

UNIVERSITE HASSIBA BEN BOUALI DE CHLEF
FACULTE DES SCIENCES & SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option: Matériaux et Structures

Par :

LARABAT ZIANE Ahmed

Sujet du mémoire

EFFETS DES PALEES DE CONTREVENTEMENT SUR
LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES DES
BATIMENTS

Soutenu publiquement le :17/06/2010 devant le jury composé de :

Dr. TAHAR ABBES Miloud	Maître de Conférences A, (UHBB – Chlef)	Président
Dr. BENANANE Abdelkader	Maître de Conférences A,(UAB – Mostaganem)	Examineur
Dr. KASSOUL Amar	Maître de Conférences A, (UHBB – Chlef)	Examineur
Mr. EZZIANE Ali	Maître Assistant A, (UHBB – Chlef)	Examineur
Dr. BRANCI Taïeb	Maître de Conférences A, (UHBB – Chlef)	Rapporteur

Remerciements

Tout d'abord je remercie ALLAH, le tout puissant, le Miséricordieux, qui ma donné l'opportunité de mener à bien ce travail.

*Je tiens à remercier mon encadreur **Mr.Branci Taïeb**, Maître de conférences à l'université de Chlef, pour avoir dirigé et pour ses précieux conseils durant la préparation de cette étude.*

Je tiens à exprimer mes remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer mon travail de mémoire.

*Merci à **Mr. Tahar Abbes Miloud**, maître de conférence à l'université de chlef, d'avoir accepté de présider le jury de ce mémoire.*

*Merci également à **Mr. Benanane Abdelkader**, maître de conférences à l'université de Mostaganem, pour avoir accepté d'examiner mon mémoire et de faire partie de mon jury de thèse.*

*Je tiens à remercier aussi **Mr. Kassoul Amar**, maître de conférence, à l'université de chlef, d'être examinateur de ce manuscrit.*

*J'adresse mes remerciements aussi à **Mr.Ezziane Ali**, maître assistant, à l'université de Chlef, d'avoir accepté d'être parmi les examinateurs de ce mémoire.*

*De même, je souhaite remercier les cadres du Centre de Recherche d'Astronomie et d'Astrophysique et Géophysique (CRAAG) de chelf, et plus particulièrement le responsable de la station **Mr. Chaoui Farid** pour leur contribution.*

Un grand remerciement à ma famille, notamment mon père, ma mère et ma grande mère pour leurs précieuses prières et leurs encouragements durant la préparation de ce mémoire et durant mes études universitaires.

Enfin merci à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mr. Ahmed Larabat Ziane

ملخص

نجاعة المنشآت المعدنية في المناطق الزلزالية , حفزت المهندسين والمصممين على تفضيل هذا النوع من المنشآت في الجزائر, بسبب الأضرار والانهيارات الملاحظة في المنشآت الخرسانية المسلحة أثناء زلزال زموري يوم 2003.03.21 الذي هز مدينة بومرداس وضواحيها.

تحسين هذه النجاعة في المناطق الزلزالية يركز على عدة عوامل, من بينها, نوع النظام الإنشائي المعتمد, عموما هناك ثلاثة أنظمة أساسية في المنشآت المعدنية هي ; الإطار المقاوم للعزوم , الإطار المسنود مركزيا و الإطار المسنود لامركزيا.

الهدف من هذه الدراسة هو إظهار تأثير نظام التكتيف (التربيط) على الاستجابة الزلزالية للمنشآت المعدنية, حيث يتم التحليل بواسطة الطرق الثلاثة المعتمدة في النظام الجزائري RPA99 وهي الطريقة الستاتيكية المكافئة, الطريقة الدينامكية بطيف الاستجابة و الطريقة الدينامكية بواسطة التسجيل الزمني للزلزال, في دراستنا هذه تم استعمال زلزال بومرداس 2003 , كوبي 1995 وألسنترو 1940.

على هذا الأساس, عدة تحاليل تم إجراؤها على سلسلة من الهياكل المعدنية بمختلف أنظمة التكتيف, حيث تم تفحص الدور, التشوه, قوة القص, والطاقة الناتجة عن الزلزال. مع مقارنة النتائج المتحصل عليها بواسطة طرق التحليل المذكورة سابقا, على ضوء هذه النتائج, الهياكل المسنودة لا مركزيا أظهرت نجاعة جيدة تحت تأثير الحمولات الزلزالية.

الكلمات المفتاحية : بناءات معدنية, تصميم زلزالي, نظام التربيط, مخطط التسارع, سلوك, زلزالي.

Résumé

La performance des structures métalliques en zone sismique a stimulé les ingénieurs et les concepteurs d'adopter ce type de structures en Algérie, en raison des dommages et les effondrements observés dans les structures en béton armé pendant le séisme de zemouri du 21.05.2003 qui a secoué la ville de Boumerdes et ses environs.

L'amélioration de cette performance en zone sismique dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels, le système structural adopté. En générale, il existe trois systèmes de contreventement en charpente métallique : ossature autostable, ossature avec triangulations à barres centrées et avec triangulations excentrées.

La présente étude a pour objectif d'évaluer l'effet des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures métalliques sur la base des trois méthodes règlementaires du code parasismique Algérien RPA 2003, à savoir la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes sismiques. Les trois types d'accélérogrammes suivants ont été utilisés : Boumerdes 2003, Kobe1995 et Elcentro 1940.

A Cet effet, des analyses ont été menées sur une série des portiques en acier, contreventés par différentes formes de palées triangulées, en termes de périodes, de modes propres, de déplacements, d'efforts tranchants et d'énergie sismique. Les résultats obtenus par ces méthodes d'analyse, ont fait d'objet d'investigations à titre comparative. A la lumière de ces investigations, il a été observé que les structures contreventées par un système de triangulation excentrée ont montré une meilleure performance vis-à-vis des actions sismiques.

Mots clés : ossature métallique, conception sismique, palée triangulée, accélérogramme, réponse, sismique.

Abstract

The performance of the steels structures in seismic area stimulated engineers and designers to adopt this type of structures in Algeria, because of damages and collapses observed in the reinforced concrete structures during the earthquake of zemouri of the 21.05.2003 which shaken the town of Boumerdes and its surroundings.

The improvement of this performance in seismic area depends on several factors, among which, the adopted structural system. In general, there exist three systems of steel structure: moment resistant frame (MRF), concentrically braced frame (CBF) and eccentrically braced frame (EBF).

In this study, the object is to evaluate the effect of the bracing system on the response seismic of the steel structures on the basis of the three required methods of Algerian seismic code RPA 2003, namely the equivalent static method, dynamic modal spectral and dynamic temporal by accélérogrammes seismic. For our study we used three accélérogrammes: Boumerdes 2003, Kobe1995 and Elcentro 1940.

For this purpose, the analysis were carried out on a series of the steel frame, braced by various forms of diagonals, in terms of periods, modes shape, displacements, shear and seismic energy. The results obtained by these methods of analysis, were object of a comparative investigation. From these investigations, eccentrically braced frame presented a better performance under seismic loads.

Key words: steel structure, seismic design, bracing, accélérogramme, response, seismic.

Sommaire

Remerciements

ملخص

Résumé

Abstract

Tables des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Annexe

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION 1

**CHAPITRE 2 : PHILOSOPHIE DE LA CONCEPTION PARASISMIQUE ET VISION
REGLEMENTAIRES**

2.1 Introduction 3

2.2 Systèmes de contreventement des structures métalliques 3

2.3 Philosophie de conception sismique de systèmes de contreventements 7

2.3.1 Portique autostable 7

2.3.1 Ossature avec triangulations centrées 9

2.3.1 Ossature avec triangulations excentrées 11

2.3.3.1 Introduction 11

2.3.3.2 Longueur du tronçon sismique 11

2.3.3.3 Limitations de rotation 13

2.3.3.4 Raidissage du tronçon sismique 15

2.4 Facteur de comportement structural 17

2.4.1 Introduction 17

2.4.2 Evaluation du facteur de comportement 17

2.4.3 Facteur du comportement imposé par les normes 19

2.5 Conception sismique des assemblages dissipatives 23

2.5.1 Poutre a section réduite (RSB) 23

2.5.2 Raidissage du panneau d'âme	24
2.5.3 Exigences d'assemblage poutre-poteau selon EC8 et AISC.....	25
2.5.4 Assemblage des diagonales.....	27
2.5 Conclusion	28

CHAPITRE 3 : REVUE SUR LE COMPORTEMENT DES STRUCTURES

METALLIQUES

3.1 Introduction	29
3.2 Généralité sur le stockage et dissipation d'énergie sismique	29
3.2.1 Amortissement interne ou structural.....	29
3.2.3 Amortissement externe.....	30
3.2.3 Absorption d'énergie sismique par la structure.....	30
3.3 Comportement et Capacité de dissipation d'énergie hystérésis de palées triangulées.....	32
3.3.1 Comportement hystérésis.....	32
3.3.2 Comportement inélastique des diagonales centrées.....	34
3.3.3 Comportement cyclique du tronçon sismique (Link)	36
3.4 Endommagements des structures métalliques durant les séismes récents.....	36
3.4.1 Introduction.....	36
3.4.2 Dommages des palées de contreventement.....	37
3.4.3 Dommages des soudures poutre-poteau.....	41
3.5 Nouveaux systèmes parasismiques.....	45
3.5.1 Barre résistante au flambement.....	45
3.5.2 Dissipateur d'énergie	47
3.5.2.1 Dissipateur Hystérésis.....	47
3.5.2.2 Dissipateur métallique (TADAS)	48
3.5.2.3 Dissipateur Viscoélastique.....	49

3.6 Conclusion.....	51
---------------------	----

CHAPITRE 4: METHODES D'ANALYSE STRUCTURALE

4.1 Introduction	52
4.2 Méthode statique équivalente	52
4.3 Méthode modale spectrale	54
4.3.1 Concept du spectre de réponse.....	54
4.3.2 Spectre de réponse en déplacement (vitesse et accélération)	56
4.3.3 Spectre de réponse combiné déplacement-vitesse-accélération.....	58
4.3.4 Spectre de réponse normalisé	59
4.4 Analyse temporelle	60
4.4.1 Représentation temporelle du mouvement sismique	60
4.4.2 Choix de l'accélérogramme	61
4.4.3 Type des accélérogrammes	62

CHAPITRE 5 : CONTRIBUTIONS DES PALEES DE CONTREVENTEMENT SUR LE COMPORTEMENT ELASTIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES

5.1 Introduction	63
5.2 Description des structures considérées	63
5.3 Présentation des actions sismiques	66
5.4 Comportement statique linéaire.....	69
5.4.1 Déplacement latéral.....	69
5.4.2 Déplacement relatif	70
5.5 Comportement dynamique linéaire	71
5.5.1 Vibration libre	71
5.5.2 Déplacement latéral.....	77
5.5.3 Déplacement relatif	78
5.6 Effet de l'effort tranchant	79

5.6.1 Effort tranchant d'étage.....	79
5.6.2 Rapport de l'effort tranchant statique et dynamique.....	80
5.7 Conclusion.....	81

CHAPITRE 6: EFFET DES PALEES DE CONTREVENTEMENT SUR LA REPONSE NON-LINEAIRE DES STRUCTURES METALLIQUE

6.1 Introduction	83
6.2 Présentation des accélérogrammes considérés	83
6.3. Effet de palées de contreventement sur l'Effort de cisaillement à la base	85
6.3.1 Effort tranchant sous l'accélérogramme d'Elcentro	85
6.3.2 Effort tranchant sous l'accélérogramme de Kobe.....	88
6.3.3 Effort tranchant sous l'accélérogramme de Boumerdes	91
6.4 Effet des palées de contreventement sur la réponse en critère de déplacement	95
6.4.1 Déplacement latéral aux sommets des structures.....	95
6.4.1.1 Déplacement aux sommets sous l'accélérogramme d'Elcentro	95
6.4.1.2 Déplacement aux sommets sous l'accélérogramme de Kobe	97
6.4.1.3 Déplacement aux sommets sous l'accélérogramme de Boumerdes	99
6.4.2 Déplacement latéral à chaque étage	101
6.4.2.1 Déplacement latéral d'étage sous l'accélérogramme d'Elcentro	101
6.4.2.2 Déplacement latéral d'étage sous l'accélérogramme de Kobe	102
6.4.2.3 Déplacement latéral d'étage sous l'accélérogramme de Boumerdes	103
6.4.3 Déplacement relatif inter-étage	104
6.4.3.1 Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'Elcentro	104
6.4.3.2 Déplacement relatif sous l'accélérogramme de Kobe	106
6.5 Energie sismique des structures sous les accélérogrammes	106
6.5.1 Energie input sous l'accélérogramme d'Elcentro	106

6.5.2 Energie input sous l'accélérogramme de Kobe	108
6.5.3 Energie input sous l'accélérogramme de Boumerdes.....	109
6.6 Conclusion.....	110
CHAPITRE : 7 CONCLUSION GENERALE.....	112

List des Figures

	page
Figure 2.1 : portique autostable.....	4
Figure 2.2 : Différents types de système de contreventement par palées triangulés centrées.....	4
Figure 2.3 : Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulations à barres excentrées	6
Figure 2.4 : Bâtiment avec triangulation excentrée en cours de construction.....	7
Figure 2.5 : Comportement des portiques autostables	8
Figure 2.6 : Mécanisme de comportement plastique des portiques autostables.....	9
Figure 2.7 : Réponse inacceptables des diagonales centrées sous l'action sismique.....	10
Figure 2.8 : Affaiblissement à l'extrémité de chaque barre de contreventement.....	10
Figure 2.9 : Aire de cisaillement	13
Figure 2.10 : Angle de rotation plastique du tronçon sismique	14
Figure 2.11 : Effort internes du tronçon sismique (Link)	15
Figure 2.12 : Raidissage du tronçon sismique.....	16
Figure 2.13 : Raidissage du tronçon d'excentrement court en cours de construction.....	16
Figure 2.14 : Méthode de Ballio.....	18
Figure 2.15 : Affaiblissement de la poutre par réduction du largeur des ailes	23
Figure 2.16 : Sollicitation du panneau d'âme raidi d'un poteau	24
Figure 2.17 : Deux options de renfort au cisaillement du panneau d'âme de poteau	25
Figure 2.18 : Influence des vérifications sismiques sur un assemblage poutre –poteau	26
Figure 2.19 : Configurations d'assemblage poutre-poteau selon AISC.....	26
Figure 2.20 : Assemblage diagonale-gousset dans les triangulations centrées	27
Figure 2.21 : Assemblage diagonale-gousset dans une structure réelle.....	27
Figure 3.1 : Conséquence de l'action sismique sur la structure	31
Figure 3.2 : Courbe hystérésis sous chargement axial cyclique.....	33
Figure 3.3 : Réponse hystérésis d'une palée de contreventement.....	34

Figure 3.4 : Courbe hystérésis expérimentale d'une palée de contreventement	35
Figure 3.5 : Comportement hystérésis des palées de contreventement courte, longue et intermédiaire.	36
Figure 3.6 : Rupture au niveau de la section nette de la diagonale	38
Figure 3.7 : Rupture des boulons de la diagonale par cisaillement.....	38
Figure 3.8 : Voilement de la poutre sans appui latéral au niveau des palées de contreventement.....	39
Figure 3.9 : Rupture fragile de la soudure des palées de contreventement	39-40
Figure 3.10: Flambement d'une diagonale de 'California Federal Saving Builing'	40
Figure 3.11: Dommages au niveau de nœud poutre poteau durant le séisme de Northridge 1994.....	41
Figure 3.12 : Mode de ruptures observées au niveau de la soudure de la semelle inférieur de la poutre et la semelle du poteau durant le séisme de Northridge 1994.....	42
Figure 3.13 : Comportement excellent d'une poutre a section réduite	42
Figure 3.14 : Comportement excellent des poutres	43
Figure 3.15 : Mécanisme de la rupture d'une poutre encasté par deux sections d'extrémité en T.....	44
Figure 3.16 : Mécanisme du comportement de la barre résistante au flambement.....	45
Figure 3.17 : Représentation d'une barre résistante au flambement	46
Figure 3.18 : Structure avec barre résistante au flambement en cours de construction	46
Figure 3.19 : Comportement hystérésis d'un dispositif d'amortisseur de frottement dans les deux étages principaux dans l'étude d'EERC.....	47
Figure 3.20 : Configuration du dissipateur métallique TADAS	48
Figure 3.21 : Configuration du dissipateur viscoélastique	49
Figure 3.22 : Dispositif d'amortissement visqueux dans un bâtiment	50
Figure 3.23 : Dispositif d'amortisseur visqueux installé en tant qu'élément en diagonale d'une structure.....	50
Figure 4.1 : Système à un degré de liberté	54
Figure 4.2 : Configuration d'un Spectre de réponse	55
Figure 4.3 : Spectre de réponse en déformation (déplacement)	56
Figure 4.4 : Spectre de réponse sous l'accélérogramme d'Elcentro	57
Figure 4.5 : Spectre de réponse combiné D-V-A sous l'accélérogramme d'Elcentro	59
Figure 4.6 : Accélérogramme du séisme de Boumerdes (Station Kaddara 2)	61

