$

$$e_{oy} = y_G - y_T = 0 \text{ (m)}$$

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

En suivant la démarche du chapitre 2, nous pouvons déterminer l'enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire. Le tableau 4.17 synthétise les résultats obtenus.

	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X			Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y			
	file a	file b	file c	file 1	file 2	file 3	file 4
Maxima	0,378	0,333	0,378	0,378	0,198	0,232	0,273
Action sismique sans l'effet de torsion	0,333	0,333	0,333	0,400	0,200	0,200	0,200
Incidence de torsion	1,135	1,000	1,135	0,944	0,991	1,162	1,365

Tableau 4.17 : Incidence de torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II avec la méthode utilisée au chapitre 2

Ensuite, on calcule les valeurs de  $\bar{m}$ ,  $\varepsilon$  et  $\xi$  pour modéliser une répartition de masse correspondant à cette distribution.

- Au niveau du premier plancher :

$$\bar{m}_1 = 2\,767 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_1 = 0 \text{ kg}$$

$$\xi_1 = 995 \text{ kg}$$

- Au niveau du deuxième plancher :

$$\bar{m}_2 = 1\,648 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_2 = 0 \text{ kg}$$

$$\xi_2 = 595 \text{ kg}$$

Les tableaux 4.18 et 4.19 rapportent des masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal des planchers.

$m_{1-1}$	$m_{1-2}$	$m_{1-3}$	$m_{1-4}$	$m_{1-5}$	$m_{1-6}$	$m_{1-7}$	$m_{1-8}$	$m_{1-9}$	$m_{1-10}$	$m_{1-11}$	$m_{1-12}$
(kg)	(kg)	(kg)									
1 275	2 270	3 265	4 260	2 767	2 767	2 767	2 767	1 275	2 270	3 265	4 260

Tableau 4.18 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1<sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

m <sub>2-1</sub> (kg)	m <sub>2-2</sub> (kg)	m <sub>2-3</sub> (kg)	m <sub>2-4</sub> (kg)	m <sub>2-5</sub> (kg)	m <sub>2-6</sub> (kg)	m <sub>2-7</sub> (kg)	m <sub>2-8</sub> (kg)	m <sub>2-9</sub> (kg)	m <sub>2-10</sub> (kg)	m <sub>2-11</sub> (kg)	m <sub>2-12</sub> (kg)
756	1 351	1 946	2 541	1 648	1 648	1 648	1 648	756	1 351	1 946	2 541

Tableau 4.19 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2<sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

- Calcul des fréquences propres :

Le tableau 4.20 rapporte les six premiers modes propres.

1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant X : $f_1 = 0,650$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant X : $f_4 = 1,58$ Hz
1 <sup>er</sup> mode de torsion : $f_2 = 0,838$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de torsion : $f_5 = 2,033$ Hz
1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant Y : $f_3 = 1,047$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant Y : $f_6 = 2,536$ Hz

Tableau 4.20 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

- Calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux :

Après avoir déterminé les fréquences propres, nous suivons les étapes de calcul présentés dans le paragraphe 4.3.1 pour le calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux. Les résultats obtenus par cet outil de calcul sont illustrés dans les tableaux 4.21 à 4.24.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant X		2ème mode de flexion suivant X	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,545	0,000	0,287	0,000
	2	0,474	0,000	-0,195	0,000
2	1	0,970	0,000	0,512	0,000
	2	0,847	0,000	-0,349	0,000
3	1	1,395	0,000	0,736	0,000
	2	1,219	0,000	-0,502	0,000
4	1	1,821	0,000	0,960	0,000
	2	1,592	0,000	-0,656	0,000
5	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
6	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
7	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
8	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
9	1	0,545	0,000	0,287	0,000
	2	0,474	0,000	-0,195	0,000
10	1	0,970	0,000	0,512	0,000
	2	0,847	0,000	-0,349	0,000
11	1	1,395	0,000	0,736	0,000
	2	1,219	0,000	-0,502	0,000
12	1	1,821	0,000	0,960	0,000
	2	1,592	0,000	-0,656	0,000

Tableau 4.21 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant Y		2ème mode de flexion suivant Y	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	-0,357	1,070	-0,188	0,549
	2	-0,309	0,930	0,127	-0,375
2	1	-0,635	1,401	-0,335	0,726
	2	-0,553	1,222	0,226	-0,496
3	1	-0,914	1,291	-0,481	0,680
	2	-0,796	1,127	0,326	-0,463
4	1	-1,192	0,736	-0,628	0,400
	2	-1,040	0,643	0,426	-0,270
5	1	0,000	2,321	0,000	1,192
	2	0,000	2,027	0,000	-0,818
6	1	0,000	1,708	0,000	0,885
	2	0,000	1,491	0,000	-0,606
7	1	0,000	1,094	0,000	0,576
	2	0,000	0,955	0,000	-0,392
8	1	0,000	0,478	0,000	0,260
	2	0,000	0,417	0,000	-0,175
9	1	0,357	1,070	0,188	0,549
	2	0,309	0,930	-0,127	-0,375
10	1	0,635	1,401	0,335	0,726
	2	0,553	1,222	-0,226	-0,496
11	1	0,914	1,291	0,481	0,679
	2	0,796	1,127	-0,326	-0,463
12	1	1,192	0,736	0,628	0,400
	2	1,040	0,643	-0,425	-0,270

Tableau 4.22 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de torsion		2ème mode de torsion	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,287	-0,149	0,152	-0,078
	2	0,249	-0,129	-0,103	0,054
2	1	0,511	0,142	0,271	0,073
	2	0,445	0,124	-0,184	-0,049
3	1	0,735	0,790	0,389	0,411
	2	0,641	0,691	-0,265	-0,280
4	1	0,958	1,797	0,508	0,939
	2	0,837	1,571	-0,346	-0,642
5	1	0,000	-0,323	0,000	-0,169
	2	0,000	-0,282	0,000	0,117
6	1	0,000	0,173	0,000	0,088
	2	0,000	0,151	0,000	-0,060
7	1	0,000	0,670	0,000	0,348
	2	0,000	0,585	0,000	-0,237
8	1	0,000	1,167	0,000	0,610
	2	0,000	1,019	0,000	-0,416
9	1	-0,287	-0,149	-0,152	-0,078
	2	-0,249	-0,129	0,103	0,054
10	1	-0,511	0,142	-0,271	0,073
	2	-0,445	0,124	0,184	-0,049
11	1	-0,735	0,790	-0,389	0,411
	2	-0,641	0,691	0,265	-0,280
12	1	-0,958	1,797	-0,508	0,939
	2	-0,837	1,571	0,346	-0,642

Tableau 4.23 : Efforts sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

Nous nous intéressons maintenant à l'effet de combinaison des modes. Pour ce faire la combinaison quadratique est utilisée pour calculer les forces résultantes. Le tableau 4.24 présente les résultats obtenus.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	Action sismique suivant X		Action sismique suivant Y	
		Ex (kN)	Ey (kN)	Ex (kN)	Ey (kN)
1	1	0,696	0,168	0,518	1,214
	2	0,579	0,140	0,429	1,013
2	1	1,240	0,159	0,922	1,586
	2	1,035	0,133	0,767	1,326
3	1	1,783	0,890	1,326	1,709
	2	1,490	0,746	1,105	1,429
4	1	2,327	2,027	1,730	2,193
	2	1,946	1,697	1,443	1,835
5	1	1,337	0,364	0,000	2,634
	2	1,117	0,305	0,000	2,207
6	1	1,337	0,194	0,000	1,933
	2	1,117	0,163	0,000	1,618
7	1	1,337	0,755	0,000	1,448
	2	1,117	0,631	0,000	1,210
8	1	1,337	1,317	0,000	1,425
	2	1,117	1,101	0,000	1,190
9	1	0,696	0,168	0,518	1,214
	2	0,579	0,140	0,429	1,013
10	1	1,240	0,159	0,922	1,586
	2	1,035	0,133	0,767	1,326
11	1	1,783	0,890	1,326	1,709
	2	1,490	0,746	1,105	1,429
12	1	2,327	2,027	1,730	2,193
	2	1,946	1,697	1,443	1,835

Tableau 4.24 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution II

### 4.3.2.3. Cas d'une excentricité équivalant à la distribution III

On calcule d'abord les excentricités structurales de la structure au niveau des planchers pour la distribution III des contreventements définie dans le chapitre 2. Pour ce faire, la structure est considérée symétrique en masse ( $x_G = 6$  m et  $y_G = 5$  m).

On rappelle la définition de la distribution III définie dans le chapitre 2. Elle correspond à la distribution :  $\frac{3}{4} - \frac{1}{4}$  pour une zone, hors zone A, et dans une direction et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ , ou 2 fois  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  et 2 fois  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ .

La figure 4.6 illustre la répartition des files de contreventement dans un plancher.