Figure 4.7 : Effet de la distance épacentrale sur l'accélération du sol.....	61
Figure 5.1 : Systèmes de contreventements considérés	64
Figure 5.2 : Configurations des structures	65
Figure 5.3 : Spectre de réponse élastique des structures considérées	68
Figure 5.4 : Déplacement latéral obtenu par la méthode statique équivalente	70
Figure 5.5 : Déplacement relatif obtenu par la méthode statique équivalente	71
Figure 5.6 : Périodes fondamentales relatives au 1 ^{er} mode de vibration	74
Figure 5.7 : Fréquences relatives au 1 ^{er} mode de vibration	74
Figure 5.8 : Modes propres des structures	76
Figure 5.9 : Déplacement latéral obtenu par l'analyse modale spectrale	78
Figure 5.10 : Déplacement relatif obtenu par l'analyse modale spectrale	78
Figure 5.11 : Effort tranchant par l'analyse modale spectrale	80
Figure 5.12 : Rapport de l'effort tranchant (spectrale/statique).....	81
Figure 6.1 : Accélérogramme du séisme de Boumerdes (Station Kaddara2)	84
Figure 6.2 : Accélérogramme du séisme d'Elcentro	84
Figure 6.3 : Accélérogramme du séisme de Kobe	84
Figure 6.4 : Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogramme d'Elcentro	86
Figure 6.5 : Effort de cisaillement maximal sous l'accélérogramme d'Elcentro	87
Figure 6.6 : Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogramme de Kobe.....	89
Figure 6.7 : Effort de cisaillement maximal sous l'accélérogramme de Kobe	90
Figure 6.8 : Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogramme de Boumerdes	92
Figure 6.9 : Effort de cisaillement maximal sous l'accélérogramme de Boumerdes.....	93
Figure 6.10 : Effort de cisaillement maximal à la base des structures	95
Figure 6.11 : Déplacement temporel au sommet des structures sous l'accélérogramme d'Elcentro.....	97
Figure 6.12 : Déplacement temporel au sommet des structures sous l'accélérogramme de Kobe	99
Figure 6.13 : Déplacement temporel au sommet des structures sous l'accélérogramme de Boumerdes	101
Figure 6.14 : Déplacement latéral sous l'accélérogramme d'Elcentro	102

Figure 6.15 : Déplacement latéral sous l'accélérogramme de Kobe	104
Figure 6.16 : Déplacement latéral sous l'accélérogramme de Boumerdes	105
Figure 6.17 : Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'Elcentro	106
Figure 6.18 : Déplacement relatif sous l'accélérogramme de Kobe	107
Figure 6.19 : Energie input sous l'accélérogramme d'Elcentro	108
Figure 6.20 : Energie input sous l'accélérogramme de Kobe	109
Figure 6.21 : Energie input sous l'accélérogramme de Boumerdes.....	110

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Valeurs du coefficient de comportement selon EC8	20
Tableau 2.2 : Valeurs du coefficient de comportement selon RPA99	22
Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient de comportement selon UBC 97	22
Tableau 5.1 : Caractéristiques des structures étudiées	65
Tableau 5.2 : Distribution verticale de l'effort tranchant à la base	67
Tableau 6.1 : Caractéristiques des accélérogrammes	83
Tableau 6.2 : Effort à la base maximal sous l'accélérogrammes d'Elcentro	89
Tableau 6.3 : Effort à la base maximal sous l'accélérogrammes de Kobe.....	91
Tableau 6.4 : Effort à la base maximal sous l'accélérogrammes de Boumerdes	94
Tableau 6.5 : Variation de la rigidité latéral sous l'accélérogramme d'Elcentro.....	103
Tableau 6.6 : Variation de la rigidité latéral sous l'accélérogramme de Kobe	104

CHAPITRE 1 :
INTRODUCTION

1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre, leur influence sur les personnes et sur les constructions où ces personnes habitent et travaillent, l'évaluation et l'interprétation des dommages produits par les actions sismiques de différentes intensités sont les principales préoccupations de l'ingénieur de projet, dans les zones sismiques. Le besoin de répondre à la question : « *Comment de tels dommages sont encore possibles, après tant de travaux de recherche ?* » est un devoir éthique de tous les chercheurs et de tous les spécialistes. La dégradation des structures après un tremblement de terre constitue toujours une provocation pour les chercheurs et les ingénieurs, les poussant à améliorer leurs méthodes de dimensionnement [1,7].

Les structures métalliques sont actuellement l'un des systèmes de construction les plus utilisés à travers le monde. Dans le cas de l'Algérie, ce type de construction est largement préféré après le séisme de Boumerdes du 21.05.2003, en raison de leurs principaux avantages en zones sismiques. Mais ces avantages s'articulent sur des exigences sismiques basées sur l'aspect réglementaire et les règles recommandées par les projets de recherches, surtout ceux adoptés après les séismes récents, notamment ceux de Northridge 1994 et de Kobe 1995, tel que le projet SAC (SEAOC [4], ATC [8] et CURE [9]) qui a traité les endommagements observés durant le séisme de Northridge aux Etats Unis.

Les palées de contreventements sont adoptées fréquemment en structures métalliques pour augmenter la rigidité latérale et réduire les déplacements sous charges latérales causées généralement par le vent et les tremblements de terre, ainsi que leurs influences sur la dissipation d'énergies sismiques des structures.

Les ossatures avec palées de contreventement en acier sont largement endommagées pendant le tremblement de terre de Northridge 1994 et celui de Kobe 1995, durant le premier séisme, par exemple, une rupture dramatique à été observée au niveau de la diagonale en X d'une bibliothèque de quatre étage à l'université de Californie [10].

La question posée, est ce qu'en Algérie, les exigences sismiques sont applicables aux structures en charpente métallique afin d'éviter les dommages déjà observés durant des séismes récents?

L'objectif principal de ce mémoire de magister, est d'effectuer une analyse statique et dynamique de l'effet de palées triangulées de contreventement sur la réponse sismique des structures métalliques.

Afin d'avoir un comportement sismique fiable de ce type de structures, il faut évidemment qu'elles respectent convenablement les dispositions des règles parasismiques. A ce propos, la partie bibliographique des chapitres 2 et 3 traite de l'ensemble des règles relatives à la conception parasismique des structures métalliques, notamment celles imposées par les règlements Européen (Eurocode8) [12] et Américain (AISC 2005) [13], ainsi que d'autres travaux menés par des recherches antérieures sur les différents types de systèmes de contreventement, à savoir le système en portique autostable, les ossatures avec triangulations centrées et avec triangulations excentrées. A noter que ce dernier système n'est pas mentionné dans le règlement Algérien RPA99/2003 [3].

Les méthodes d'analyse considérées dans la présente étude seront présentées dans le chapitre 4, entre autres l'analyse statique linéaire et les méthodes dynamiques linéaire et non linéaire.

Le chapitre 5 concerne l'étude de la contribution de palées triangulées sur le comportement élastique des structures métalliques moyennant la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale lesquelles sont adoptées par le règlement RPA99/2003. Au total cinq types de structures avec différentes formes de contreventement ont été considérés. Les résultats obtenus par les deux méthodes, en termes de déplacement latéraux maximaux et relatifs, et d'effort tranchants feront l'objet d'une comparaison.

Le chapitre 6 fait l'objet d'une analyse dynamique non linéaire par accélérogrammes sismique appliqués aux structures étudiées. Les accélérogrammes considérés dans cette présente étude sont : Boumerdes 2003, Kobe1995 et Elcentro 1940.

Chacun des cinq structures considérées dans les investigations précédentes ont été soumises à ces trois accélérogrammes sélectionnés. Pour chacune de ces structures le déplacement latéral temporel du sommet et le déplacement latéral maximal à chaque étage, l'effort tranchant à la base, ainsi que le taux d'énergie sismique ont été déterminés.

Enfin le chapitre 7 est consacré à la conclusion générale de ce mémoire dans lequel est résumé les principales conclusions émanant des différents résultats obtenus par les investigations établis. Des recommandations et des perspectives d'études sont aussi proposées.

CHAPITRE 2 :
PHILOSOPHIE DE CONCEPTION
PARASISMIQUES
ET VISION REGLEMENTAIRE

2.1 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne la philosophie de la conception parasismique appliquées aux structures en acier selon les règlements parasismiques Européen (Eurocode8 [12]) et Américain (AISC 2005[13]), et d'autres règles établis par des recherches antérieures qui ont prouvé leurs efficacités en zone sismiques, notamment celles effectuées par des essais expérimentaux.

En premier lieu, on montre les différents types de contreventements adoptés aux structures métalliques, en particulier ceux avec triangulations centrées et excentrées. Ensuite, des clarifications sur la philosophie de conception sismique de chacun de ces systèmes de contreventement seront présentées.

Par ailleurs, la notion du coefficient de comportement adoptée par les différents codes parasismiques cités plus haut ainsi que d'autres sera présentée.

L'impact des assemblages sur le comportement sismique des structures métalliques, impose aux chercheurs d'inventer des nouvelles méthodes de conceptions, qui seront présentées en dernier lieu.

2.2 SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS DES STRUCTURES METALLIQUES

Le contreventement en charpente métalliques s'effectué généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir les portiques autostables (MRF, en anglais ; Moment Resistant Frames), les portiques avec triangulation centré (CBF, en anglais ; Centrally Braced Frame) et avec triangulation excentré (EBF, en anglais ;Eccentrically Braced Frame). Ces systèmes de contreventement s'avèrent très important dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent ou le séisme.

Ces trois systèmes seront définis dans les paragraphes mentionnés ci-après.

2.2.1 Portique autostable (MRF)

Les portiques autostables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (figure 2.1). Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance des portiques autostables vis-à-vis des actions sismiques [14].

Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques autostables.

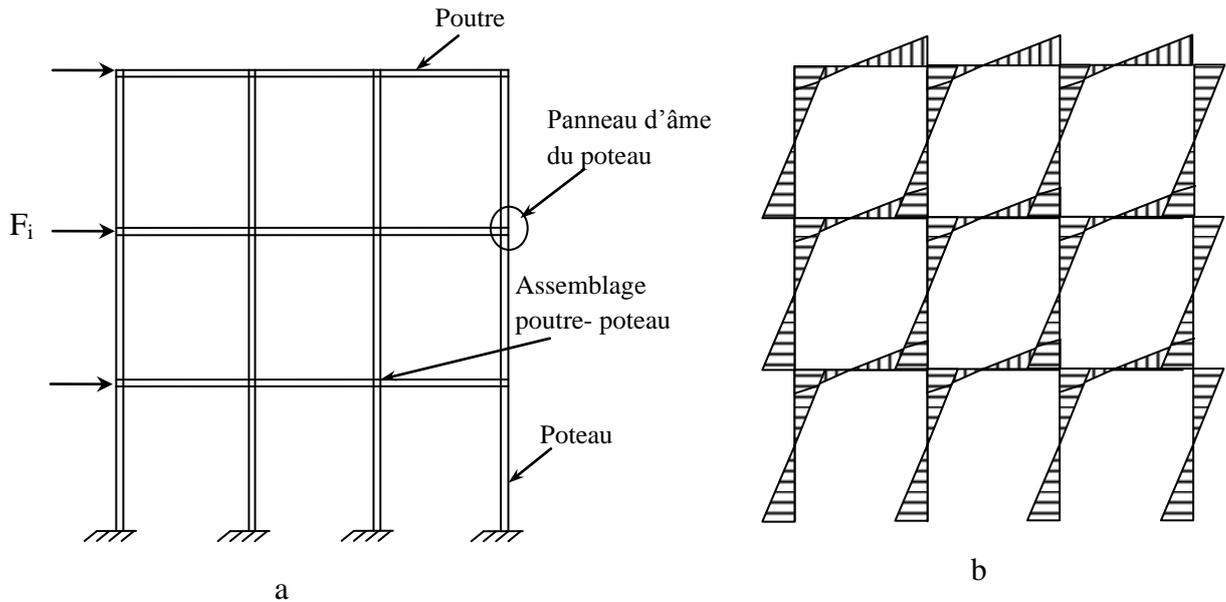


Figure 2.1 (a) portique autostable (b) type de diagrammes des moments de flexion aux charges latérales.

2.2.2 Structures avec triangulations à barres centrées (CBF)

Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées [11].

Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement sont présentés sur la figure 2.2.

2.2.2 Structures avec triangulations à barres excentrées (EBF)

Bien que les portiques autostables sont connus pour leur comportement très ductile, en raison de leur très bonne flexibilité, ils sont néanmoins conditionnés par les limitations du déplacement latéral. Par ailleurs, les ossatures avec triangulation à barres centrées présentent une grande rigidité latérale, mais leur capacité de dissipation d'énergie est affaiblie par le flambement des diagonales.

Au début des années 70, un nouveau système de contreventement en acier, intitulé triangulations à barres excentrées, qui consiste à combiner les avantages du portique autostable et le système de triangulations à barres centrées, a été inventé pour la première fois au Japon (Fujimoto et al 1972, Tanabashi et al 1974) [14]. Certains types de ce système de contreventement avec leur mécanisme plastique adéquat sont

illustrés sur la figure 2.3, bien qu'il existe d'autres configurations, ces trois systèmes présentés sur cette figure sont les plus performants.

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction, intitulé « tronçon d'excentrement sismique » (en anglais, Link), ou la dissipation d'énergie est assurée par le comportement plastique de ce tronçon sismique en cisaillement ou en flexion. La figure 2.4 montre un bâtiment avec triangulations excentrée en K.

Ce type de triangulation a été étudié pour la première fois par Roeder et Popov (1978) [14]. Par la suite, d'autres travaux de recherche expérimentaux menés par le même auteur (Popov) sur le comportement du tronçon sismique vis-à-vis des charges cycliques durant la période entre 1980 à 1989 [16].

Les règles de conception des ossatures avec triangulations excentrées ont été promulguées pour la première fois dans le règlement parasismique Américain UBC [15] en 1988.

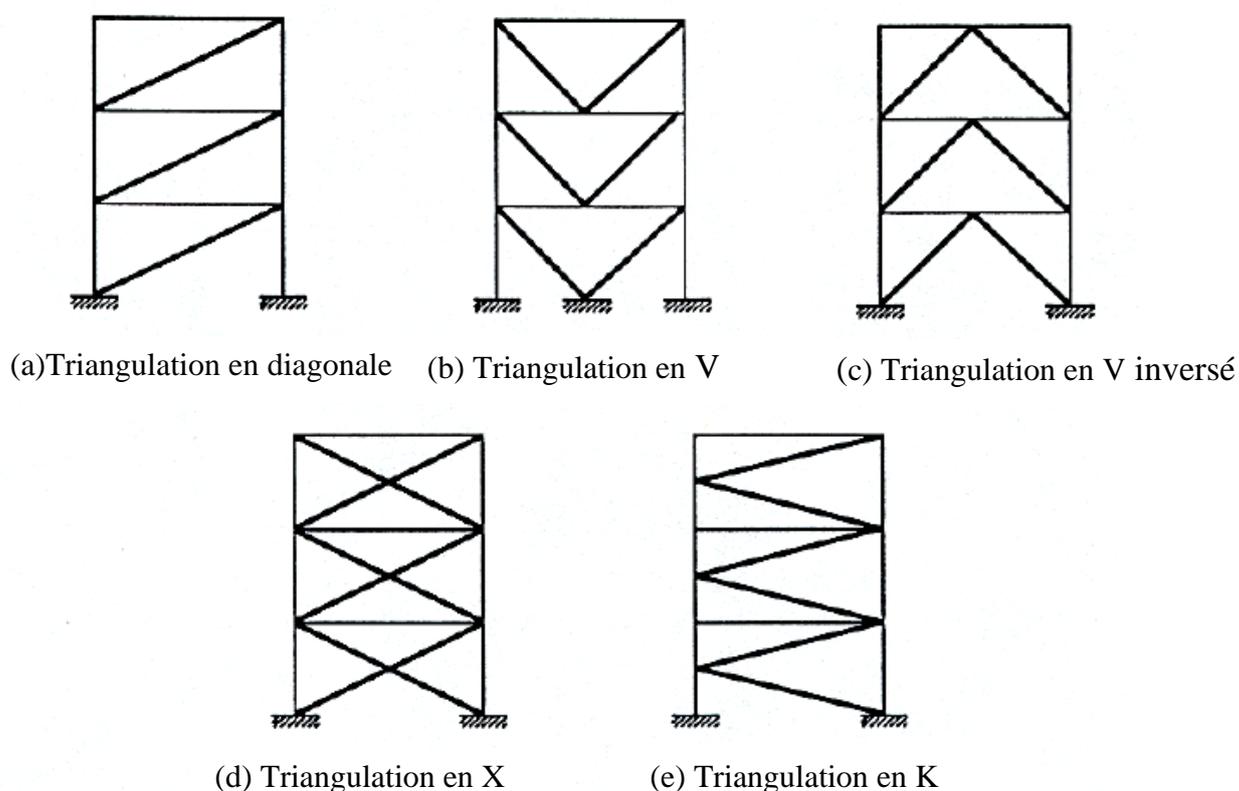


Figure 2.2 Différents types de système de contreventement par palées triangulés centrées

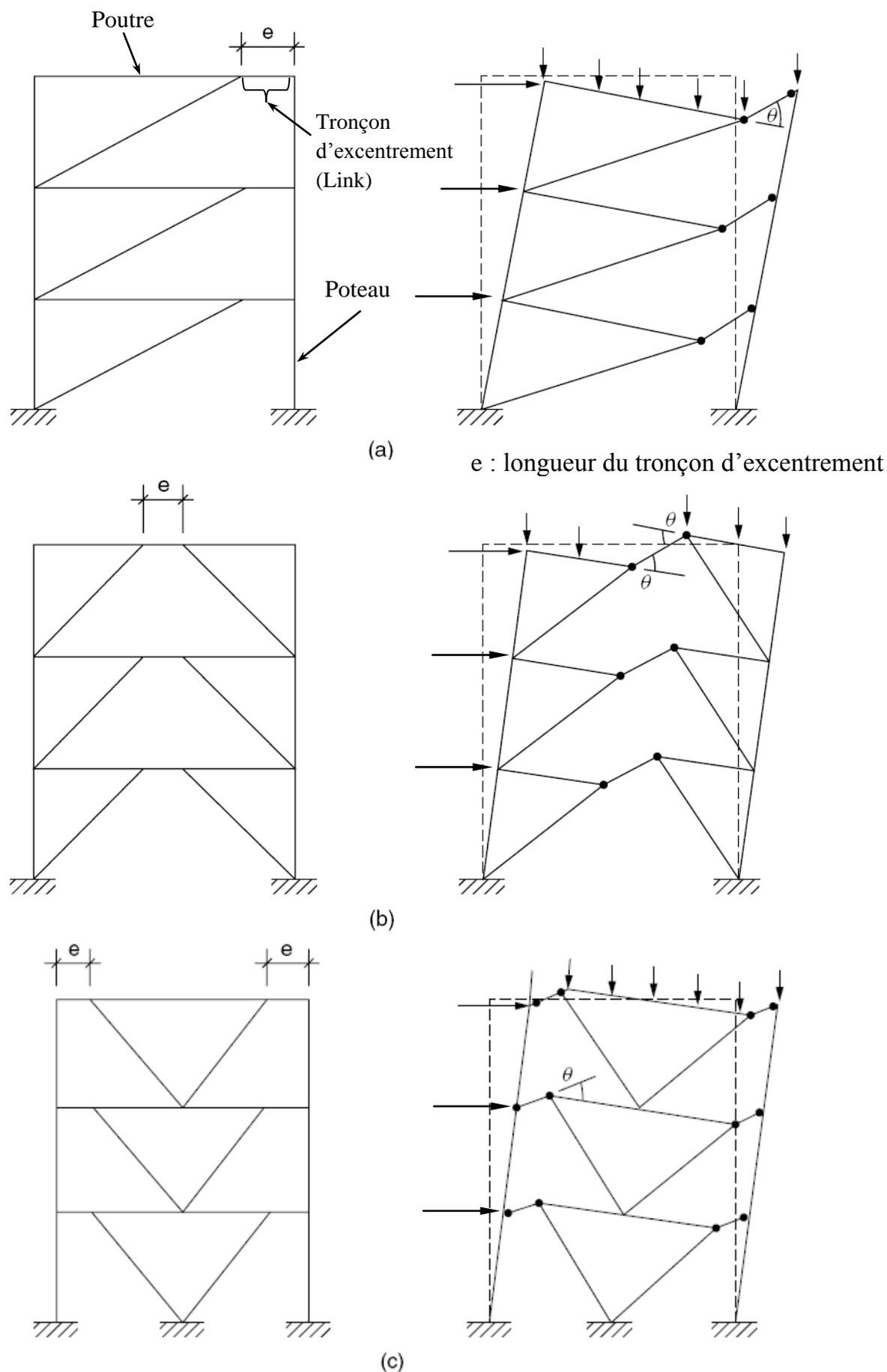


Figure 2.3 Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulations à barres excentrées (a) en D, (b) en K et (c) en V.



Figure 2.4 Bâtiment avec triangulation excentrée en cours de construction (USA) [20]

2.3 PHILOSOPHIE DE CONCEPTION SISMIQUE DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS

2.3.1 Portique autostable

Les portiques autostables sont conçus de telle sorte que les rotules plastiques se forment principalement dans les poutres ou dans les assemblages des poutres aux poteaux, et non dans les poteaux (conception par le critère poteau fort / poutre faible), cette base de conception assure une ductilité suffisante pour que le portique autostable reste intact en cas de séisme, cela est bien clair sur la figure 2.5(a). Cette figure montre une variation remarquable du comportement plastique entre les deux cas.

Par ailleurs, le système conçu par un critère poteau faible / poutre forte est subi à une déformation importante sous l'effet de second ordre, ce qui générer avec une grande probabilité du mécanisme d'effondrement d'étage prématuré, appelé aussi 'Etage mou' ou 'étage transparent' (soft story) qui est bien illustré sur la figure 2.5(b). A ce propos, les codes parasismiques préconisent d'éviter ce type d'effondrement inadmissible, par conséquent, nombreuses exigences sismiques appliquées aux nœuds poutres poteaux, recommandées par ces codes afin d'éviter ce phénomène.

Le portique autostable possède habituellement de haute ductilité, par conséquent ce type de structure est caractérisé par un coefficient de comportement élevé. Néanmoins, en raison de leur basse rigidité inhérente, les effets dus aux déformations latérales seront pris en considération.

Il est dérogé à cette exigence à la base de l'ossature, au dernier niveau des bâtiments à étages multiples et dans le cas des bâtiments à un seul étage [12].

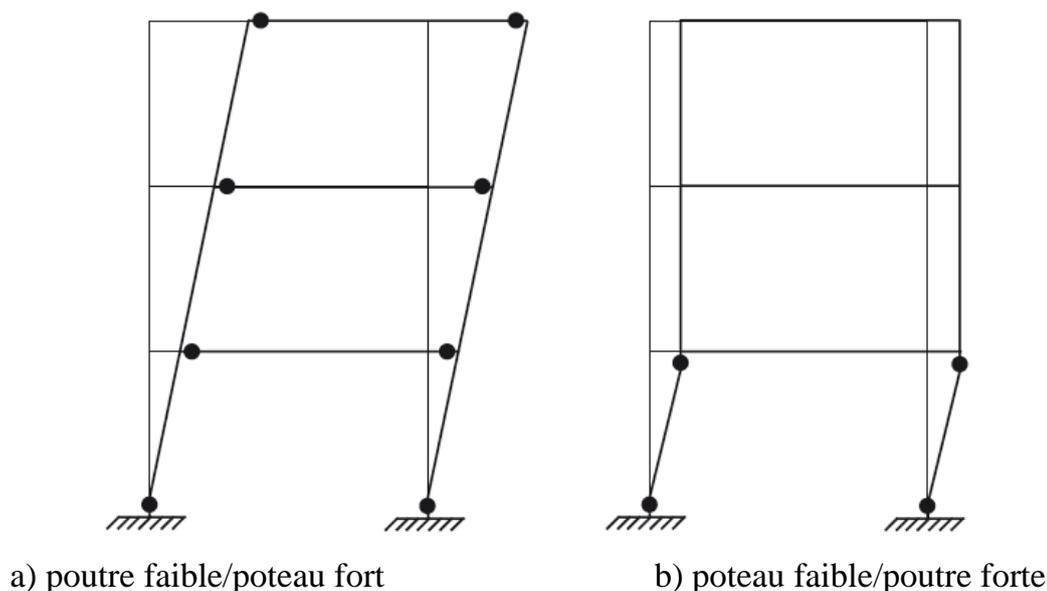


Figure 2.5 comportement des portiques autostables

La ductilité des structures permet d'absorber l'énergie et de continuer à résister aux actions séismiques, alors que des rotules plastiques sont formées de manière successive, en raison de la rigidité réduite dans les zones dissipatives.

Un exemple de dissipation d'énergie dans les structures conçus avec poteau fort/poutre faible et poteau faible/poutre forte, est bien présenter sur la figure 2.6. Cette figure montre une ductilité considérable entre les deux portiques. Ainsi l'effort de cisaillement maximal supporté par la structure avec poteau fort/poutre faible est plus important que celui du portique avec poteau faible/poutre forte.

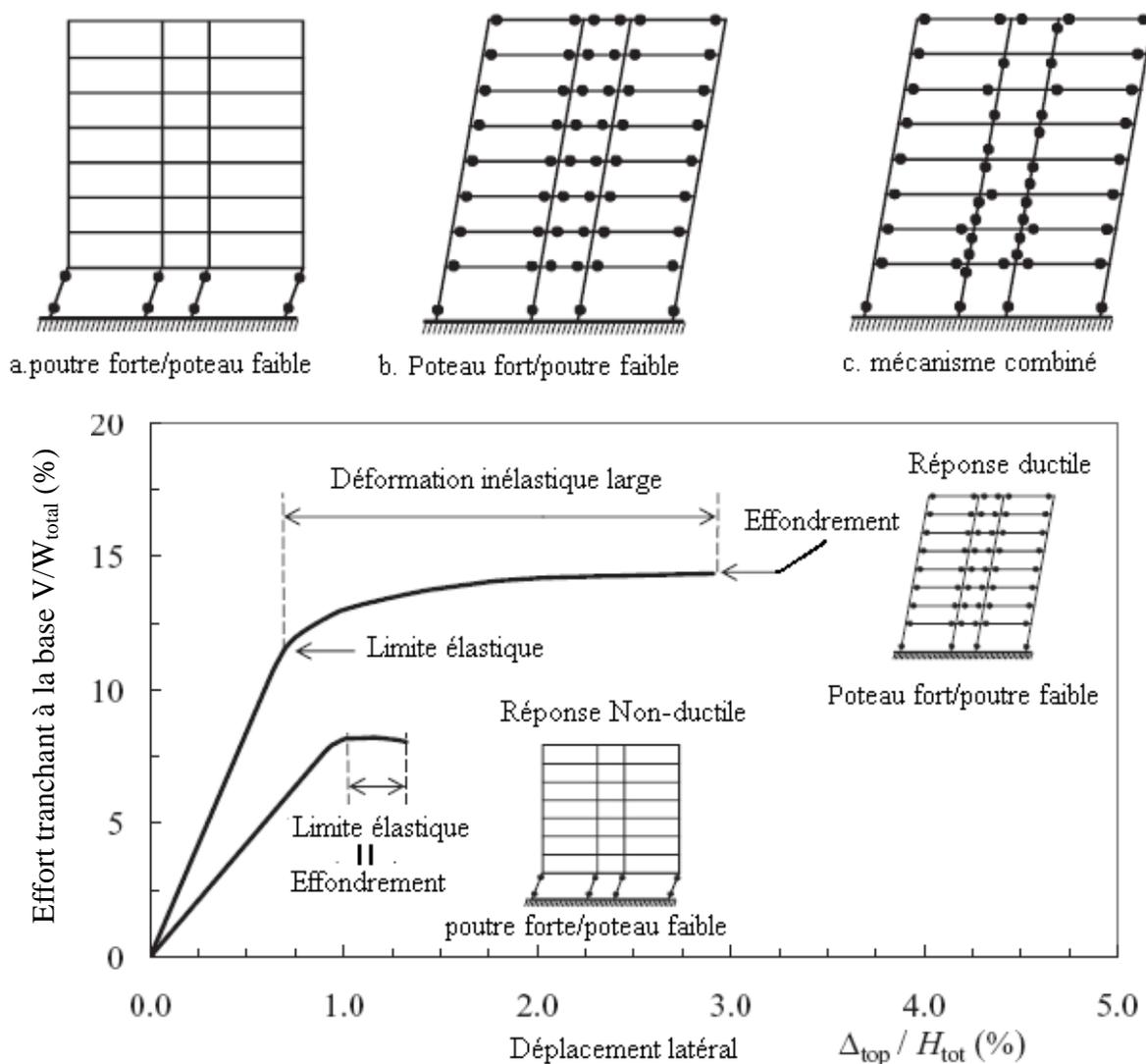


Figure 2.6 : Mécanisme du comportement plastique des portiques autostables [56]

2.3.2 Ossature avec triangulations à barres centrées (CBF)

Les actions sismiques latérales prescrites par les règlements parasismiques pour les systèmes ductiles sont généralement au-dessous du niveau de force élastique prévu sous le tremblement de terre [11]. Ainsi, des dispositions doivent être prises par le concepteur pour s'assurer que la structure peut subir plusieurs cycles du chargement inélastique sans perte d'intégrité structurale ou de déformations excessives. Le flambement inélastique des poutres et des poteaux est inacceptable d'absorber l'énergie sismique parce que ceci met en danger la portance des charges gravitaires de la structure.

Par conséquent, l'action inélastique doit être limitée aux entretoises diagonales et chaque effort doit être engendré pour s'assurer que les diagonales peuvent excéder la résistance inélastique prévue, et fournir une résistance suffisante aux autres éléments du système de résistance de charges latérales. De plus, ceci pour résister aux forces maximales qui se développeront quand la réponse non élastique se produit. Ces clarifications sont bien montrées sur la figure 2.7.

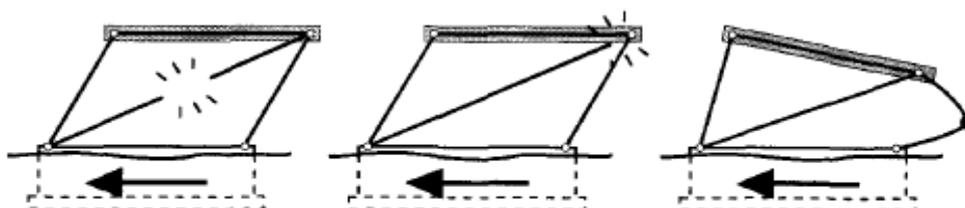


Figure 2.7 Réponses inacceptables des diagonales centrées sous l'action sismique

A ce propos, et afin d'empêcher les réponses inacceptables mentionnées ci-dessus et montrées sur le figure 2.7 [17], plusieurs recommandations ont été imposées soit par les règlements soit par les chercheurs. Notamment celle montrée sur la figure 2.8, qu'est préconisée par le code français PS92 [21] pour s'assurer que les rotules plastiques sont éventuellement formées en premier lieu au niveau des extrémités des diagonales de contreventement.



Figure 2.8. Affaiblissement à l'extrémité de chaque barre de contreventement, « zone dissipative » de PS-92

Afin d'éviter le flambement des diagonales dans CBF, l'Eurocode8 impose des limitations de l'élanement relatif $\bar{\lambda}$, de la manière suivante :

Pour la triangulation centrée en X : $1.3 < \bar{\lambda} \leq 2$

Pour la triangulation centrée en V : $\bar{\lambda} \leq 2$

La condition de l'élanement s'applique, d'après EC8, seulement dans les structures de deux niveaux et plus, dont l'élanement relatif est donnée par l'Eurocode3 [22].

D'autre part, ces limites adoptées aussi par le code Américain AISC 2005 pour les structures avec triangulations centrées défini pour celles spéciale (SCBF) et ordinaire (OCBF) respectivement:

$$Kl/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$$

Avec K coefficient de longueur efficace de l'élément prismatique

l : longueur de l'élément

r : rayon de giration

2.3.3 Ossature avec triangulations à barres excentrées (EBF)

2.3.3.1 Introduction

La performance des ossatures avec triangulations à barres excentrées (EBF) vis-à-vis des actions sismiques est liée essentiellement à la capacité de dissipation d'énergie du tronçon sismique (Link). A fin d'assurer que les rotules plastiques doivent être formées à l'extrémité de ce tronçon tel que montré sur la figure 2.3, la plus part des exigences sismiques s'appliquent pour améliorer le comportement de ce tronçon.

D'après AISC 2005, la contrainte élastique de l'acier utilisé pour le tronçon sismique ne doit pas dépasser 345MPa.

2.3.3.2 Longueur du tronçon sismique (Link)

La longueur du tronçon d'excentrement sismique est variée en fonction du mécanisme plastique adopté. En général, il existe trois mécanismes, sont les suivants :

Selon l'Eurocode 8 ce mécanisme est :

de pur cisaillement si $e < e_s = 1.6 \frac{M_p}{V_p}$

de pur flexion si $e > e_l = 3 \frac{M_p}{V_p}$

Selon AISC le mécanisme plastique est :

$$\begin{aligned} &\text{de pur cisaillement si } e < e_s = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \\ &\text{de pur flexion si } e > e_l = 2.6 \frac{M_p}{V_p} \end{aligned}$$

Entre les deux valeurs e_s et e_l , les tronçons ont une longueur dite « intermédiaire » et il faut tenir compte de l'interaction M-V.

Avec

e_s : la longueur du tronçon d'excentrement sismique court

e_l : la longueur du tronçon d'excentrement sismique long

M_p est le moment plastique du tronçon d'excentrement

V_p est l'effort de cisaillement plastique du tronçon d'excentrement

L'expression du moment plastique M_p et de l'effort de cisaillement plastique V_p sont données selon l'EC8 et AISC par les formules suivantes :

a) Selon l'EC8 :

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) / t_w (d - 2t_f)$$

b) Selon AISC :

$$M_{p,link} = F_y Z \quad \text{avec } Z: \text{ module d'inertie de la section}$$

$$V_{p,link} = 0.6 f_y A_w \quad \text{avec } A_w = (d - 2t_f) t_w$$

Selon l'Eurocode 3, l'expression de M_p et V_p s'écrit:

$$M_p = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$V_p = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Où A_v est l'aire de cisaillement.