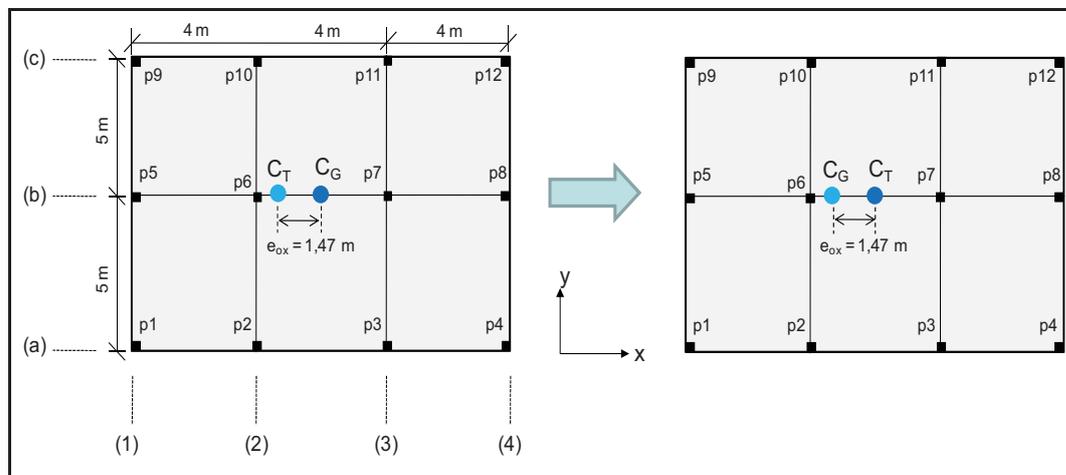


Figure 4. 6 : Vue en plan avec les files de contreventement de la structure

On va évaluer la distribution III du cas A1 (cf. tableau 2.17) avec la distribution de raideur en  $\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$  pour les files de contreventement suivant Y (les files 1, 4 et 2, 3) et le reste en  $\frac{1}{2} - \frac{1}{2}$ . Avec cette configuration, on constate que la distribution des contreventements dans la direction X est symétrique en raideur et on peut considérer que les rigidités des files de contreventements suivant Y sont respectivement  $k_1 = 40$  ;  $k_2 = 26,67$  ;  $k_3 = 13,33$  et  $k_4 = 20$ . Les coordonnées du centre de torsion sont alors :

$$x_T = \frac{1}{K_y} \cdot \sum_{j=1, n_y} x_j \cdot k_{y_j} = \frac{40 \cdot 0 + 26,67 \cdot 4 + 13,33 \cdot 8 + 20 \cdot 12}{100} = 4,53 \text{ m}$$

$$y_T = \frac{1}{K_x} \cdot \sum_{i=1, n_x} y_i \cdot k_{x_i} = 5 \text{ m}$$

On en déduit l'excentricité structurale à chaque niveau de plancher :

$$e_{ox} = x_G - x_T = 1,47 \text{ (m)}$$

$$e_{oy} = y_G - y_T = 0 \text{ (m)}$$

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

En suivant la démarche du chapitre 2, nous pouvons déterminer l'enveloppe des forces sismiques et de l'incidence de la torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire. Le tableau 4.25 synthétise les résultats obtenus.

	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X			Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y			
	file a	file b	file c	file 1	file 2	file 3	file 4
Maxima	0,383	0,333	0,383	0,365	0,264	0,161	0,288
Action sismique sans l'effet de torsion	0,333	0,333	0,333	0,400	0,267	0,133	0,200
Incidence de torsion	1,149	1,000	1,149	0,914	0,990	1,204	1,440

Tableau 4.25 : Incidence de torsion pour chaque mur de contreventement pour une action unitaire avec répartition de masse correspondant à la distribution III et méthode utilisée au chapitre 2

Ensuite, on calcule les valeurs de  $\bar{m}$ ,  $\varepsilon$  et  $\xi$  pour modéliser une répartition de masse correspondant à cette distribution.

- Au niveau du premier plancher :

$$\bar{m}_1 = 2\,767 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_1 = 0 \text{ kg}$$

$$\xi_1 = 1\,220 \text{ kg}$$

- Au niveau du deuxième plancher :

$$\bar{m}_2 = 1\,648 \text{ kg}$$

$$\varepsilon_2 = 0 \text{ kg}$$

$$\xi_2 = 725 \text{ kg}$$

Les tableaux 4.26 et 4.27 rapportent des masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal des planchers.

$m_{1-1}$ (kg)	$m_{1-2}$ (kg)	$m_{1-3}$ (kg)	$m_{1-4}$ (kg)	$m_{1-5}$ (kg)	$m_{1-6}$ (kg)	$m_{1-7}$ (kg)	$m_{1-8}$ (kg)	$m_{1-9}$ (kg)	$m_{1-10}$ (kg)	$m_{1-11}$ (kg)	$m_{1-12}$ (kg)
937	2 157	3 377	4 597	2 767	2 767	2 767	2 767	937	2 157	3 377	4 597

Tableau 4.26 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 1<sup>er</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

m <sub>2-1</sub> (kg)	m <sub>2-2</sub> (kg)	m <sub>2-3</sub> (kg)	m <sub>2-4</sub> (kg)	m <sub>2-5</sub> (kg)	m <sub>2-6</sub> (kg)	m <sub>2-7</sub> (kg)	m <sub>2-8</sub> (kg)	m <sub>2-9</sub> (kg)	m <sub>2-10</sub> (kg)	m <sub>2-11</sub> (kg)	m <sub>2-12</sub> (kg)
561	1 286	2 011	2 736	1 648	1 648	1 648	1 648	561	1 286	2 011	2 736

Tableau 4.27 : Masses ponctuelles distribuées à chaque nœud principal du 2<sup>ème</sup> plancher dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

➤ Calcul des fréquences propres :

Le tableau 4.28 rapporte les six premiers modes propres.

1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant X : $f_1 = 0,65$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant X : $f_4 = 1,58$ Hz
1 <sup>er</sup> mode de torsion : $f_2 = 0,825$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de torsion : $f_5 = 2,00$ Hz
1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant Y : $f_3 = 1,074$ Hz	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant Y : $f_6 = 2,60$ Hz

Tableau 4.28 : Les fréquences propres dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

La figure 4.7 illustre la comparaison des résultats obtenus des fréquences propres pour les différentes répartitions des masses.

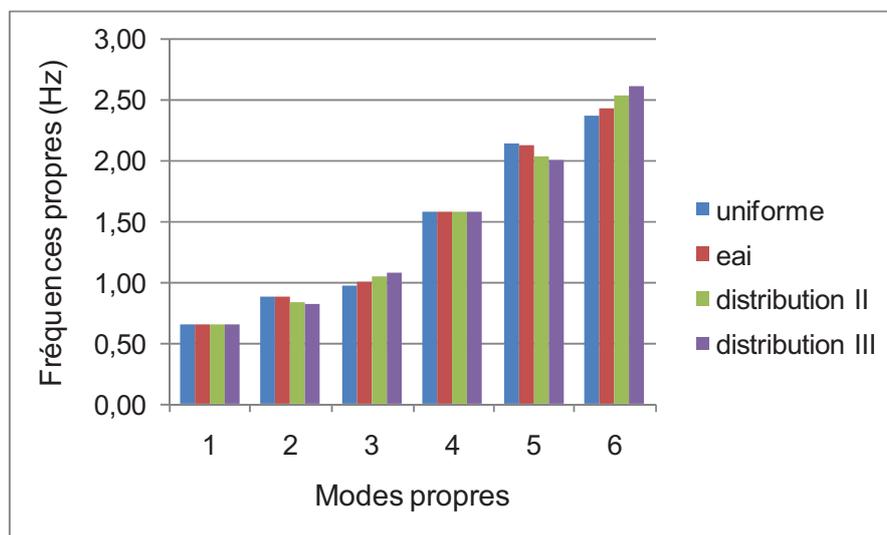


Figure 4. 7 : Comparaison des fréquences propres pour les différentes répartitions des masses

Le diagramme de la figure 4.7 montre que pour les 4 répartitions des masses, les fréquences propres dans les modes de flexion suivant X (modes 1 et 4) sont les mêmes. Par contre, elles varient respectivement de 7% dans les modes de torsion (modes 2 et 5) et 10% dans les modes de flexion suivant Y (modes 3 et 6). Globalement, on constate

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

que la différence entre les fréquences propres n'est pas importante car la masse totale de la structure reste la même et ainsi l'ordre des modes propres est identique. En revanche, dans ces 4 répartitions, la différence des forces sismiques sur les contreventements est beaucoup plus importante comme il est illustré dans le paragraphe suivant (§4.3.3).

➤ Calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux :

Après avoir déterminé les fréquences propres, nous suivons les étapes de calcul présentées dans le paragraphe 4.3.1 pour le calcul des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux. Les résultats obtenus par cet outil de calcul sont illustrés dans les tableaux 4.29 à 4.32.

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant X		2ème mode de flexion suivant X	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,400	0,000	0,211	0,000
	2	0,352	0,000	-0,145	0,000
2	1	0,922	0,000	0,486	0,000
	2	0,806	0,000	-0,332	0,000
3	1	1,443	0,000	0,761	0,000
	2	1,260	0,000	-0,519	0,000
4	1	1,965	0,000	1,037	0,000
	2	1,714	0,000	-0,706	0,000
5	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
6	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
7	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
8	1	1,183	0,000	0,624	0,000
	2	1,033	0,000	-0,425	0,000
9	1	0,400	0,000	0,211	0,000
	2	0,352	0,000	-0,145	0,000
10	1	0,922	0,000	0,486	0,000
	2	0,806	0,000	-0,332	0,000
11	1	1,443	0,000	0,761	0,000
	2	1,260	0,000	-0,519	0,000
12	1	1,965	0,000	1,037	0,000
	2	1,714	0,000	-0,706	0,000

Tableau 4.29 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant X issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de flexion suivant Y		2ème mode de flexion suivant Y	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	-0,279	0,796	-0,144	0,398
	2	-0,245	0,699	0,098	-0,274
2	1	-0,643	1,324	-0,332	0,668
	2	-0,561	1,157	0,224	-0,457
3	1	-1,007	1,275	-0,519	0,655
	2	-0,877	1,112	0,350	-0,445
4	1	-1,370	0,645	-0,707	0,344
	2	-1,193	0,562	0,476	-0,231
5	1	0,000	2,350	0,000	1,175
	2	0,000	2,054	0,000	-0,806
6	1	0,000	1,698	0,000	0,857
	2	0,000	1,483	0,000	-0,586
7	1	0,000	1,045	0,000	0,537
	2	0,000	0,912	0,000	-0,365
8	1	0,000	0,388	0,000	0,207
	2	0,000	0,339	0,000	-0,139
9	1	0,279	0,796	0,144	0,398
	2	0,245	0,699	-0,098	-0,274
10	1	0,643	1,324	0,332	0,668
	2	0,561	1,157	-0,224	-0,457
11	1	1,007	1,275	0,519	0,655
	2	0,877	1,112	-0,350	-0,445
12	1	1,370	0,645	0,707	0,344
	2	1,193	0,562	-0,476	-0,231

Tableau 4.30 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de flexion suivant Y issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	1er mode de torsion		2ème mode de torsion	
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)
1	1	0,215	-0,099	0,114	-0,051
	2	0,188	-0,087	-0,078	0,036
2	1	0,494	0,167	0,262	0,086
	2	0,432	0,146	-0,178	-0,058
3	1	0,774	0,879	0,410	0,457
	2	0,675	0,768	-0,279	-0,312
4	1	1,054	2,039	0,558	1,066
	2	0,919	1,779	-0,379	-0,728
5	1	0,000	-0,291	0,000	-0,152
	2	0,000	-0,254	0,000	0,105
6	1	0,000	0,214	0,000	0,110
	2	0,000	0,187	0,000	-0,075
7	1	0,000	0,720	0,000	0,374
	2	0,000	0,629	0,000	-0,256
8	1	0,000	1,227	0,000	0,642
	2	0,000	1,071	0,000	-0,438
9	1	-0,215	-0,099	-0,114	-0,051
	2	-0,188	-0,087	0,078	0,036
10	1	-0,494	0,167	-0,262	0,086
	2	-0,432	0,146	0,178	-0,058
11	1	-0,774	0,879	-0,410	0,457
	2	-0,675	0,768	0,279	-0,312
12	1	-1,054	2,039	-0,558	1,066
	2	-0,919	1,779	0,379	-0,728

Tableau 4.31 : Forces sismiques sur chaque poteau pour deux modes de torsion issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

Nous nous intéressons maintenant à l'effet de combinaison des modes. Pour ce faire la combinaison quadratique est utilisée pour calculer les efforts résultants. Le tableau 4.32 présente les résultats obtenus.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Poteau	Niveau	Action sismique suivant X		Action sismique suivant Y	
		Ex (kN)	Ey (kN)	Ex (kN)	Ey (kN)
1	1	0,514	0,111	0,397	0,897
	2	0,431	0,094	0,333	0,757
2	1	1,183	0,187	0,914	1,495
	2	0,989	0,157	0,763	1,254
3	1	1,852	0,991	1,432	1,743
	2	1,546	0,829	1,194	1,457
4	1	2,521	2,301	1,949	2,414
	2	2,104	1,922	1,624	2,016
5	1	1,337	0,328	0,000	2,648
	2	1,117	0,275	0,000	2,223
6	1	1,337	0,240	0,000	1,917
	2	1,117	0,201	0,000	1,607
7	1	1,337	0,812	0,000	1,428
	2	1,117	0,679	0,000	1,194
8	1	1,337	1,385	0,000	1,453
	2	1,117	1,158	0,000	1,214
9	1	0,514	0,111	0,397	0,897
	2	0,431	0,094	0,333	0,757
10	1	1,183	0,187	0,914	1,495
	2	0,989	0,157	0,763	1,254
11	1	1,852	0,991	1,432	1,743
	2	1,546	0,829	1,194	1,457
12	1	2,521	2,301	1,949	2,414
	2	2,104	1,922	1,624	2,016

Tableau 4.32 : Forces sismiques sur chaque poteau après la combinaison quadratique issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition de masse correspondant à la distribution III

### 4.3.3. Evaluation de la résistance de la structure pour différentes répartitions de masse

Les figures 4.8 à 4.11 illustrent la comparaison des résultats obtenus des forces sismiques sur l'ensemble des poteaux pour les 4 répartitions de masse de la structure. Ces résultats ont permis de quantifier l'effet de la répartition des masses sur le chargement des contreventements.

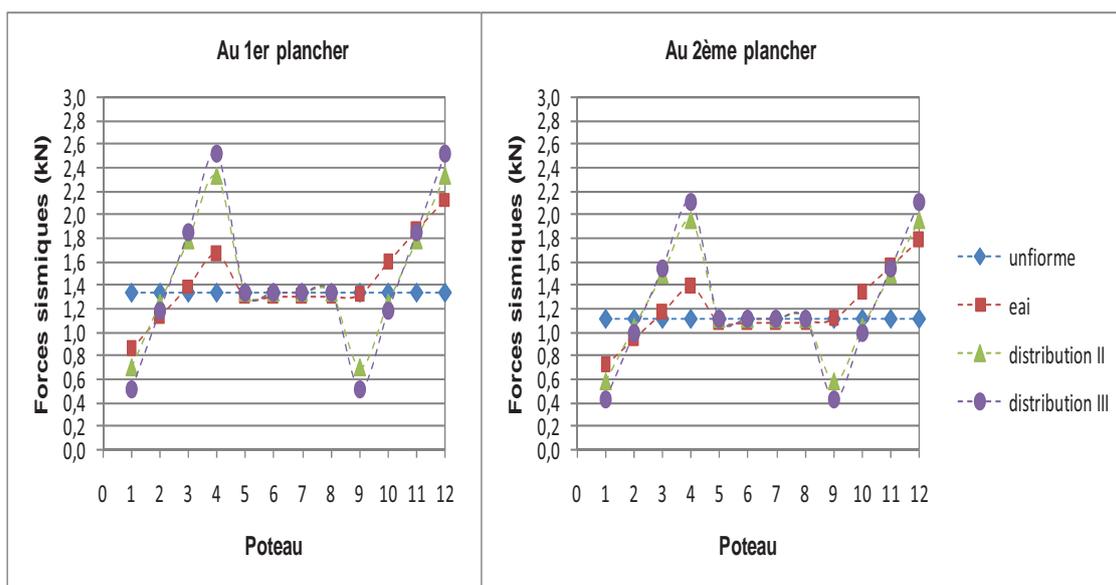


Figure 4.8 : Forces sismiques  $E_x$  sur chaque poteau pour une actions sismique suivant X