L'aire de cisaillement A_v peut être déterminée pour les profils en I ou en H laminés, effort parallèle à l'âme comme suit :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

La description de la résistance plastique au cisaillement préconisée par les trois règlements (EC 3, AISC, EC8) est illustrée sur la figure 2.9 par l'aire de cisaillement.

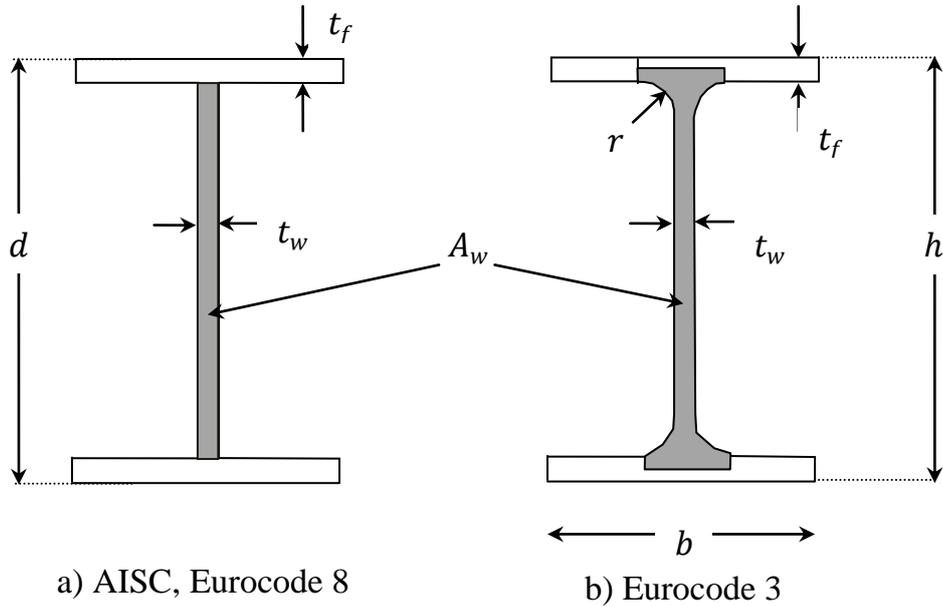


Figure 2.9. Aire de cisaillement

2.3.3.3 Limitations de rotation

L'angle de rotation du tronçon d'excentrement sismique est l'angle inélastique entre ce tronçon et la poutre. Les limites de la rotation de ce tronçon sont principalement basées sur l'évidence expérimentale. Bien que ces limites sont mentionnées postérieurement dans les règlements parasismiques, notamment l'EC8 et AISC par les mêmes valeurs.

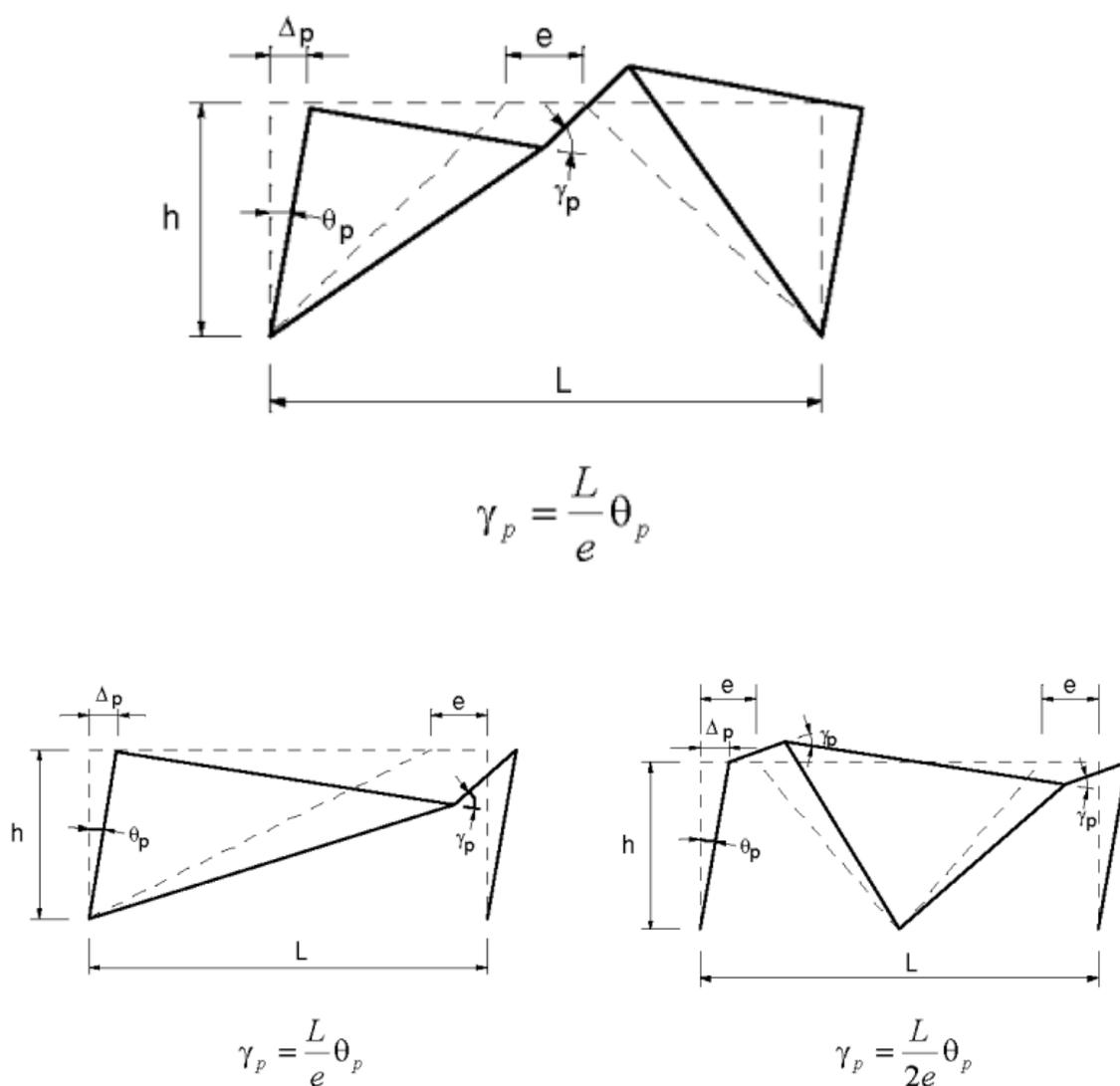
Cet angle de rotation montré sur la figure 2.10, est limité en fonction du mécanisme plastique adopté (ou bien la longueur du tronçon) ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(a) 0.08 radian pour que le tronçon sismique est court ($e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$)

(b) 0.02 radian pour que le tronçon sismique est long

($e > 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ (AISC), $e > 3 \frac{M_p}{V_p}$ (EC8))

(c) la valeur déterminée par l'interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus pour une longueur du tronçon d'excentrement intermédiaire entre $1.6 \frac{M_p}{V_p}$ et $3 \frac{M_p}{V_p}$



L: longueur de travée

h: hauteur d'étage

Δ_p : déplacement plastique d'étage (égal au déplacement d'étage de conception)

θ_p : angle de rotation plastique d'étage, radian ($\theta_p = \Delta_p/h$)

γ_p : angle de rotation du tronçon sismique

Figure 2.10 Angle de rotation du tronçon sismique

2.3.3.4 Raidissage du tronçon sismique

L'Eurocode 8 définit les conditions de raidissage des zones plastifiées des tronçons d'excentrement, et préconise que toute la longueur des tronçons courts est raide ; dans les tronçons longs, seules les zones de rotules plastiques sont raidies, voir Figure 2.12 et 2.13.

Les raidisseurs doivent être posés sur toute la hauteur et sur les deux faces de l'âme du tronçon à l'extrémité des entretoises diagonales, avec une largeur non inférieure à $(b_f - 2t_w)$ et une épaisseur supérieure au maximum de $0.75t_w$ et 10 mm.

On note ici que les exigences de l'article 6.8.2 de EC8 et celles mentionnées dans celui 15.3 de AISC2005 sont parfaitement identiques.

La figure 2.11 ci-après montre les efforts internes du tronçon sismique en K et en D, le cisaillement est l'effort le plus défavorable dans le deux cas.

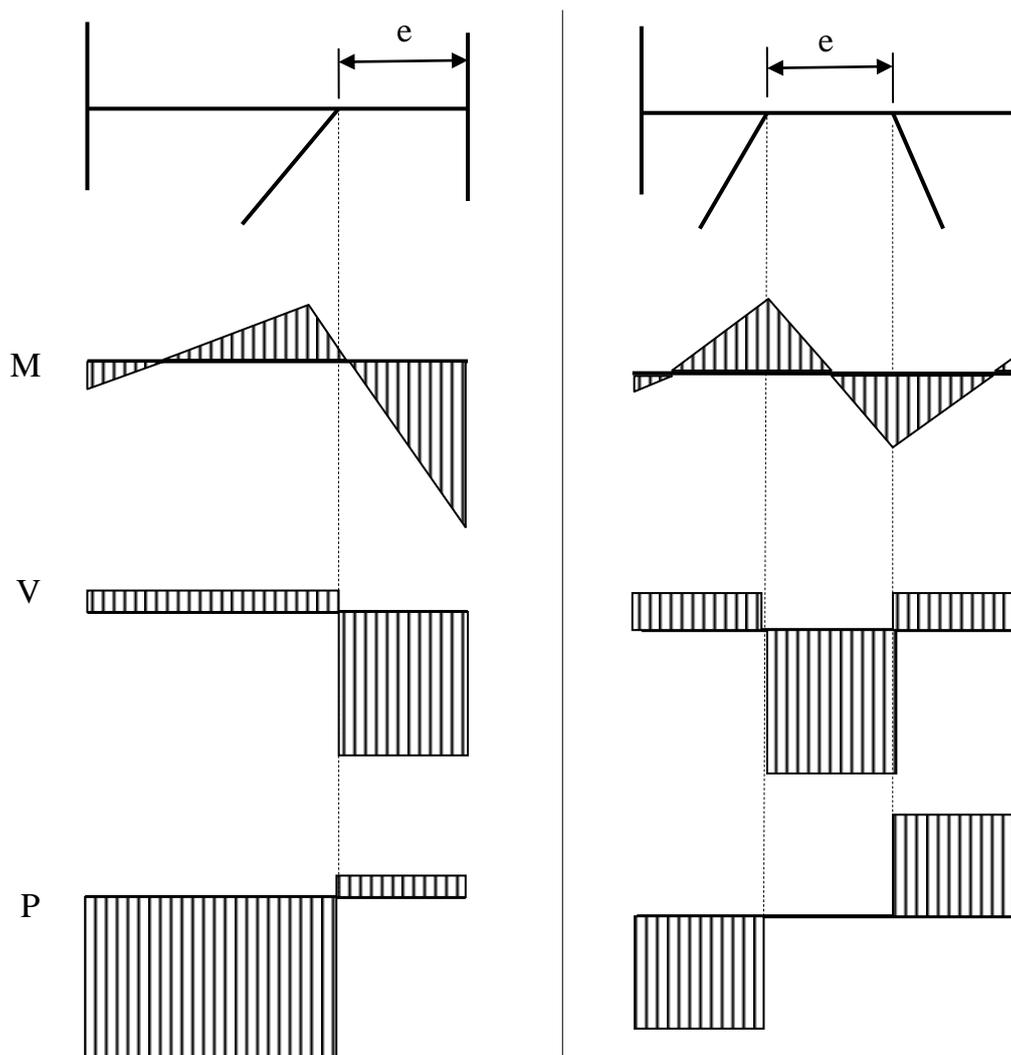


Figure 2.11 Efforts internes du tronçon sismique (Link)

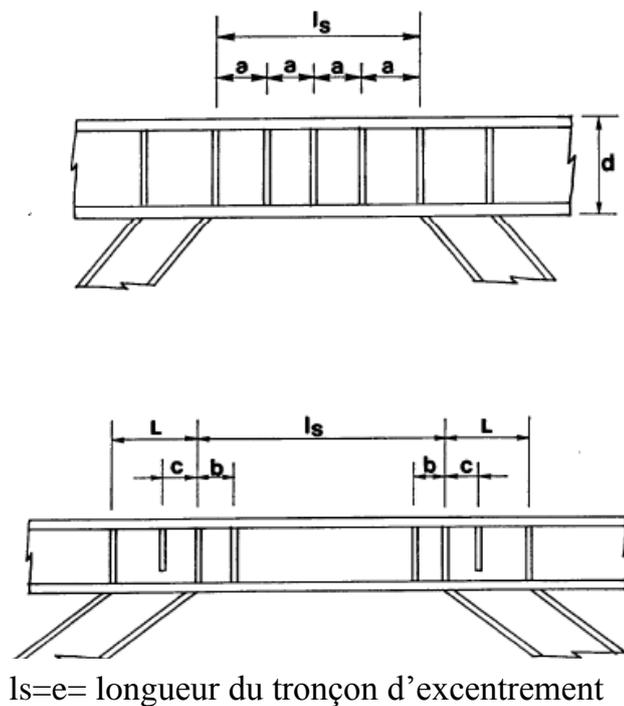


Figure 2.12 Raidissage du tronçon sismique : cisailé (en haut) ou fléchi (en bas).



Figure 2.13 Raidissage du tronçon d'excentrement court en cours de construction

2.4 COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

2.4.1 Introduction

Dans la vision de la génération actuelle des règlements parasismiques, la capacité des systèmes structuraux dissipatifs à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique est exprimée par le paramètre dit « facteur de comportement structural », en général noté q selon EC8 et R selon RPA. Ce facteur permet aussi d'obtenir le chargement sismique, à savoir le spectre de calcul en accélération et l'effort statique à la base (utilisés pour le dimensionnement de la structure).

Dans ce paragraphes, on traite le facteur de comportement des structures métalliques seulement, Il existe essentiellement trois systèmes principaux des structures métalliques utilisés pour résister aux actions sismiques horizontales. Il devrait également noter que d'autre configuration de ce type tel que les diagonales résistantes au flambement (buckling resistant braces) ou les murs spéciaux de cisaillement, ces deux systèmes ont été mentionnés dans le règlement américain (AISC, 2005), ils ne sont pas spécifiés dans la version actuelle de l'EC8 [12].

Il est essentiel de citer les classifications des structures et leurs facteurs de comportement préconisé par chaque règlement parasismique, notamment le règlement algérien RPA99/2033[3], l'europpéen EC8 et Américain UBC97 [15].

2.4.2 Evaluation du facteur de comportement

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes pour déterminer le facteur structural q . Selon le point de vue de Mazzolani et Piluso [2,7, 23], on peut distinguer :

- les méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité (dans le cas de structures suffisamment régulières) ;
- les méthodes basées sur l'extension, à des structures à plusieurs degrés de liberté, des résultats concernant la réponse dynamique inélastique des systèmes à un seul degré de liberté ;
- les méthodes basées sur une approche énergétique.

Une définition relativement générale du facteur de comportement a été donnée par Ballio [2]

$$q_a = \frac{a_u}{a_e}$$

où :

a_u : la valeur maximale de l'accélération du sol qui conduit à la ruine de la structure

a_e : la valeur de l'accélération du sol qui conduit à une première plastification, dans la structure.

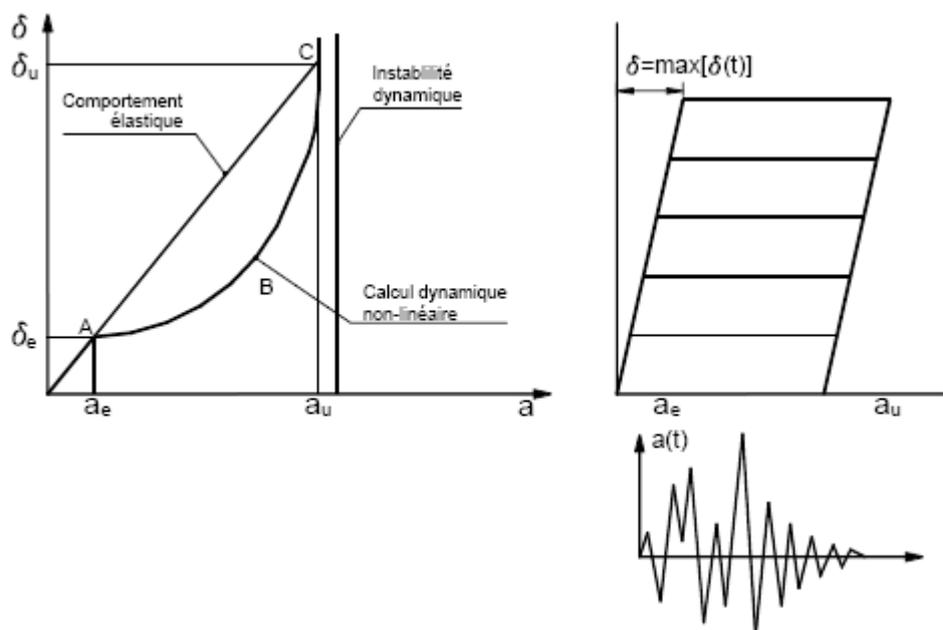


Figure 2.14 Méthode de Ballio [2]

Cette définition implique en pratique d'utiliser des analyses dynamiques non linéaires de réponse dans le temps effectuées à partir d'accélérogrammes du sol, systématiquement amplifiés à l'aide d'un multiplicateur pour obtenir les valeurs de a_e et a_u . Il y a par ailleurs plusieurs critères pour définir le stade ultime structural, pouvant conduire à des résultats différents et parfois contradictoires du facteur q . On peut mentionner par exemple :

- les critères basés sur l'atteinte de la ductilité maximale locale, au niveau des assemblages et/ou des éléments structuraux ; point B sur la Figure 2.14 ;
- ceux basés sur le dépassement de valeurs limites de déformabilité (déformation totale ou relative entre les étages) ; encore point de type B sur la Figure 2.14 ;
- et ceux basés sur l'atteinte d'un comportement dynamique instable et fortement inélastique – point C sur la Figure 2.14.