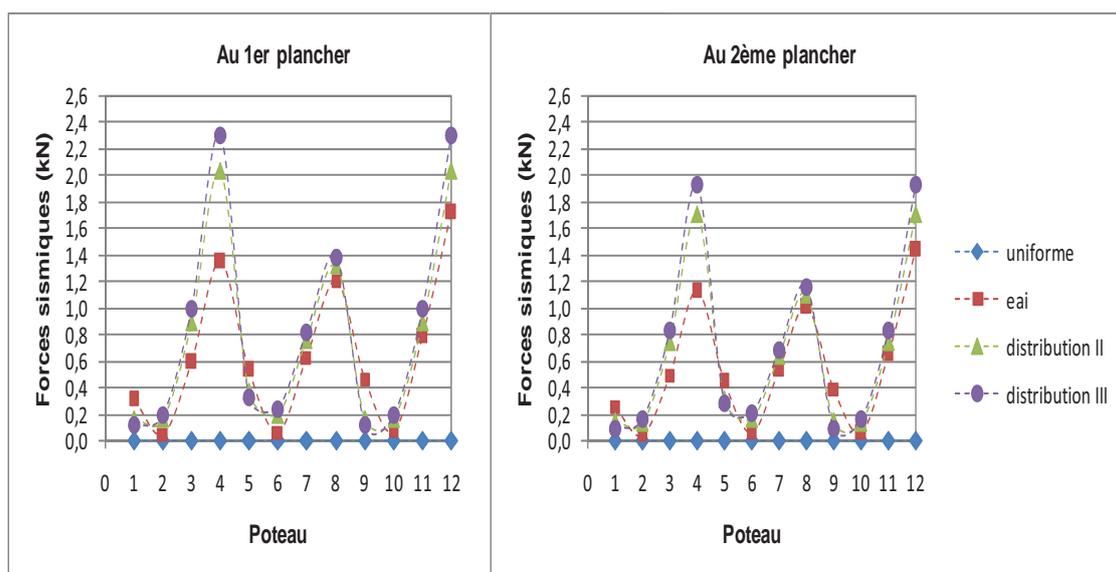


Figure 4.9 : Forces sismiques  $E_y$  sur chaque poteau pour une actions sismique suivant X

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

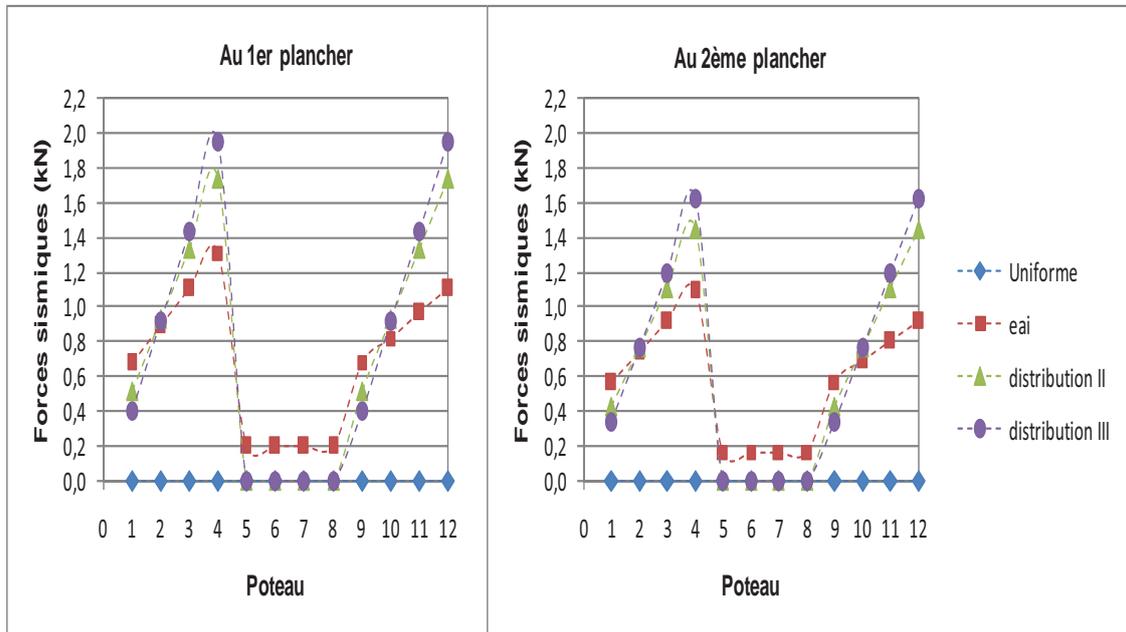


Figure 4.10 : Forces sismiques Ex sur chaque poteau pour une actions sismique suivant Y

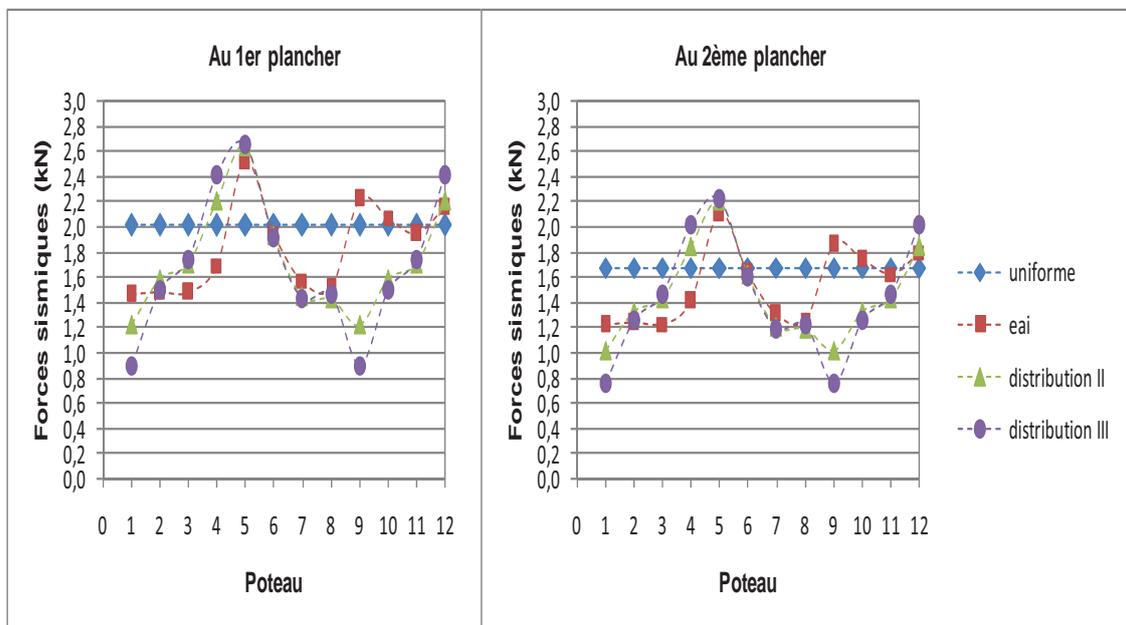


Figure 4.11 : Forces sismiques Ey sur chaque poteau pour une actions sismique suivant Y

On constate aussi que les forces sismiques au premier plancher sont plus importantes que celles au deuxième plancher car la masse de la structure au premier plancher est supérieure que celle au deuxième plancher. Dans le cas d'une répartition uniforme de la masse, il n'y a que les forces sismiques orientées suivant la direction de l'action sismique et elles restent identiques dans les contreventements. Lorsque la répartition de masse est non uniforme, l'effet de l'action sismique sur les différents contreventements n'est pas identique. De plus on constate que les poteaux 4 et 12 sont en général les plus chargés. Cette situation est plus claire dans le cas de distribution III, où les efforts sont les plus importants du fait que la structure est la plus irrégulière.

#### **4.4. Comparaison des méthodes étudiées**

Dans ce paragraphe, nous utilisons la même structure étudiée dans les paragraphes précédents. Nous considérons que la masse est répartie uniformément et les rotations autour Oz (l'axe vertical) de l'ensemble des poteaux sont bloquées pour étudier seulement les modes de flexion. Afin de déterminer les forces sismiques dans les files de contreventement, trois méthodes sont utilisées, à savoir la méthode modale spectrale, la méthode de prise en compte de la torsion et la méthode forfaitaire.

##### **4.4.1. Application de l'analyse modale spectrale**

Nous avons appliqué la méthode modale spectrale pour déterminer les forces sismiques sur chaque file de contreventement. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 4.33.

1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant X : $f_1 = 0,650\text{Hz}$	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant X : $f_3 = 1,58\text{ Hz}$
1 <sup>er</sup> mode de flexion suivant Y : $f_2 = 0,976\text{ Hz}$	2 <sup>ème</sup> mode de flexion suivant Y : $f_4 = 2,368\text{ Hz}$

Tableau 4.33 : Fréquences propres de la structure avec blocage de rotation autour de Oz

Les efforts modaux sur l'ensemble des poteaux sont les mêmes dans une configuration de répartition uniforme de la masse, dans les cas où nous bloquons ou non la rotation des poteaux. Ces efforts sont présentés dans le tableau 4.9. Ensuite nous calculons des efforts sismiques dans chaque file de contreventement aux niveaux du plancher en faisant la somme des efforts modaux sur les poteaux de chaque file de contreventement. La répartition des files de contreventement dans un plancher est illustrée dans la figure 4.5.

Les efforts sismiques dans les files de contreventement sont rapportés dans les tableaux 4.34 et 4.35.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

---

File de cvt	Niveau	Exi (kN)
file a	1	5,348
	2	4,468
file b	1	5,348
	2	4,468
file c	1	5,348
	2	4,468
Résultante Ex au niveau des planchers	1	16,045
	2	13,403

Tableau 4.34 : Forces sismiques dans les files de contreventement suivant X et par niveau de plancher issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse

File de cvt	Niveau	Eyi (kN)
file 1	1	6,017
	2	5,026
file 2	1	6,017
	2	5,026
file 3	1	6,017
	2	5,026
file 4	1	6,017
	2	5,026
Résultante Ey au niveau des planchers	1	24,067
	2	20,105

Tableau 4.35 : Forces sismiques dans les files de contreventement suivant Y et par niveau de plancher issues du calcul pour la méthode modale spectrale 3D dans le cas de la répartition uniforme de masse

Ces valeurs des forces Ex et Ey seront utilisées par la suite dans le calcul des forces sismiques dans chaque file de contreventement. Et les résultats obtenus des forces

sismiques ci-dessus seront validés par la méthode de prise en compte de la torsion du chapitre 2 et la méthode forfaitaire.

#### 4.4.2. Application de la méthode du chapitre 2

Dans ce paragraphe, nous réutilisons la méthode présentée dans le chapitre 2, pour déterminer les forces sismiques dans chaque file de contreventement qui seront comparés avec ceux par l'analyse modale spectrale du paragraphe 4.4.1.

Comme notre structure est symétrique en masse et en raideur, les excentricités naturelles  $e_{0x}$  et  $e_{0y}$  sont nulles. Et la rigidité de chaque file de contreventement est équivalente au nombre de poteaux.

Dans la configuration de la structure, il est possible d'évaluer le couple  $C_{zk}$  en tenant compte des excentricités accidentelles  $e_{aix}$  et  $e_{aiy}$ . Les combinaisons à considérer sont obtenues en posant  $e_{0x} = e_{0y} = 0$  (dans le tableau 2.1) et les forces sismiques à chaque niveau de plancher ( $E_x$  et  $E_y$ ) sont rapportés dans les tableaux 4.34 et 4.35.

Les forces sismiques dans les éléments sont calculées par les formules [2.15] et [2.16].

$$\begin{aligned}
 - \text{Elément } i \text{ de direction X :} & \quad V_{xi,k} = F_{x,k} \cdot \frac{k_{xi}}{K_x} - C_{z,k} \frac{(y_i - y_T) \cdot k_{xi}}{K_{rz}} \\
 - \text{Elément } j \text{ de direction Y :} & \quad V_{yj,k} = F_{y,k} \cdot \frac{k_{yj}}{K_y} + C_{z,k} \frac{(x_j - x_T) \cdot k_{yj}}{K_{rz}}
 \end{aligned}$$

Les tableaux 4.36 à 4.39 donnent les forces sismiques (en kN) dans chaque file de contreventement à chaque niveau de plancher, avec les différentes combinaisons des directions d'excitation. Le couple de torsion d'axe vertical intègre les différentes combinaisons possibles des excentricités accidentelles comme explicité dans le tableau 2.1. Enfin, nous recherchons le maximum de sollicitation pour les 16 combinaisons étudiées.

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Combinaison k	F <sub>x,k</sub> (kN)	F <sub>y,k</sub> (kN)	C <sub>z,k</sub> (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X (kN)			
				file a	file b	file c	
1	16,05	7,22	-3,69	5,18	5,35	5,52	
2	16,05	7,22	12,35	5,91	5,35	4,79	
3	16,05	7,22	-12,35	4,79	5,35	5,91	
4	16,05	7,22	3,69	5,52	5,35	5,18	
5	16,05	-7,22	-12,35	4,79	5,35	5,91	
6	16,05	-7,22	3,69	5,52	5,35	5,18	
7	16,05	-7,22	-3,69	5,18	5,35	5,52	
8	16,05	-7,22	12,35	5,91	5,35	4,79	
9	4,81	24,07	12,03	2,15	1,60	1,06	
10	4,81	24,07	16,85	2,37	1,60	0,84	
11	4,81	24,07	-16,85	0,84	1,60	2,37	
12	4,81	24,07	-12,03	1,06	1,60	2,15	
13	-4,81	24,07	16,85	-0,84	-1,60	-2,37	
14	-4,81	24,07	12,03	-1,06	-1,60	-2,15	
15	-4,81	24,07	-12,03	-2,15	-1,60	-1,06	
16	-4,81	24,07	-16,85	-2,37	-1,60	-0,84	
				file a	file b	file c	
				Maxima	5,91	5,35	5,91

Tableau 4.36 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X au niveau du premier plancher par la méthode utilisée au chapitre 2

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Combinaison k	F <sub>x,k</sub> (kN)	F <sub>y,k</sub> (kN)	C <sub>z,k</sub> (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y (kN)			
				file 1	file 2	file 3	file 4
1	16,05	7,22	-3,69	1,96	1,86	1,75	1,65
2	16,05	7,22	12,35	1,30	1,64	1,97	2,31
3	16,05	7,22	-12,35	2,31	1,97	1,64	1,30
4	16,05	7,22	3,69	1,65	1,75	1,86	1,96
5	16,05	-7,22	-12,35	-1,30	-1,64	-1,97	-2,31
6	16,05	-7,22	3,69	-1,96	-1,86	-1,75	-1,65
7	16,05	-7,22	-3,69	-1,65	-1,75	-1,86	-1,96
8	16,05	-7,22	12,35	-2,31	-1,97	-1,64	-1,30
9	4,81	24,07	12,03	5,52	5,85	6,18	6,51
10	4,81	24,07	16,85	5,33	5,79	6,25	6,71
11	4,81	24,07	-16,85	6,71	6,25	5,79	5,33
12	4,81	24,07	-12,03	6,51	6,18	5,85	5,52
13	-4,81	24,07	16,85	5,33	5,79	6,25	6,71
14	-4,81	24,07	12,03	5,52	5,85	6,18	6,51
15	-4,81	24,07	-12,03	6,51	6,18	5,85	5,52
16	-4,81	24,07	-16,85	6,71	6,25	5,79	5,33
				file 1	file 2	file 3	file 4
			Maxima	6,71	6,25	6,25	6,71

Tableau 4.37 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant Y au niveau du premier plancher par la méthode utilisée au chapitre 2

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Combinaison k	F <sub>x,k</sub> (kN)	F <sub>y,k</sub> (kN)	C <sub>z,k</sub> (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction X (kN)			
				file a	file b	file c	
1	13,40	6,03	-3,08	4,33	4,47	4,61	
2	13,40	6,03	10,32	4,94	4,47	4,00	
3	13,40	6,03	-10,32	4,00	4,47	4,94	
4	13,40	6,03	3,08	4,61	4,47	4,33	
5	13,40	-6,03	-10,32	4,00	4,47	4,94	
6	13,40	-6,03	3,08	4,61	4,47	4,33	
7	13,40	-6,03	-3,08	4,33	4,47	4,61	
8	13,40	-6,03	10,32	4,94	4,47	4,00	
9	4,02	20,10	10,05	1,80	1,34	0,88	
10	4,02	20,10	14,07	1,98	1,34	0,70	
11	4,02	20,10	-14,07	0,70	1,34	1,98	
12	4,02	20,10	-10,05	0,88	1,34	1,80	
13	-4,02	20,10	14,07	-0,70	-1,34	-1,98	
14	-4,02	20,10	10,05	-0,88	-1,34	-1,80	
15	-4,02	20,10	-10,05	-1,80	-1,34	-0,88	
16	-4,02	20,10	-14,07	-1,98	-1,34	-0,70	
				file a	file b	file c	
				Maxima	4,94	4,47	4,94

Tableau 4.38 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X au niveau du deuxième plancher par la méthode utilisée au chapitre 2

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

Combinaison k	Fx,k (kN)	Fy,k (kN)	Cz,k (kN.m)	Force sismique dans les CVTs suivant la direction Y (kN)			
				file 1	file 2	file 3	file 4
1	13,40	6,03	-3,08	1,63	1,55	1,47	1,38
2	13,40	6,03	10,32	1,09	1,37	1,65	1,93
3	13,40	6,03	-10,32	1,93	1,65	1,37	1,09
4	13,40	6,03	3,08	1,38	1,47	1,55	1,63
5	13,40	-6,03	-10,32	-1,09	-1,37	-1,65	-1,93
6	13,40	-6,03	3,08	-1,63	-1,55	-1,47	-1,38
7	13,40	-6,03	-3,08	-1,38	-1,47	-1,55	-1,63
8	13,40	-6,03	10,32	-1,93	-1,65	-1,37	-1,09
9	4,02	20,10	10,05	4,61	4,89	5,16	5,44
10	4,02	20,10	14,07	4,45	4,83	5,22	5,60
11	4,02	20,10	-14,07	5,60	5,22	4,83	4,45
12	4,02	20,10	-10,05	5,44	5,16	4,89	4,61
13	-4,02	20,10	14,07	4,45	4,83	5,22	5,60
14	-4,02	20,10	10,05	4,61	4,89	5,16	5,44
15	-4,02	20,10	-10,05	5,44	5,16	4,89	4,61
16	-4,02	20,10	-14,07	5,60	5,22	4,83	4,45
				file 1	file 2	file 3	file 4
			Maxima	5,60	5,22	5,22	5,60

Tableau 4.39 : Détermination de l'enveloppe des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant Y au niveau du deuxième plancher par la méthode utilisée au chapitre 2

#### 4.4.3. Application de la méthode forfaitaire

Dans la structure étudiée, les éléments de raideur et les masses sont distribués symétriquement. L'Eurocode 8 propose une méthode pour tenir compte des effets de torsion dû à l'excentricité accidentelle en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par un coefficient  $\delta$ .