2.4.3 Facteur du comportement imposé par les normes

Dans ce paragraphe on concentre sur les valeurs du facteur du comportement structural imposées par les codes parasismiques pour les structures métalliques, notamment l'Eurocode8 [13], RPA99/2003[3] et UBC97 [15]. Les valeurs du coefficient de comportement indiqué dans le règlement devraient être considérées comme limite supérieure même si l'analyse dynamique non linéaire dans certains cas montre des coefficients q plus élevés

2.4.3.1 Eurocode8

Le Tableau 2.1 montre les types structuraux principaux ainsi que la zone dissipative associée et leurs valeurs du coefficient de comportement q selon les recommandations et classifications de l'eurocode 8.

La capacité de dissipation d'énergie des ossatures est caractérisée par le coefficient de comportement q , plus le facteur de comportement est grand, plus que la dissipation d'énergie du système associé est plus élevée.

α_1 est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes ;

α_u est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes.

Le coefficient α_u peut être obtenu à partir d'une analyse non linéaire globale.

Le coefficient multiplicateur α_u/α_1 dépend du rapport rupture/premier résistance plastique des structures. Une évaluation raisonnable de cette valeur peut être déterminée par une analyse conventionnelle non linéaire 'pushover', mais ne devrait pas dépasser 1.6.

Lorsque le coefficient multiplicateur α_u/α_1 n'a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de α_u/α_1 indiqué dans le tableau 6.1 peuvent être utilisées, Si le bâtiment présente une irrégularité en élévation, les valeurs calculées doivent être réduit par 20%.

Tableau 2.1 valeur du coefficient de comportement selon EC8 [13]

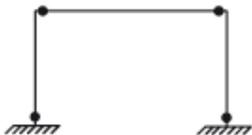
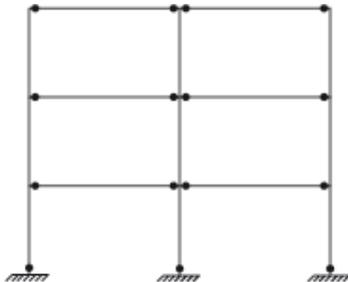
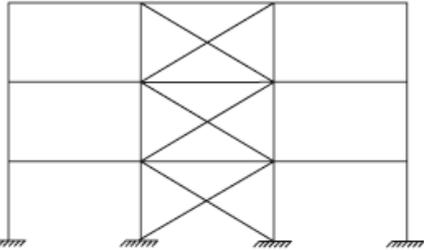
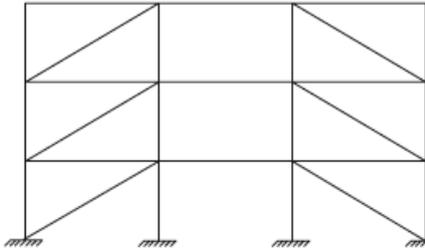
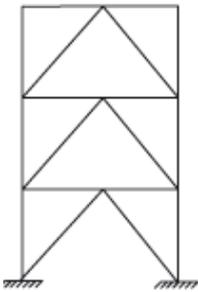
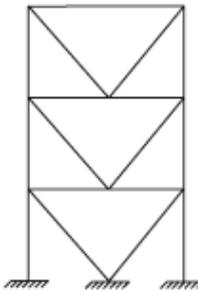
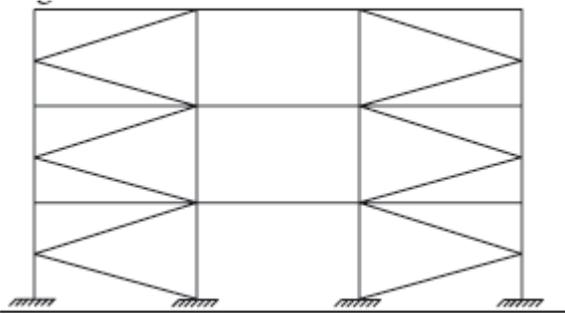
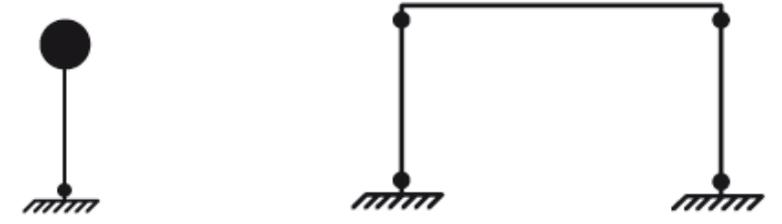
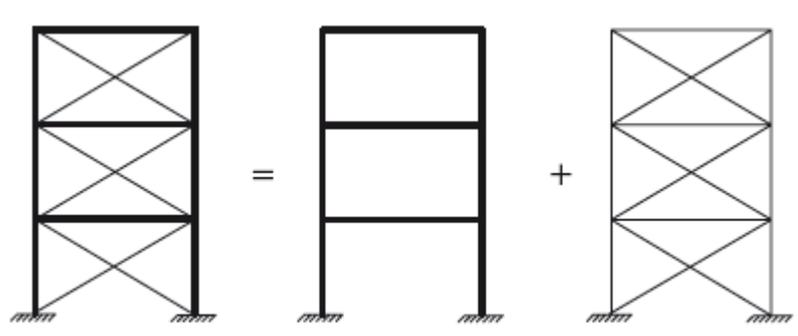
Type structural	Coefficient q	
	DCM	DCH
<p>Portique autostable</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$(1étage) $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$(plusieurs étages)</p> <p>Les zones dissipative dans les poutres et à la base des poteaux</p>	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
<p>Triangulation a barres centrées</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales tendues seulement</p>	4	4
<p>Triangulation a barres centrées en V</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales comprimées et tendues</p>	2	2.5
<p>Triangulation a barres centrées en K</p>  <p>ne sont pas considérés comme dissipatives</p>		

Tableau 2.1 Types des structures et coefficient de comportement selon EC8 (suite)

Type structural	Coefficient q	
	DCM	DCH
<p>Triangulation a barres excentrées</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ Les zones dissipative dans le tronçon sismique</p>	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
<p>Pendule inverse</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$</p> <p>Les zones dissipatives à la base du poteau, ou à l'extrémité du poteau ($N_{Ed}/N_{pl.Rd} < 0.3$)</p>	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
<p>Portique autostable combiné avec diagonales centrées</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ Les zones dissipatives par le portique et les diagonales tendues</p>	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

D'après EC8, les structures régulières en zones de faible séismicité ayant les systèmes structuraux conçus par des sections standards, un facteur de comportement de 1.5-2.0 peut être adopté (sauf les diagonales en K) en vérifiant seulement les exigences de résistance d'EN 1993-1 (EC3) [22].

2.4.3.2 RPA 99 Version 2003

Les valeurs du coefficient de comportement R de RPA99/2003 sont récapitulées dans le tableau 2.3 On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées.

Tableau2.2 Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003[3]

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

2.4.3.3 UBC 97 (Uniforme Building Code)

La dernière version du règlement Américain UBC97 (75^{ème} édition) préconise les valeurs du coefficient de comportement montrées dans le tableau 2.4.

On note ici, que l'UBC97 a été remplacé en 2000 par IBC2000 (international Building Code)[45].

Tableau2.3 Valeurs du coefficient de comportement R selon UBC97 [15]

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles (SMRF)	8.5
Portiques autostables ordinaires (OMRF)	4.5
Ossature contreventée par palées triangulées centrées ordinaires (OCBF)	5.6
Ossature contreventée par palées triangulées centrées ductiles (SCBF)	6.4
Ossature contreventée par palées triangulées excentrées (EBF)	5

2. 5 CONCEPTION SISMIQUES DES ASSEMBLAGES DISSIPATIVES

La règle dite qu'une structure sous dimensionnée mais correctement assemblée est préférable à une structures correctement dimensionnée, mais mal assemblée. En plus l'expérience à montré que des structures n'avait pas la capacité de résister aux efforts sismiques imposés par le règlement sismique en vigueur, bien qu'elles restent intactes durant des séismes récents.

L'impact des assemblages sur l'effondrement des structures est très remarquable dans les structures métalliques durant les séismes récents, notamment ceux de Northridge 1994 et de Kobe 1994.

Afin de prendre en considération cet aspect, plusieurs recommandations sismiques ont été proposées par des recherches antérieures. Certaines investigations ont été homologuées par les règlements parasismiques, en raison de leurs efficacités sous l'excitation similaire à celle imposée par le séisme.

2.5.1 Poutre a section réduite (RBS)

Ce type d'assemblage à pour objet de former les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, c.à.d adopté le phénomène poteau fort/poutre faible indiqué sur la figure 2.5 présentée auparavant.

Cet assemblage, originellement développé à l'Université de Liège en 1990 (Plumier, 1990) [24] est largement utilisée aux Etats-Unis, où il est désigné par « RBS » (Reduced Beam Section) ou « dogbone » (os de chien) montré sur la figure 2.15.

La conception inventée s'articule sur deux objectifs principaux ; le renforcement de l'assemblage et l'affaiblissement de la poutre, dont on réduit la section en retaillant les ailes du profil.

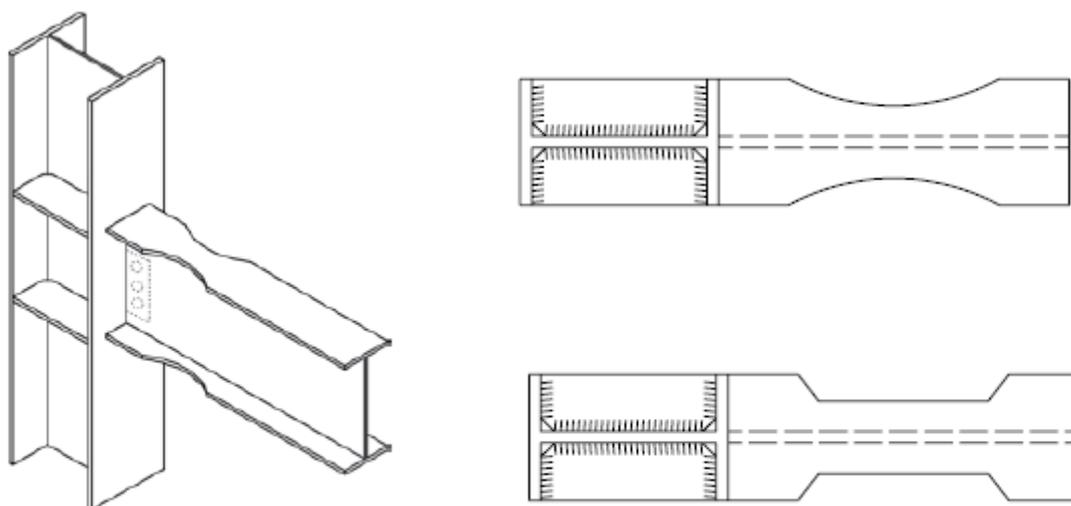


Figure 2.15 Affaiblissement de la poutre par réduction de la largeur des ailes

2.5.2 Raidissage du panneau d'âme

La zone de panneau (âme de poteau) est soumise généralement aux efforts de cisaillements importants engendrés sous l'effet de la flexion des poutres dans les deux directions en raison du chargement cycliques. Afin d'éviter la rupture de l'âme du poteau par voilement, plusieurs exigences adoptées telle que :

La vérification adoptée selon l'Eurocode8, les panneaux d'âme poutre-poteau et leurs sollicitations sont montrés sur la figure 2.16, et doivent respecter la condition suivante :

$$\frac{V_{wp.Ed}}{V_{wp.Rd}} \leq 1$$

Ou : $V_{wp.Ed}$ désigne la valeur de calcul du cisaillement dans le panneau d'âme, dû aux effets des efforts,

$V_{wp.Rd}$ est la résistance au cisaillement du panneau d'âme, conformément à l'EN 1993-1-8[18] .

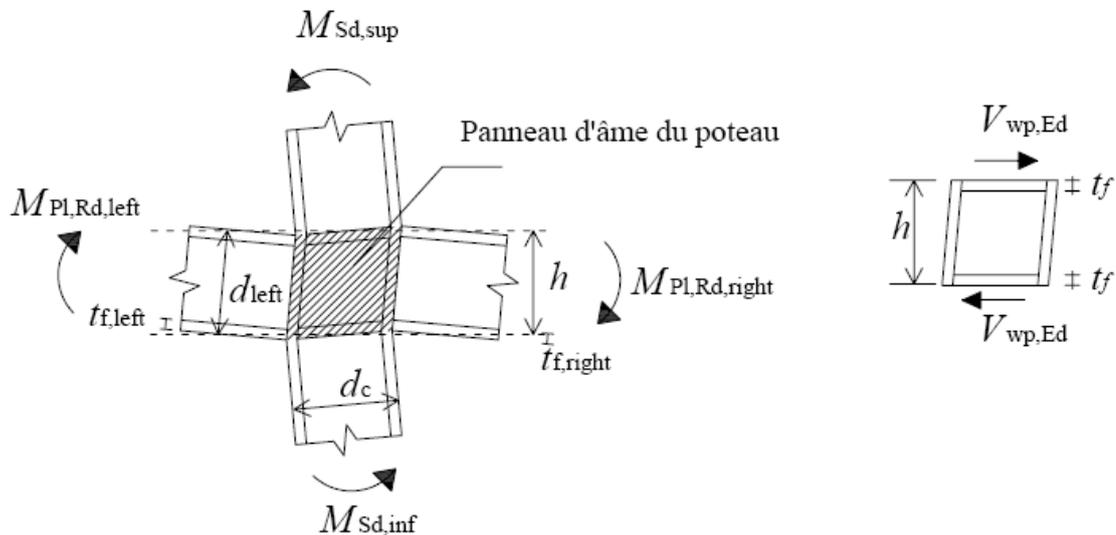


Figure 2.16. Sollicitation du panneau d'âme raidi d'un poteau

La valeur du cisaillement de calcul $V_{wp,Ed}$ est généralement supérieure à la résistance au cisaillement $V_{wp,Rd}$ du panneau d'âme des poteaux réalisés avec des profils laminés, ce qui oblige à placer des plats de renfort, soit soudés sur l'âme, soit placés parallèlement à celle-ci, (voir- Figure 2.17). Les soudures d'assemblage des renforts doivent être au moins aussi résistantes que les renforts eux-mêmes [24].

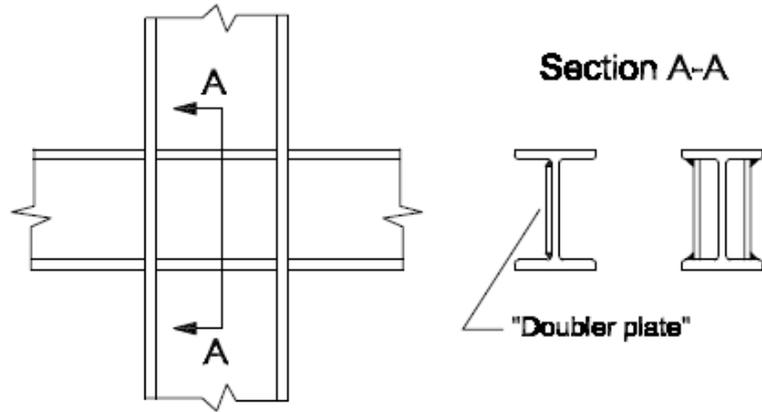


Figure 2.17. Deux options de renfort au cisaillement du panneau d'âme de poteau.

2.5.3 Exigences d'assemblage poutre-poteau selon EC8 et AISC

Le critère poteau fort/poutre faible est corrélé principalement aux capacités de résistance des nœuds poutre – poteau. Plusieurs recherches ont été effectuées pour évaluer les conditions sur lesquelles la performance du panneau d'âme conduit à former les rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux.

A ce propos, le règlement parasismique EC8 préconise à vérifier que le moment plastique (moment résistant) des poteaux doit être supérieur de plus de 30% de celui des poutres, cela doit être vérifié à tous les nœuds poutre-poteaux par la formule suivante, donnée dans l'article 4.4.2.3(4) de EC8 :

$$\frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \geq 1.3$$

avec :

M_{RC} , M_{Rb} somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux et des poutres connectés au nœud respectivement.

Cette formule n'est pas mentionnée dans le RPA, bien que son importance a été indiquée par plusieurs applications en zone sismique, à savoir celle présentée par A.Elghazouli [29], ce dernier a effectué une étude sismique complète d'un bâtiment en charpente métallique avec applications numériques, ainsi celle établis par A.Plumier [24].

L'Eurocode 8 réclame de dimensionner l'assemblage poutre-poteau du portique autostable par un effort supérieur à la résistance plastique de la poutre (moment plastique) et non par le moment (M_{sd}) préconisé par l'Eurocode3 [22] et CCM97 [26], ces deux dernier restent applicables en zone non sismique.

La vérification de cet assemblage selon l'Eurocode 8 et leurs influences en zone sismique est montrée sur la figure 2.18.

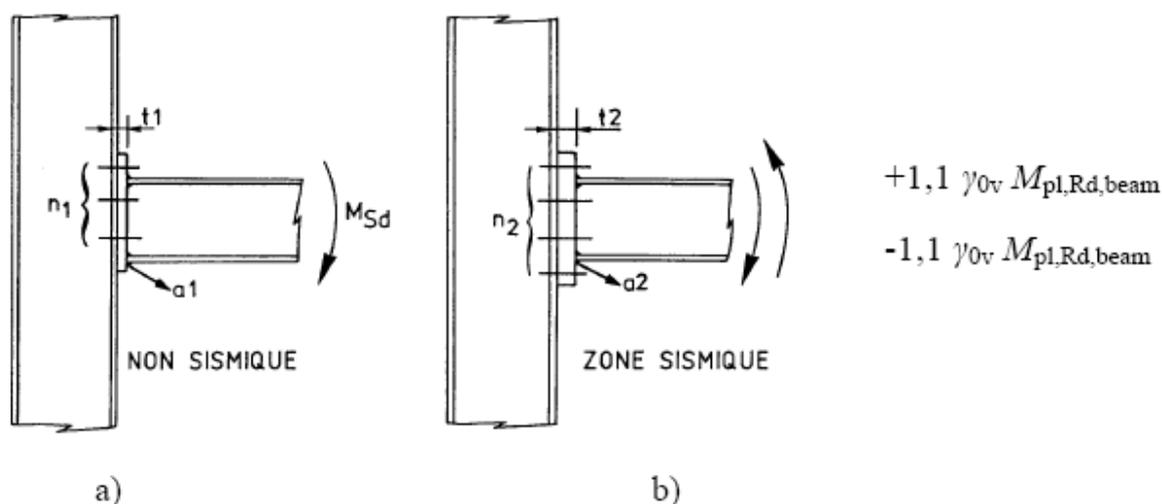


Figure 2.18 Influence des vérifications sismiques sur un assemblage poutre - poteau pleinement résistant.

Selon ANSI/AISC 2005 [27], il existe trois types d'assemblages à l'extrémité de la poutre du portique autostable, ont été examinés pour l'utilisation en zone sismique. La figure 2.19 montre la configuration de ces assemblages.

Nombreuses exemples d'applications (Design guide AISC) ont été établis parallèlement au règlement AISC, tel que celui présenté par Murray [28].

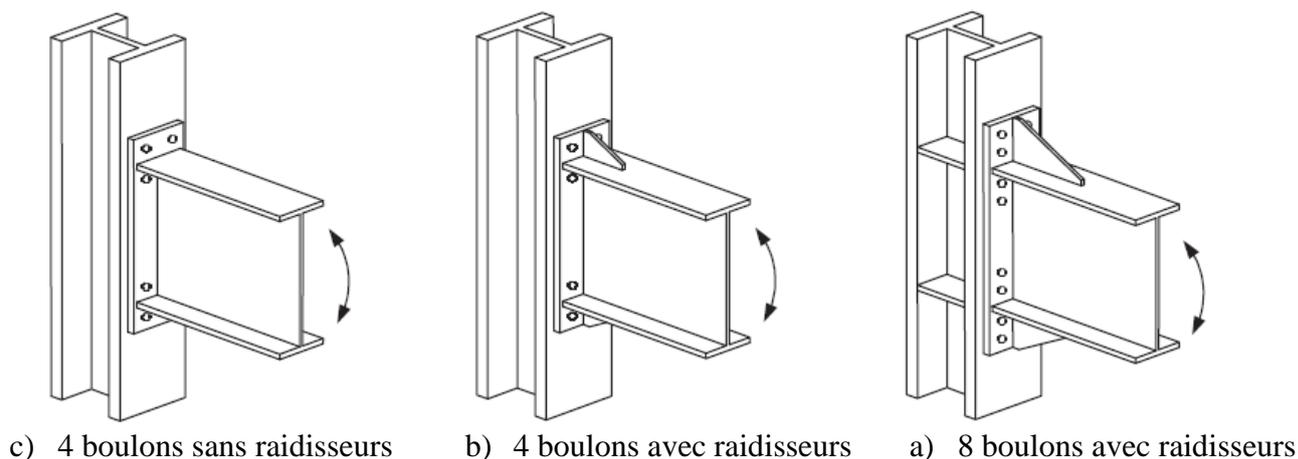


Figure 2.19 Configurations d'assemblage poutre-poteau selon AISC [27]

2.5.4 Assemblage des diagonales

Plusieurs ruptures rapportées aux ossatures avec triangulations centrées durant les séismes récents ont été observées au niveau de leurs assemblages [29,11], tel que celles montrées dans le paragraphe 3.4. En principe, les assemblages de la diagonale peuvent être conçus avec une rotation libre ou empêchée, à condition qu'ils puissent transférer effectivement la traction et la compression axiales cycliques.

Le comportement des assemblages dans et hors plans et leurs influence sur la performance du comportement de la poutre et du poteau, devrait être soigneusement considéré dans tous les cas [29]. L'exécution satisfaisante peut être assurée si le gousset développe la rotation plastique. Les figures 2.20 et 2.21 montrent le concept adéquat de l'assemblage diagonal gousset.

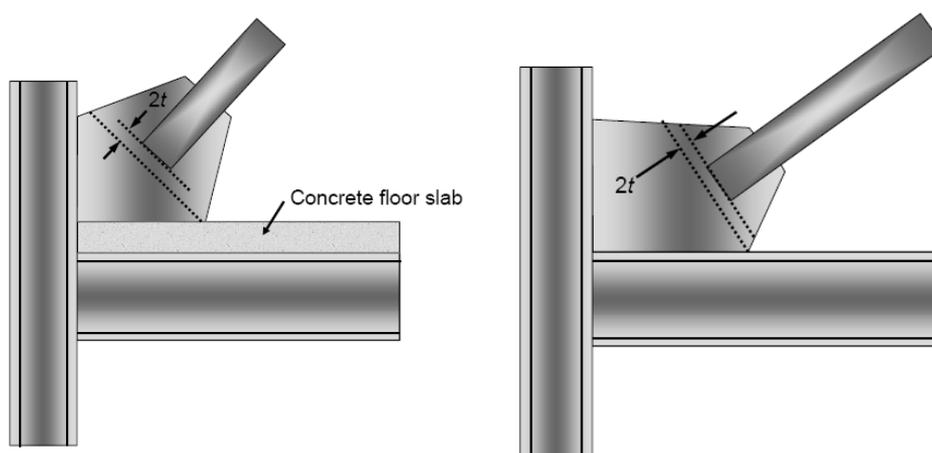


Figure 2.20 Assemblage diagonale-gousset dans les triangulations centrées



Figure 2.21 Assemblage diagonale-gousset dans une structure réelle

2.5 CONCLUSION

A la lumière des conceptions sismiques imposées soit par les recherches antérieures soit par les règlements parasismiques, notamment ceux Européen (Eurocode 8) et Américain (AISC2005), appliquées aux structures métalliques, ce chapitre a conduit aux principales conclusions suivantes :

La performance des structures métalliques en zone sismique est accompagnée par nombreuses recommandations sismiques préconisées par les codes parasismiques.

Les palées de contreventement centrées, paru dans les normes sismiques par des limites strictes de l'élancement, ce dernier n'est pas traité dans les normes non sismiques telles que l'Européen EC3 et Algérien CCM97.

La vérification des assemblages des palées de contreventement et des poutres du portique autostable par un effort supérieur à la résistance plastique de l'élément assemblé, montre l'impacte des assemblages sur le comportement sismique des structures métalliques.

Malheureusement, le Règlement Algérien RPA99 Version2003, est très pauvre en détails du dimensionnement et de vérification du point de vu exigences sismiques des structures en acier en comparaison avec l'Eurocode8 et AISC 2005.

Il convient de noter que ce chapitre ne concerne que la conception sismique des contreventements de type : portique autostable, ossature avec triangulation centrées et excentrées. Néanmoins, il existe d'autres types de contreventement parasismique qui seront évoqués dans le chapitre qui suit.

CHAPITRE 3 :
REVUE SUR LA REPONSE DES STRUCTURES
METALLIQUES

3.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une étude bibliographique sur les recherches antérieures corrélées aux contreventements des structures métalliques, à savoir les triangulations centrées et excentrées, ainsi que la pathologie d'endommagement de ces structures durant les séismes récents.

Tous d'abord on commence par des généralités sur le critère de dissipation d'énergie sismiques des structures, et de présenter les différentes énergies de réaction à celle imposée par le séisme. A propos de l'énergie, la courbe hystérésis qui présente la nature du comportement cyclique d'une structure ou d'un élément, sera bien clarifiée.

Le comportement inélastique des palées de contreventement vis-à-vis des sollicitations cycliques est affecté par plusieurs facteurs, parmi lesquels, l'élançement de l'élément qui sera présenté dans ce chapitre.

Nombreuses recherches ont été effectuées sur les assemblages des structures métalliques, parmi ces recherches, celles concentrées sur les dommages parus après les séismes récents, notamment ceux de Northridge 1994 et de Kobe 1995. L'impact de ces séismes sur les systèmes de contreventement métallique est présenté par suite.

3.2 GENERALITE SUR LE STOCKAGE ET DISSIPATION D'ENERGIE SISMIQUE

Les dommages subis par les constructions après un séisme sont souvent dus à une incapacité à stocker, puis dissiper l'énergie sismique. Cette capacité (ou incapacité) dépend de la forme de la structure, de la nature des matériaux employés, ainsi que du type de contreventement adopté, ce qui influe sur l'amortissement de la structure.

L'amortissement est dit hystérétique s'il est fonction du déplacement et l'amortissement est dit visqueux lorsqu'il est fonction de la vitesse. On note ici qu'il existe deux types d'amortissement, interne (structural) et externe.

3.2. 1 Amortissement interne ou structural

La déformation du matériau de structure lui-même (en phase élastique et en phase plastique) absorbe de l'énergie. C'est généralement la cause principale d'amortissement dans les structures courantes. La ductilité importante d'un matériau comme l'acier permet ainsi de dissiper de façon significative de l'énergie, cet amortissement est hystérétique.

3.2.2 Amortissement externe

Ce type d'amortissement du par exemple au frottement entre la structure et les éléments non structuraux ou au frottement entre sol et fondations. Cet amortissement peut être considérablement augmenté par des dispositifs spécifiques tels que des amortisseurs. Cet amortissement peut être visqueux ou hystérétique.

Ce type d'amortissement est favorable à la structure car il dissipe une partie de l'énergie sismique communiquée par les mouvements du sol à la structure. Cette énergie sismique étant stockée en énergie potentielle de déformation, en énergie cinétique. La dissipation par amortissement diminue l'énergie mécanique stockée.

3.2.3 Absorption de l'énergie sismique par la structure

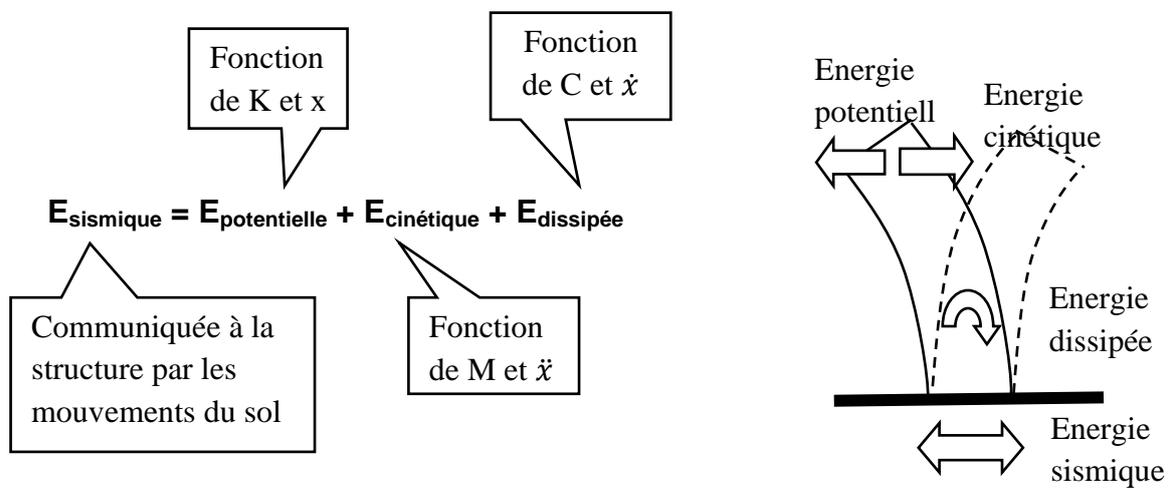
Une structure qui subit des oscillations possède de l'énergie cinétique (E_C), celle-ci produit un travail de déformation qui, si les déformations imposées ne peuvent pas être « absorbées » par la structure, devient un travail de rupture.

On constate en effet que l'effondrement des ouvrages lors d'un séisme est plutôt dû à un manque de déformabilité qu'à un manque de résistance pure des matériaux vis-à-vis des forces.

L'énergie potentielle (E_p) qui sera restituée sous la forme d'énergie cinétique pour ramener la structure à sa position d'origine.

A propos de la dissipation d'énergie, une partie de l'énergie du séisme est dissipée (E_d) sous la forme de chaleur sous l'effet des déformations élastiques de la structure. Nous verrons que l'endommagement peut également être utilisé à cet effet, sous réserve de ne pas provoquer la ruine de la construction.

Ces clarifications sont montrées sur la figure 3.1 ci-dessous.



- M : masse
- K : rigidité
- C : amortissement
- x : déplacement
- \dot{x} : vitesse
- \ddot{x} : accélération

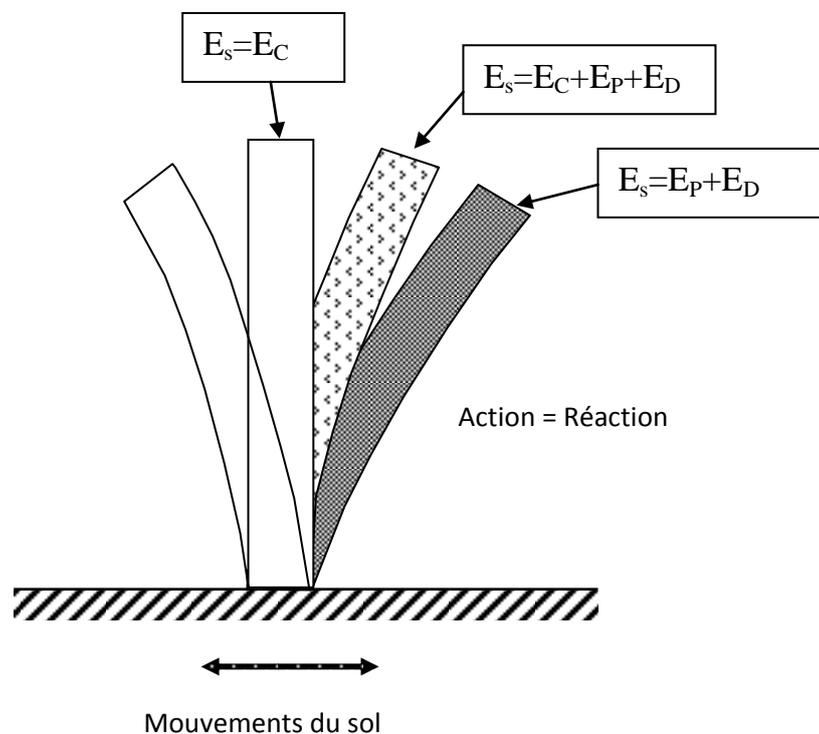


Figure 3.1 Conséquences de l'action sismique sur la structure

3.3 COMPORTEMENT ET CAPACITE DE DISSIPATION D'ENERGIE HYSTERESIS DES PALEES TRIANGULEES

3.3.1 Comportement hystérésis

Les palées de contreventements sont des éléments constitués par la charpente métallique en vue de dissiper l'énergie sismique dans le domaine plastique. Un test du comportement physique d'une diagonale simple soumise à une charge axiale alternée a été effectué par des travaux antérieurs.