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

Les efforts dans les éléments sont :

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

---

- Élément i de direction X :  $V_{xi} = \delta \cdot F_x \cdot \frac{k_{xi}}{K_x}$
- Élément j de direction Y :  $V_{yi} = \delta \cdot F_y \cdot \frac{k_{yi}}{K_y}$

Les tableaux 4.40 et 4.41 donnent les efforts dans chaque contreventement à chaque niveau de plancher en appliquant la méthode forfaitaire :

		$\delta$	ki/K	F (kN)	Vi (kN)
Suivant X	file a	1,30	0,33	16,05	6,95
	file b	1,00	0,33	16,05	5,35
	file c	1,30	0,33	16,05	6,95
Suivant Y	file 1	1,30	0,25	24,07	7,82
	file 2	1,10	0,25	24,07	6,62
	file 3	1,10	0,25	24,07	6,62
	file 4	1,30	0,25	24,07	7,82

Tableau 4.40 : Détermination des forces sismiques dans chaque contreventement au niveau du premier plancher par la méthode forfaitaire

		$\delta$	ki/K	F (kN)	Vi (kN)
Suivant X	file a	1,30	0,33	13,40	5,81
	file b	1,00	0,33	13,40	4,47
	file c	1,30	0,33	13,40	5,81
Suivant Y	file 1	1,30	0,25	20,10	6,53
	file 2	1,10	0,25	20,10	5,53
	file 3	1,10	0,25	20,10	5,53
	file 4	1,30	0,25	20,10	6,53

Tableau 4.41 : Détermination des forces sismiques dans chaque contreventement au niveau du deuxième plancher par la méthode forfaitaire

Chapitre 4 - Evaluation des effets de la torsion sur les contreventements d'un bâtiment simple par la méthode modale spectrale et comparaison avec les approches simplifiées développées au chapitre 2

La figure 4.12 illustre une comparaison des résultats obtenus des forces sismiques dans les files de contreventement par les méthodes utilisées à savoir la méthode modale spectrale, la méthode de prise en compte de torsion et la méthode forfaitaire.

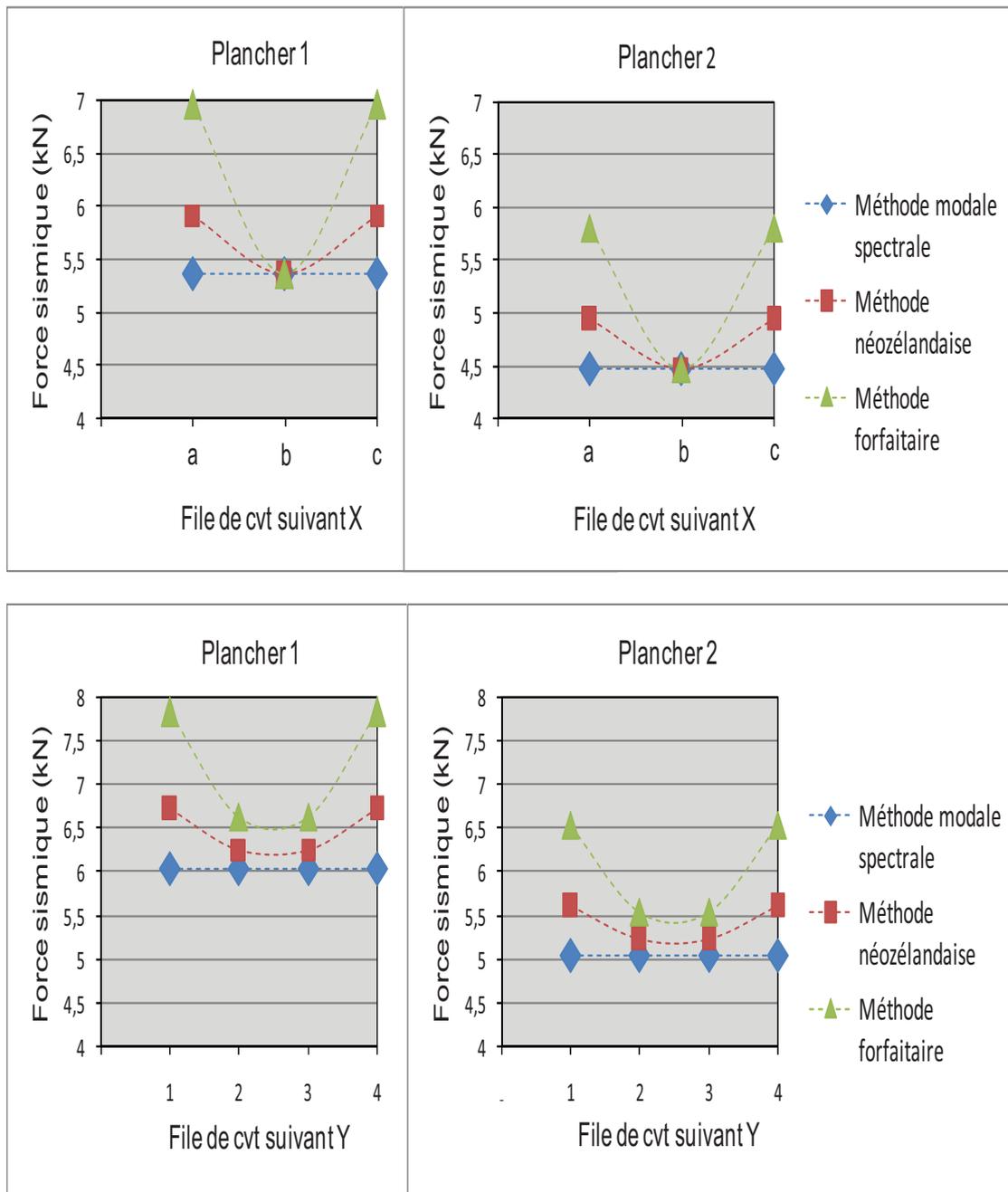


Figure 4.12 : Comparaison des forces sismiques dans chaque file de contreventement suivant X et Y par trois méthodes étudiées

#### **4.5. Conclusion**

Nous avons présenté, une analyse modale spectrale conduite sur une structure à ossature bois avec douze contreventements élémentaires, matérialisés ici par des poteaux bi-encastés. Cette analyse a permis de déterminer les efforts modaux sur l'ensemble des poteaux pour quatre cas de répartition de masse. Le premier cas est une répartition uniforme, le deuxième correspond à une excentricité accidentelle, et les troisième et quatrième correspondent respectivement aux distributions II et III de contreventement définies dans le chapitre 2. Les résultats obtenus ont permis de quantifier l'effet de la répartition des masses sur le chargement des contreventements pour les modes de torsion. Pour des structures parfaitement régulières en plan, la prise en compte des excentricités accidentelles génère des efforts non négligeables sur les contreventements. De plus, les coefficients d'incidence de la torsion calculés dans ce chapitre pour les troisième et quatrième cas de répartition de masse (correspondant aux distributions II et III de contreventement) sont sensiblement inférieurs à l'enveloppe des valeurs déterminées par la procédure décrite dans le chapitre 2 (cf. tableau 2.26). Toutefois, une comparaison des deux méthodes sur ces exemples spécifiques montre que cette différence est moindre.

Pour la configuration de répartition uniforme de masses, les forces sismiques sur chaque file de contreventement sont déterminées. Pour ce faire, trois approches sont utilisées : la méthode modale spectrale, la méthode de prise en compte de la torsion et la méthode forfaitaire. Les résultats montrent que l'écart entre les prévisions fournies par les différentes méthodes peut être très significatif. Nous observons que la méthode modale spectrale qui ne tient pas compte de l'excentricité donne la même valeur de force sismique dans chaque file de contreventement.

Les forces sismiques obtenues par la méthode néozélandaise sont plus élevées que celles fournies par la méthode modale spectrale sans excentricité. La prise en compte de la torsion par la méthode forfaitaire est la plus exigeante, puisqu'on constate une surestimation de 23% par rapport à la méthode modale spectrale sans excentricité et de 15% par rapport à la méthode néozélandaise. Cependant, la prise en compte de la torsion par les méthodes exposées au chapitre 2 et ici sont quant-à-elles plus adaptées.

## Conclusion générale

Ce travail de recherche a permis d'approcher le comportement des structures en bois implantées dans les zones sismiques. Les travaux s'appuient sur plusieurs méthodes d'évaluation des effets de torsion sur ces structures et s'inscrivent dans des approches linéarisées avec différents degrés de simplification. Ces nécessités de simplifications se justifient par la faible présence d'ingénierie pour le type d'ouvrages visés : les bâtiments courants en bois.

Les effets de la torsion sur les structures sont clairement rapportés par les observations post-sismiques. Cependant, l'étude bibliographique montre que la prise en compte de ce phénomène pour le dimensionnement ou la vérification de structures courantes est peu couverte. Les conditions de régularité peuvent être contraignantes pour la conception, voire même difficiles à quantifier pour l'ingénierie. Ce travail de thèse permet d'aborder cette problématique en s'appuyant sur des calculs structuraux cohérents avec le référentiel des Eurocodes.

Le développement effectué est structuré suivant trois axes. Le premier axe concerne l'élaboration d'une étude paramétrique sur des bâtiments courants à ossatures bois. Cette étude a permis d'analyser l'influence de différentes configurations de contreventement sur la sensibilité des bâtiments aux phénomènes de torsion. Un des principaux intérêts de cet axe d'étude consiste à proposer une classification de bâtiments courants, basée sur la distribution des implantations des contreventements et leur degré de symétrie. Cette étude de sensibilité a été conduite sur plus de six mille configurations de bâtiments et de contreventements. Une base de données a été constituée permettant ainsi de proposer des valeurs tabulées de cette incidence. Ces résultats ont été obtenus avec une hypothèse de diaphragmes rigides. Les nombreux calculs ont été possibles car la méthode utilisée permet de respecter de façon simple les prescriptions de l'Eurocode 8 (excentricités structurales, excentricités accidentelles, combinaisons d'actions sismiques...). Cette méthode est adaptée de l'approche néozélandaise développée par Priestley et Paulay pour des ouvrages en béton armé. En limitant les dissymétries d'implantation des contreventements, le travail réalisé dans ce premier axe montre que l'incidence de la torsion peut atteindre 60% de l'effet de flexion. Les deux autres axes de travail apportent des éléments de validation de cette approche simplifiée.

Pour le deuxième axe, un modèle éléments finis représentant une structure générique 3D a été réalisé afin d'évaluer l'influence des simplifications de modélisation, retenues dans le premier axe, sur le comportement dynamique des structures en flexion. Pour cette structure générique, les planchers et les murs ont été considérés comme des assemblages de panneaux élémentaires représentés par une structure triangulée composée de deux poteaux, deux poutres et une diagonale. Pour ce modèle, la masse de la structure est répartie uniformément au niveau des planchers et de la toiture. Ce deuxième axe a permis d'évaluer la rigidité relative nécessaire des diaphragmes horizontaux pour valider l'hypothèse de diaphragmes rigides. Cette modélisation a également permis d'évaluer l'importance des modes propres de charpente pour une configuration courante de

contreventement. La comparaison de ces résultats avec ceux obtenus par un modèle brochette permet de rappeler les conditions d'utilisation de ce dernier. Cet axe de travail montre l'applicabilité ou les conditions d'applicabilité des méthodes de prise en compte de la torsion prescrites par l'Eurocode 8 dans le cas d'une analyse modale 2D ou 3D et d'analyses modales spectrales 2D avec couple de torsion additionnel.

Le troisième axe a permis de quantifier la distribution des efforts sismiques sur les contreventements par une analyse modale spectrale 3D. Cette analyse a été appliquée sur différentes structures génériques présentant de multiples files de contreventement. Les contreventements de la structure sont constitués de poteaux continus de la fondation jusqu'au sommet de la structure. Sur ces structures génériques, une symétrie de contreventement a été conservée, mais différentes excentricités de masse ont été introduites. Les excentricités ont été calibrées pour représenter une excentricité accidentelle et deux excentricités identifiées dans le premier axe. Ces résultats ont confirmé que l'incidence de la torsion est maximale pour les structures irrégulières en plan. Pour des structures parfaitement régulières en plan, ils ont également montré que la prise en compte d'excentricités accidentelles génère des efforts non négligeables sur les contreventements. Pour les configurations étudiées, les résultats obtenus dans cet axe trois corroborent ceux fournis par la méthode proposée dans l'axe 1. Cette étude a montré que la méthode forfaitaire de prise en compte de la torsion reste conservatrice par rapport aux deux autres étudiées.

Une méthode, simple d'utilisation, a été adaptée pour prendre en compte les exigences de l'Eurocode 8 pour des bâtiments courants en bois. Cette méthode permet de couvrir un large spectre de bâtiments en bois, tout en limitant la complexité des critères de régularité.

Les résultats présentés dans le cadre de ce travail couvrent un vaste champ de configurations, et la méthodologie suivie dans cette étude peut être étendue pour couvrir des cas plus larges d'évaluation du comportement des structures en bois en situation sismique. On peut citer ici la prise en compte de la non-linéarité du comportement des contreventements en dynamique ; la démarche suivie dans l'axe 1 de ce travail ne se base pas sur une superposition des actions sismiques et peut apporter un cadre adéquat à des calculs dynamiques non linéaires. Par ailleurs, l'étude paramétrique de l'axe 1 constitue une base de référence pour une extension de la méthode aux cas des bâtiments avec diaphragmes horizontaux semi-rigides.

## Références bibliographiques

### [A]

[ADA 90] Adams R.D., *Earthquake occurrence and effects*, Injury, Volume 21, Issue 1, January 1990.

[AFP 07], AFPS, *Guide méthodologie pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zones sismiques*, Juillet 2007.

[AFP 05], AFPS, *Guide des dispositions constructives parasismiques – Partie 5 : Ouvrages en bois*, éditions des Presses de l'école nationale, 2005.

[AFP 04], AFPS, *Construction parasismique des maisons individuelles aux Antilles – Guide CPMI Antilles*, recommandations AFPS tome IV, édition 2004.

[AFP 93] Association Française du Génie Parasismique (AFPS) , *Génie Parasismique et aspects vibratoires dans le génie civil* , Vol II, Mars 1993.

[ARR 10] *Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite «à risque normal»*

[ADE 06] Adem D., *Traditional wooden buildings and their damages during earthquakes in Turkey*, Engineering Failure Analysis, Volume 13, Issue 6, September 2006, Pages 981-996.

[ALB 08] Alberto E. S., Mendoza J. A., Gómez M. R., *Effect of Earthquakes on Some Kind of Buildings* , American Journal of Environmental Sciences 4 (3) : 189-197, 2008.

[AND 77] Andrei R., *Dynamic torsional coupling in asymmetric building structures*, Building and Environment, Volume 12, Issue 4, 1977, Pages 251-261.

[ASH 07] Ashraf A., *Seismic analysis of wood building structures*, Engineering Structures, Volume 29, Issue 2, February 2007, p. 213-223.

[AST 90] Asthana A.K. and Dattab T.K., *A simplified response spectrum method for random vibration analysis of flexible base buildings* , Engineering Structures Volume 12, Issue 3, July 1990, Pages 185-194.

[AWK 99] Awkar J. C., Lui E. M., *Seismic analysis and response of multistory semi-rigid frames*, Engineering Structures, Volume 21, Issue 5, May 1999, Pages 425-442.

### [B]

[BAC 02] Bachmann H., *Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités* », 2002, 82 pages.

[BAL 10] Balandier P., *Document d'information à l'usage du constructeur – volume 5 – Le séisme et les constructions en métal et en bois*, DDE Guadeloupe, 23 pages, 2010

[BET 03] Betbeder M. J., *Génie parasismique : Volume 1, Phénomènes sismiques*, Mai 2003, 318 pages.

[BET 09] Betbeder M. J., Doury J. L., *Constructions parasismiques*, 2009.

## [C]

[CAP 82] Capra A., Davidovici V., *Calcul dynamique des structures en zone sismique*, Editions EYROLLES, 1982.

[CLA 07] Clara B. C., Panos T., *The Timber Roof of Hagia Paraskevi Basilica in Chalkida, Greece : Multi-Disciplinary Methodological Approaches for the Understanding of the Structural Behaviour. Analysis and Diagnosis*, Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures ICOMOS IWC - XVI International Symposium – Florence, Venice and Vicenza 11th -16th November 2007.

[CER 07] CERIB, *Justification par la méthode des Forces latérales des bâtiments en maçonnerie*, Document de travail confidentiel, Octobre 2007.

[CHA 04] CHAU K.T., WEI X. X., SHEN C.Y., and WANG L.X., *Experimental and theoretical and simulations of seismic torsional poundings between two adjacent structure*, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004, Paper No. 2176.