Il est usuel d'exprimer le comportement inélastique des membres axialement chargés en termes de force axiale, P , en fonction de l'allongement axial δ . Selon la convention, les forces et les allongements de traction sont exprimés avec des valeurs positives.

La courbe hystérésis est montrée sur la figure 3.2, on note que la déformation des éléments transversaux à mi-portée est représentée par Δ .

Un cycle complet de déformations inélastiques peut être décrit comme suit :

En premier lieu l'élément est comprimé axialement d'une façon élastique à partir du point O (Figure 3.2). Le flambement se produit au point A, les éléments minces sont soumis au flambement élastique le long de l'étape AB. Jusqu'à ce point, le comportement du diagonal est resté élastique et le déchargement procéderait suivant la ligne BAO si la charge axiale de compression était enlevée.

Pendant le flambement, des moments de flexions se développent le long de l'élément, égalent au produit de la force axiale et de la déformation latéral, le moment maximal atteint à mi-portée de l'élément, égale au produit de la charge par le point de flexion maximale Δ , par la suite, le moment plastique de l'élément produit par la charge axiale est atteint à mi-portée, et une rotule plastique commence à se développer (point B sur la figure 3.2).

L'interaction de la flexion et de la force axiale sur le moment plastique doivent être prise en considération pour déterminer la valeur réelle de Δ correspondant au point B.

Le long du segment BC, des augmentations supplémentaires de la déformation de flexion Δ font que la rotation de la rotule plastique à mi-portée de l'élément augmente et que la résistance vis-à-vis de la force axiale diminue. La relation entre P et δ est non linéaire, en raison de l'interaction plastique entre la flexion et la force axiale.

Après le déchargement (à partir du point C de la figure 3.2), la force de compression appliquée est enlevée d'une façon élastique. Après le déchargement, l'élément conserve une grande déformation axiale résiduelle ainsi que d'une grande déformation latérale.

3.3.2 Réponse inélastique des triangulations centrées

La réponse sismique inélastique des diagonales centrées s'effectue principalement par les recherches expérimentales. La figure 3.3 montre la réponse hystérésis d'une diagonale bi-articulée (force P - déformation δ) sous déformations cycliques inélastiques successives.

La figure montre la variation de la ductilité entre la nature de chargement, à savoir compression ou traction.

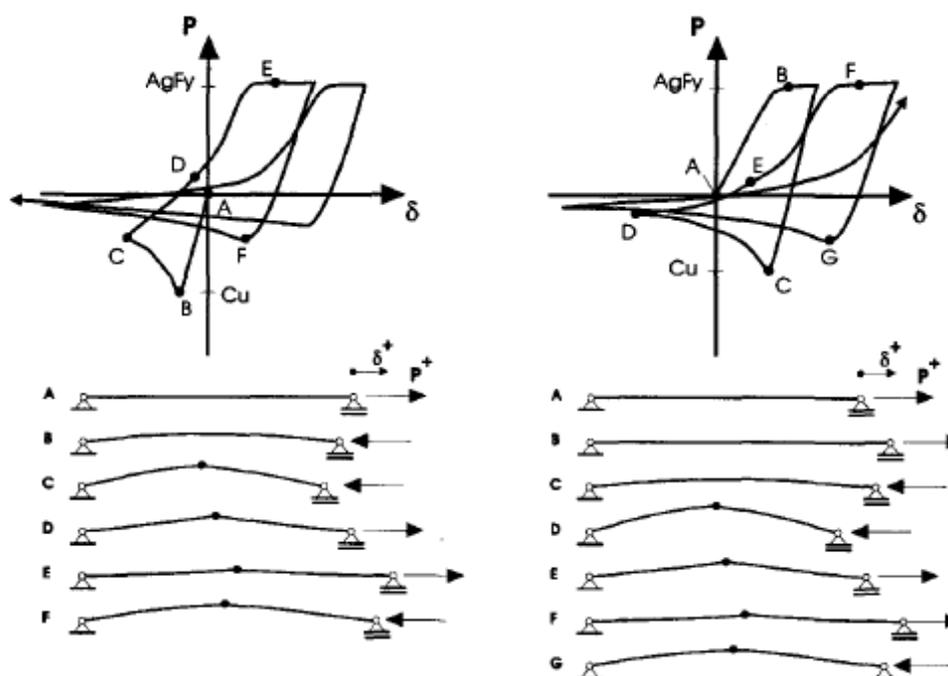


Figure 3.3 Réponse hystérésis typique d'une palée de contreventement

Des exigences de détail et de conception des règles sismiques appliquées aux structures avec triangulations centrées (CBF), ont spécifiés que les diagonales ayant un critère d'élancement (KL/r) et un rapport b/t faibles, sont caractérisées par une performance sismique élevée [30]. Cependant, relativement quelques essais ont étudiés le comportement cyclique de CBF.

Basé sur la revue des résultats expérimentaux des essais effectués par Kangmin Bruneau [30], on constate que les entretoises ayant un coefficient KL/r modéré (80-120) n'ont pas une dissipation d'énergie significative à la compression que celles qui ont un élancement supérieur à 120. La variation de la force de compression dans les diagonales dépend essentiellement de l'élancement (KL/r).

Comme on peut le déduire de la Figure 3.3, l'élancement a un impact majeur sur la capacité d'un élément pour dissiper l'énergie d'hystérésis. Pour un élément très élancé ($\bar{\lambda}$ élevée), le segment OA de la figure 3.2 est court, tandis que le segment AB est long, ce qui résulte une mauvaise capacité de dissipation d'énergie en compression, et pour les palées de contreventements de faible élancement, l'inverse est vrai, et le segment AB n'existe pas (c.-à-d., flambement élastique). L'élancement n'a aucun impact sur la capacité de dissipation d'énergie des diagonales par traction, ceci est bien montré sur la figure 3.4 [14].

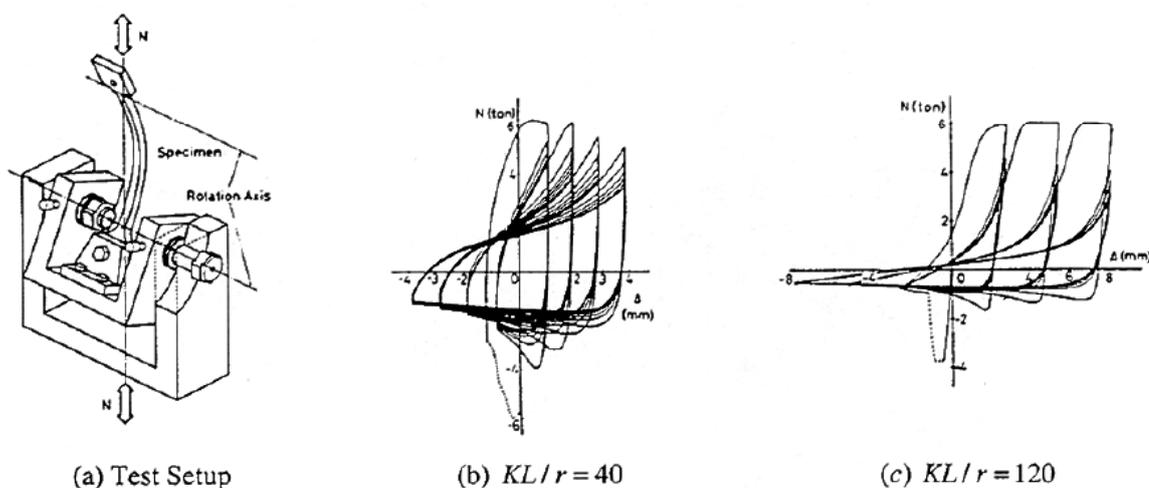


Figure 3.4 Courbes hystérésis expérimentale d'une palée de contreventement

Les courbes d'hystérésis simplifiées pour des diagonales courtes, moyennes et longues sont montrées sur la figure 3.5 [14]. On note ici que si un élément est long, il n'est pas toujours vrai qu'il accuse un élancement élevé.

Les éléments très minces (tels que les barres ou les plaques) peuvent être conçus par l'action d'une tension seulement, souvent utilisée avant la promulgation des dispositions sismiques modernes pour les bâtiments en acier, et toujours utilisée dans des régions non-sismiques.

A propos de l'élancement, on note que des limites sur l'élancement spécifique dans les conditions de conception sismiques ne sont pas corrélées à l'efficacité des diagonales à la compression, mais se rapporte plutôt à d'autres facteurs [30].

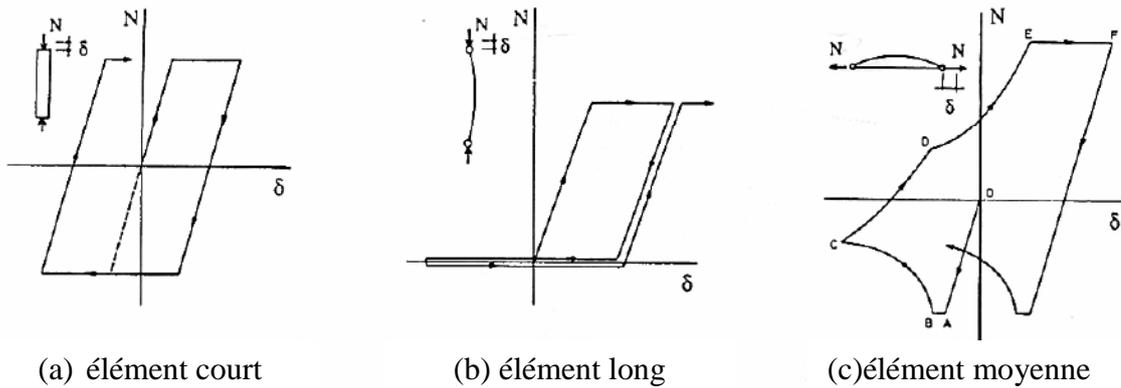


Figure 3.5 comportement hystérésis des palées de contreventements courte, long et moyenne (Effort normal en fonction de la déformation latérale)

3.3.3 Comportement cyclique du tronçon sismique (Link)

Le tronçon sismique considéré comme le point fort ou faible du comportement sismique bon ou mauvais des ossatures avec triangulations à barres excentrées, a fin que la capacité de dissipation d'énergie de ces structures est élevée. Il est essentiel de prévoir un tronçon sismique adéquat. A ce propos, plusieurs chercheurs effectués des études sur le comportement cycliques de ce tronçon par des essais expérimentaux, surtout celles effectuées par Popov [16,31] dès le début après l'invention de ce types de structures, et d'autre étude récentes [32-38].

3.4 ENDOMMAGEMENTS DES STRUCTURES METALLIQUES DURANT LES SEISMES RECENTS

3.4.1 Introduction

Nombreux rapports sur les dommages des structures contreventées par palées de stabilité durant divers tremblements de terre récents peuvent être trouvés dans la littérature. Les dommages typiques incluent le flambement des diagonales comprimées, la rupture des diagonales aux sections nettes faibles et à proximité des zones du flambement locale des diagonales à parois minces (faible élancement), et la rupture des assemblages boulonnés à l'extrémité des diagonales, ainsi que les ruptures des assemblages soudés au niveau des nœuds poutre-poteaux des portiques autostables.

On note que la majorité des dommages affectés les structures métalliques et qui sont présentés dans les rapports et les études antérieurs, ont été observées durant les deux séismes de Northridge 1994 et de Kobe 1995.

3.4.2 Dommages des palées de contreventement

On a déjà cité auparavant, que la meilleure stratégie de conception est d'assurer que les déformations plastiques ne se produiront que dans les diagonales, et que les poteaux, les poutres, et les assemblages restent intacts, ce qui permet à la structure de résister aux forts tremblements de terre sans perdre de résistance.

Plusieurs exemples dans la littérature (Tremblay et al. 1995, 1996; AIJ 1995) [11,14] ont montrés la mauvaise performance de certains comportement d'assemblage entre les diagonales et les éléments principaux (poutres et poteaux) lors d'un tremblement de terre.

La figure 3.6 montre un exemple où la palée de contreventement est subie une rupture fragile au niveau de leur section nette située dans la zone d'assemblages boulonnés. D'autre part, la figure 3.7 montre également une poutre endommagée sous l'effet de la charge verticale des diagonales, par conséquent, cette poutre est soumise au voilement. Les dommages au niveau des soudures sont représentés dans la figure 3.8 par une rupture fragile.

Suite à ces dommages importants, toute la structure risque de s'effondre. Et par conséquent, plusieurs exigences sismiques nécessaires relatives à la conception des palées triangulées, spécialement les palées centrées, en vue d'atteindre une résistance et une ductilité adéquate sont présentées dans le chapitre 2.

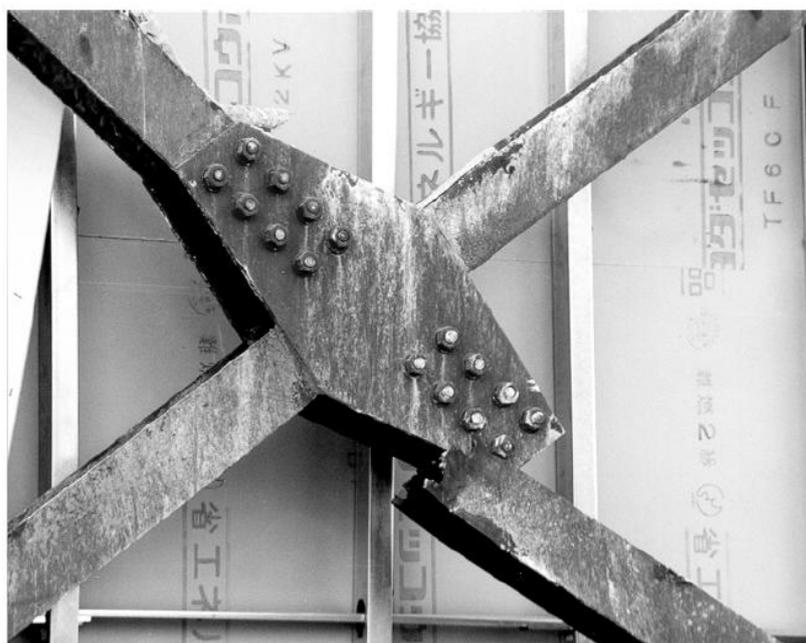


Figure 3.6 Rupture au niveau de la section nette de la diagonale



Figure 3.7 Rupture des boulons de la diagonale par cisaillement



Figure 3.8 Voilement de la poutre sans appui latéral au niveau des palées de contreventement



Figure 3.9 (a) Rupture fragile de la soudure des palées de contreventement



Figure 3.9 (b) Rupture fragile de la soudure des palées de contreventement

La figure 3.10, montre une diagonale qui a subi une action de flambement dans un bâtiment à 3 étages de California Federal Savings Bank, suite au séisme de Whittier Narrows (M 5.9) en 1987.



Figure 3.10 Flambement d'une diagonale d'un bâtiment en California

3.4.3 Dommages des soudures poutre-poteau des portiques autostables

Des dommages considérables ont été observés au niveau des assemblages soudés des portiques autostables des bâtiments suite au tremblement de terre de Northridge (M 6.7) en 1994 [16.17]. Les ruptures sont observées à la racine des assemblages soudés situés entre les semelles inférieures de la poutre et les poteaux. Dans certains cas ces ruptures se sont prolongées même à travers les poteaux (fig. 3.11 et 3.12)[39].