[CHO 95] Chopra A. K., *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 1995.

[CIO 02] Ciongradi I., Budescu M., *Evaluation of the Seismic Torsion Effects on Structures*, Ovidius University Annals of Constructions, Volume 1, Number 3, 4, April 2002.

## [D]

[DOR 07] Dorca L., *Influence des diaphragmes semi-rigides sur le comportement sismique des bâtiments courants*, Mémoire de fin d'études d'ingénieur de Polytech' Clermont Ferrand, 2007.

[DAV 85a] Davidovici V., *Génie parasismique - V : Méthodes de calcul dynamique*, Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, Pages 355-465.

[DAV 85b] Davidovici V., Despeyroux J. et al, *Le séisme du Mexique du 19 septembre 1985,- compte rendu de mission AFPS*, 1985, 82 pages.

[DEC 10] *Les Décret no 2010-1254 et no 2010-1255 du 22 octobre 2010.*

[DHI 04] Dhiman B. and Sudhir K., *Seismic Analysis of Asymmetric Buildings with Flexible Floor Diaphragms*, Journal of structural engineering ASCE / AUGUST 2004, Pages 1169-1176.

[DIM 03] Dimova S. L. and Alashki I., *Seismic Design of Symmetric Structures for Accidental Torsion*, Bulletin of Earthquake Engineering 1 : 303–320, 2003.

## [E]

[EC8 05] Eurocode 8, EN1998-1, *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, Septembre 2005.

[EC5 04] Eurocode 5 : *Conception et calcul des structures en bois – Patie 1-1 : Généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments*, 2004.

[EWA 04] The engineered Wood Association, *Diaphragms and Shear Walls*, 2004.

## [F]

[FIL 96] Filiatrault A., *Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*, éditions de l'école polytechnique de Montréal, 1996, cité par DORCA 2007.

[FOU 06] Fournely E., Lamadon T., *Design detailing for earthquake engineering - Application for timber structures*, COST E29, Coimbra, November 2006, 10 pages.

[FOU 07] Fournely E., Lamadon T., *Régularité et comportement sismique de structures en bois pris en compte par l'Eurocode 8*, 7ème colloque national AFPS Ecole Centrale Paris, juillet 2007.

[FOU 08] Fournely E., *Guide de règles parasismiques simplifiées applicable à des bâtiments courants*, AFPS – Groupe de travail, Décembre 2008.

[FOU 09] Fournely E., *Comparaison de diverses solutions techniques pour des maisons individuelles devant répondre à la problématique sismique*, Rapport d'étude, 2009.

[FOU 11] Fournely E., Lermite S., Lamadon T., *Importance des approches holistiques dans les règlements parasismiques – les retours d'expérience post-sismique*, 8ème colloque national AFPS'11, Ecole des Ponts ParisTech, Septembre 2011.

[FUE 10] Fuentes S., Vu T. K., Fournely E., Bouchair A., *Evaluation de la semi-rigidité des diaphragmes en bois – Modélisation numérique*, Symposium International sur la Construction en Zone sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2010.

## [G]

[GIR 97] Girard A., *Dynamique des structures - Techniques d'analyse et d'essai*, Techniques de l'Ingénieur, B 5 150, avril 1997, 21 pages.

[GMU 09] Gmür T., *Dynamique des structures – Analyse modale numérique*, Presses polytechniques et Universitaires Romandes, 574 pages, 2009.

[GUP 94] Gupta R.K. and Hutchinson G.L., *Horizontal and vertical seismic response of torsionally coupled buildings*, Engineering Structures, Volume 16, Issue 1, January 1994, Pages 11-24.

## [H]

[HAD 81] Hadjian A.H., *Seismic response of structures by the response spectrum method*, Nuclear Engineering and Design, Volume 66, Issue 2, August 1981, P179-201.

[HEJ 89] Hejal R. and Chopra A.K., *Earthquake response of torsionally coupled frame buildings*, J Struct Engng ASCE 115 4 (1989), pp. 834–851.

[HON 97] Hong H., *Torsional response of building structures to spatial random ground excitations*, Engineering Structures, Vol. 19, No. 2, pp. 105-112, 1997.

## [J]

[JAB 09] Jaber A., *Panneaux de façades en zone sismique : méthodes et exemples de dimensionnement selon l'Eurocode 8*, PRD de Polytech' Clermont Ferrand, 2009.

## [K]

[KOB 95], *The January 17, 1995 Kobe*, An EQE Summary Report, April 1995.

[KYR 10] Kyriakos G. S., Stavros A., *Accidental design eccentricity : Is it important for the inelastic response of buildings to strong earthquakes*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30 (2010) 782–797.

## [L]

[LAM 08] Lamadon T., Fournely E., *Régularité, dispositions constructives et comportement sismique de structures en bois en relation avec l'EN 1998-1*, 8ème Rencontres Européennes APS & Journées techniques AFPS Manosque 15-16-17 décembre 2008.

[LER 09] Lermite S., Fournely E. et al, *Le séisme de L'Aquila du 6 avril 2009 – rapport de mission AFPS*, 2009, 183 pages.

[LLE 95] Llera J. D., Chopra A. K., *Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings*, Journal of Structural Engineering — ASCE, 1995, pp 102–114 .

[LUI 97] Lui E. M. and Lopes A., *Dynamic analysis and response of semi-rigid frames*, Engineering Structure. 19 8 (1997), pp. 644–654.

## [M]

[MAR 07] Marco T. , Luca U., *The Historic Timber Roof of Giordano's Warehouse in Vallombrosa : Design, Story and Collapse*, Mechanical Behaviour and Failures of the Timber Structures ICOMOS IWC - XVI International Symposium – Florence, Venice and Vicenza 11th -16th November 2007.

[MAR 02] Maria A., Maurizio P., *Seismic behavior and retrofitting of joints in traditional timber roof structures*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 22, Issues 9-12, October-December 2002, Pages 1183-1191.

[MAZ 99] Mazaheri D., Mouroux P. et al, *Le séisme du Kocaeli (Izmit, Turquie) 17 août 1999 – Rapport de la mission AFPS*, 1999, 132 pages.

[MEL 03] Mele E., Luca A., *Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading* , Journal of Cultural Heritage 4 (2003) 355–367.

## [P]

[PAU 97] Paulay T., *Displacement-based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings*, Engineering Structures Volume 19, Issue 9, September 1997, Pages 699-707.

[PAU 92] Paulay T., Priestley M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings – Reinforced concrete ductile frames, elastic analysis for lateral forces*, Wiley, 1992.

[PEK 90] Pekau O.A. and Guimond R., *Accidental torsion in yielding symmetric structures*, Engineering Structures Volume 12, Issue 2, April 1990, pages 98-105.

[PS 92] Règles PS applicables aux bâtiments, Décembre 1995, 198 pages.

## [R]

[RAM 07] Ramdane K., Kato H. et Kusunoki K., *Problèmes de la torsion dans le bâtiment*, 7ème colloque national AFPS Ecole Centrale Paris, juillet 2007.

[RIA 11] Riahi H., Moutou Pitti R., Bressolette P., Chateauneuf A., Fournely E., *Reliability-based design of nonlinear structures under seismic loading: application to timber structures*, Mechanics of Time-Dependent Materials and Processes in Conventional and Multifunctional Materials, Vol 3, Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series 2011, Vol. 99999, pp. 417-423.

## [S]

[SEA 01] Sean S., David T., *Simplified procedure for seismic analysis of asymmetric buildings*, Computers and Structures 79 (2001) 2833-2845.

[SID 07] Sidaner J.F. et al, *Le séisme de CHUETSU-OKI (Japon) du 16 Juillet 2007*, rapport de mission post sismique de l'AFPS, 176 pages, Octobre 2007.

## [T]

[TRI 01] Triboulot M.C., Triboulot P., *Matériau bois : Structure et caractéristiques*, Techniques de l'ingénieur - Construction, vol. CB1, 2001, p. C925.1-C925.26.

## [V]

[VUT 09] Vu T. K., Fournely E., Lamadon T., « *Influence de la torsion sur les sollicitations sismiques dans les contreventements de bâtiment à ossature en bois* », 27ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, AUGC, Saint Malo, 03- 05 Juin 2009, N° : 01-27.

[VUT 10] Vu T. K., Fuentes S., Fournely E., Bouchair A., *Approaches of the torsion effects calculation on the bracings of a timber building*, SICZS\_2010, Symposium International sur la Construction en Zone sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2010.

## [X]

[XIC 07] Xi C., *Construction parasismique – Règles simples pour les petits bâtiments en ossature bois*, Mémoire de fin d'études d'ingénieur de Polytech' Clermont Ferrand, 2007.

[XUB 09] XU B., *Modélisation du comportement mécanique d'assemblages bois avec prise en compte de critère de rupture*, Doctorat de l'Université Blaise Pascal, 9 Octobre 2009, 203 pages.