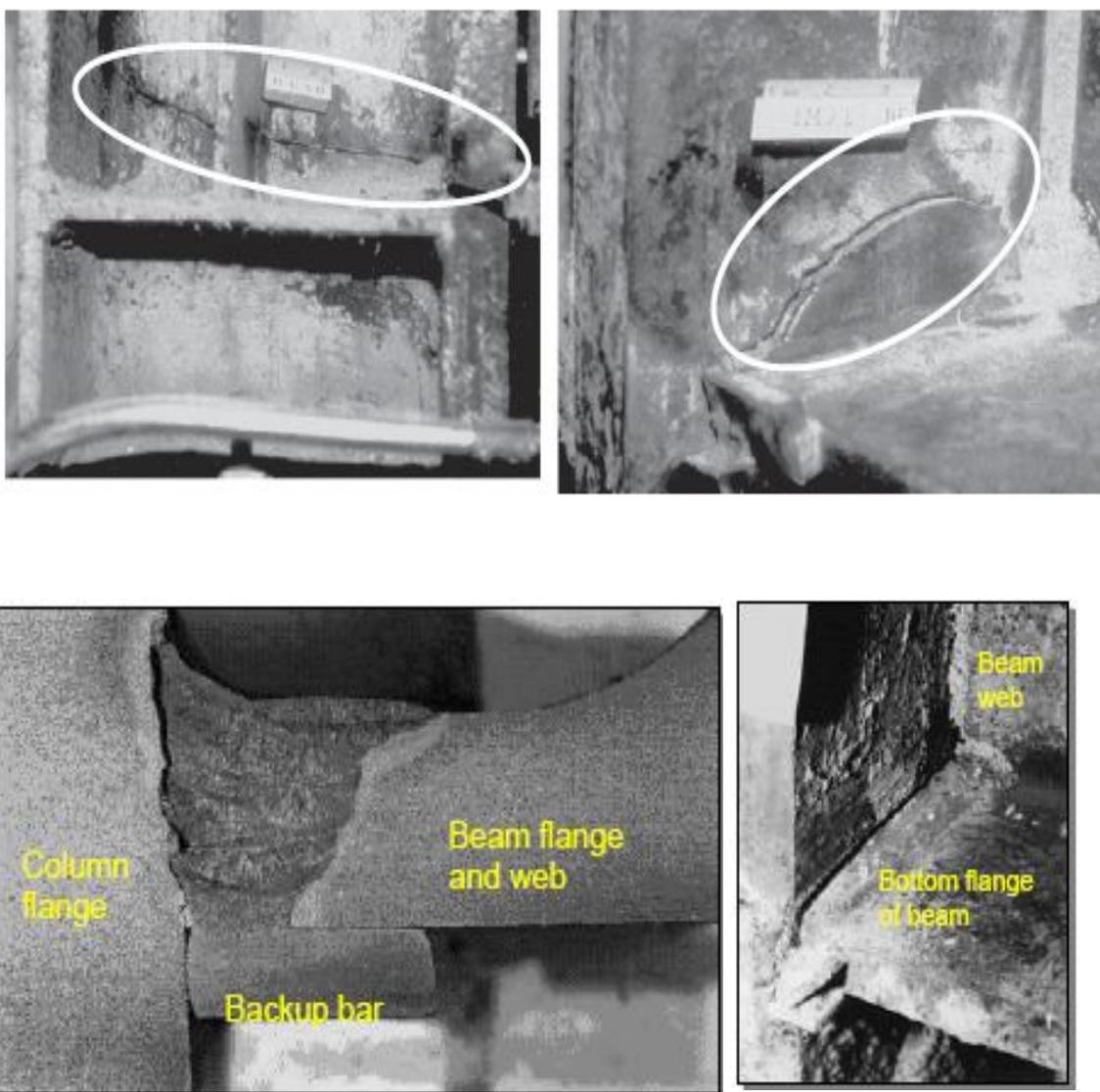


Figure 3.11 Dommages au niveau de nœuds poutre-poteau durant le séisme de Northridge 1994

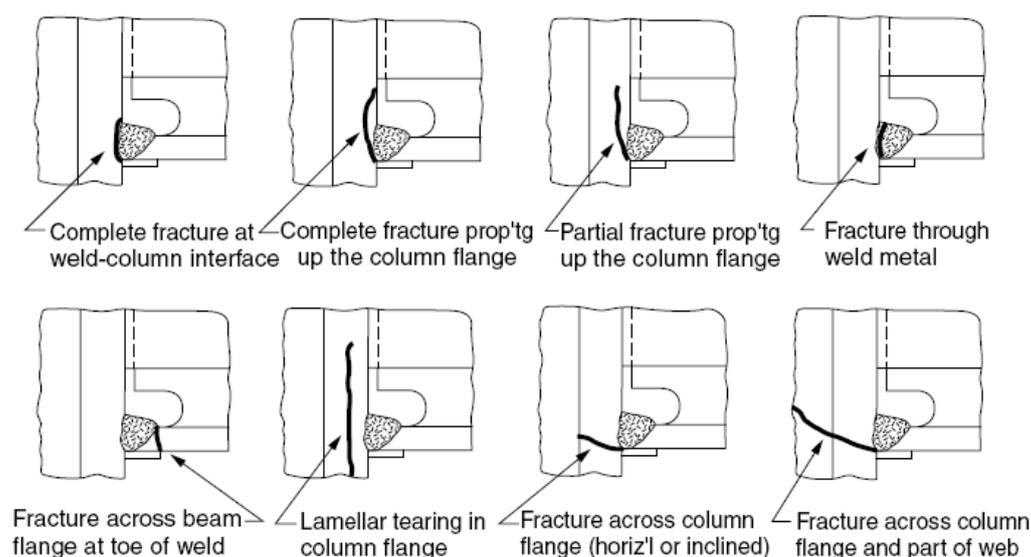


Figure 3.12 modes de ruptures observés au niveau de la soudure de la semelle inférieure de la poutre et la semelle du poteau durant le séisme de Northridge 1994.

Répondant à cette préoccupation, l'Agence fédérale des situations d'urgence (Federal Emergency Management Agency ;FEMA) prépare un programme de recherche connu sous le nom de programme SAC, dont l'appellation vient de SEAOC [4], ATC [8] et CURE[9].

Le projet SAC a pour objet de déterminer la cause d'endommagement des structures métalliques pendant le séisme de Northridge 1994, et de recommander les procédures de conception et de construction pour atténuer les problèmes identifiés. Ce programme a conclu que les dommages étaient une conséquence de grandes concentrations de contraintes et de déformations induites par la configuration typique d'assemblages, des défauts et déchirures importantes sont présentés au niveau des joints soudés.

Le projet SAC a également élaboré des procédures pour l'évaluation des performances sismiques des structures métalliques par des essais expérimentaux appliqués aux structures de la même configuration que celles endommagées. Les figures 3.13 à 3.15 montrent quelques exemples de ces travaux [20].

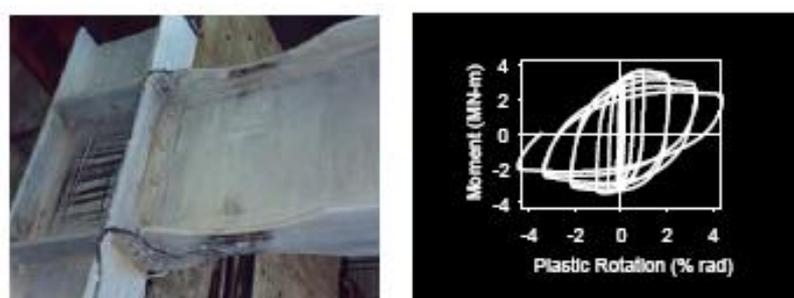
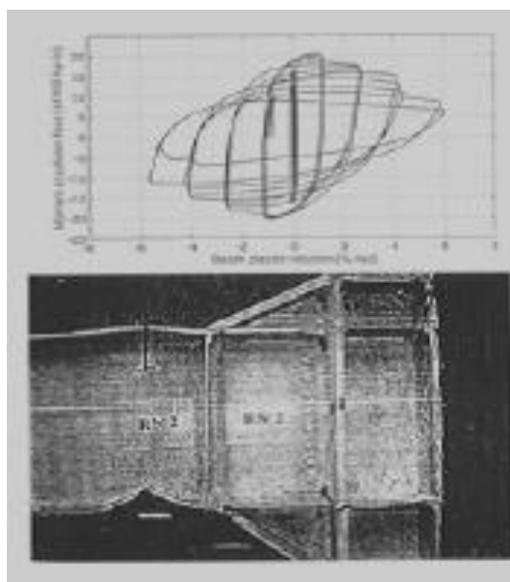


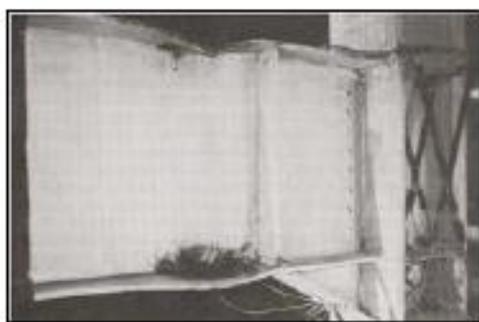
Figure 3.13 Comportement excellent d'une poutre à section réduite



a). Poutre de 8 boulons avec raidissages



b). Poutres renforcées avec raidissages



c). Poutres renforcées avec raidissage

Figure 3.14 Comportement excellent des poutres



a). configuration d'essais



b). Formation de la rotule



c). Rupture au niveau de la section nette de la plaque

Figure 3.15 Mécanisme de la rupture d'une poutre en castré par deux sections d'extrémité en T

3.5 NOUVEAUX SYSTEMES PARASISMIQUES

La préoccupation à remédier les dommages observés durant les séismes récents, impose aux spécialistes de la conception parasismique à créer des nouveaux systèmes parasismiques, afin d'empêcher ou limiter ces dommages, ainsi d'assurer une bonne capacité de dissipation d'énergie sismique et diminuer l'énergie communiquée par le mouvement de sol.

Parmi ces systèmes, la barre résistante au flambement (Buckling Resistant Brace ; BRB), qu'a été homologuée dans le règlement Américain l'AISC. Ainsi les systèmes dissipateurs d'énergies, dont les différents types de ces dispositions parasismiques seront présentés ci-après.

3.5.1 Barre résistante au flambement (BRB)

Le concept d'éliminer le mode d'instabilité par flambement dans les éléments intermédiaires et minces soumises à la compression observée au niveau des entretoises comprimées dans les ossatures avec triangulation centrées. La solution théorique pour éliminer ce mode d'instabilité est très simple : fixer latéralement l'élément comprimé, de sorte que la longueur du flambement de l'élément soumis à la compression approche effectivement de zéro [40]. Leur performance à la compression est montrée sur la figure 3.16.

La figure 3.17 représente le type adopté de barre résistante au flambement

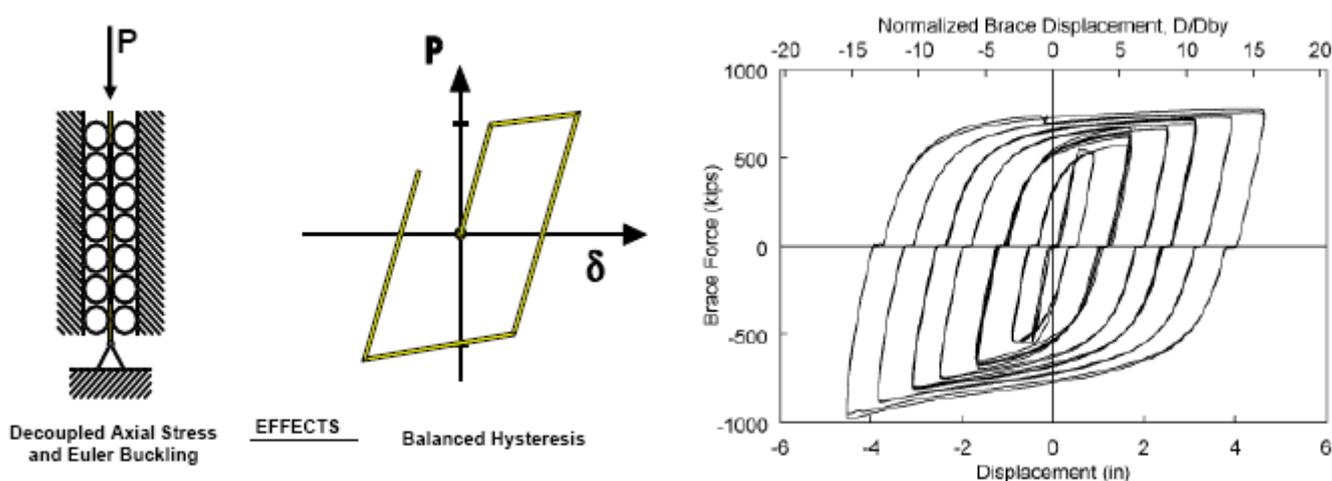


Figure 3.16 Mécanisme du comportement de la barre résistante au flambement

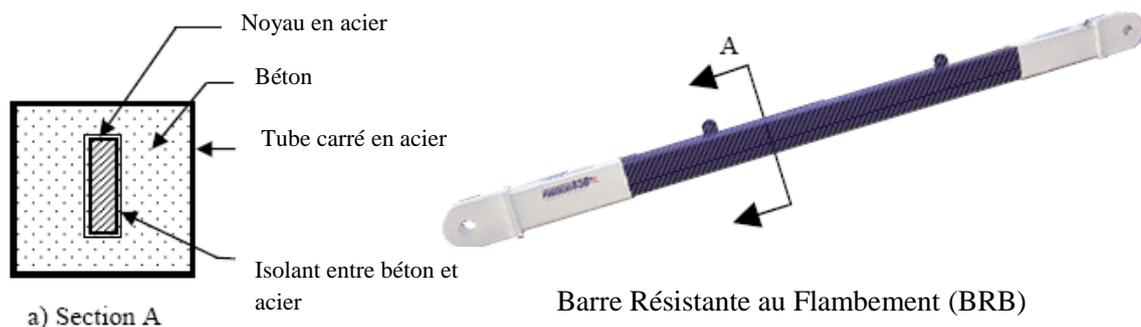


Figure 3.17 Représentation d'une barre résistante au flambement

Les déplacements maximaux des structures diminuent généralement à mesure que la rigidité de BRB augmente. Ainsi que l'utilisation de l'acier de faible résistance pour BRB, qui subit aux plus grande déformations plastique et absorbe plus d'énergie, est favorable pour réduire des dommages structurels [41,43]. Ce type de contreventement est adopté dans les structures métalliques aux Etats Unis, tel que montrer sur la figure 3.18 [42]



Figure 3.18 Structure avec barre résistante au flambement en cours de construction (Etats Unis)

3.5.2 Dissipateur d'énergie

Nombreuses systèmes dissipateurs passives sont mis en application aujourd'hui, afin de minimiser l'énergie communiquée par le séisme aux structures, ainsi d'améliorer la capacité de dissipation de cette énergie. Ceux-ci peuvent être classifiés en trois catégories ; par hystérésis, métallique et visqueux ou viscoélastique.

3.5.2.1 Dissipateur Hystérésis

Les systèmes d'amortissement par hystérésis incluent les dispositifs basés sur le frottement et ceux basés sur le comportement plastique. Une étude d'EERC (Earthquake Engineering Research Center) a étudié un dispositif de frottement développé par « Sumitomo Metal Industries » au Japon, montré sur la figure 3.18 (Aiken et Kelly, 1990) [44].

Ces dispositifs de frottement de haute performance ont été développés à l'origine pour absorber les chocs dans les chemins de fer, par suite ils sont utilisés dans les structures de génie civil, notamment les bâtiments et les ponts. La figure 3.19 représente la disposition de ce type dans une structure.

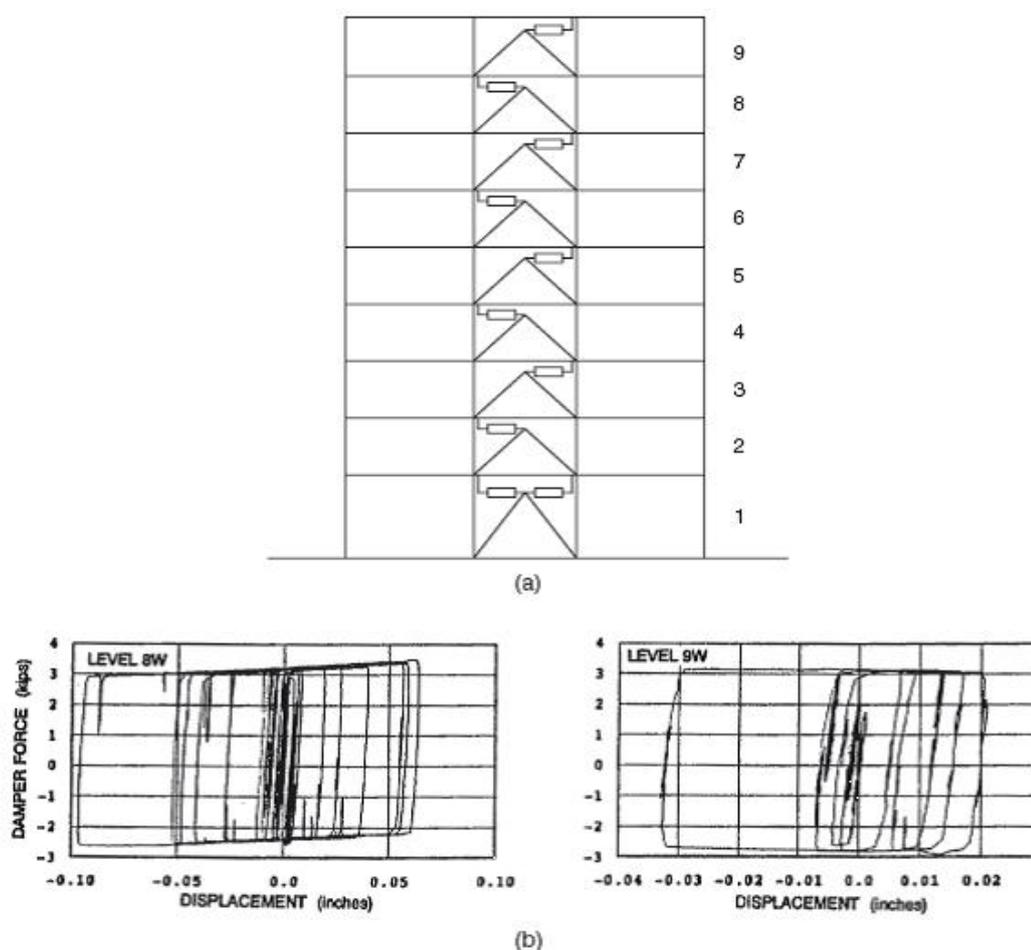


Figure 3.19 Comportement hystérésis d'un dispositif d'amortisseur de frottement dans les deux étages principaux dans l'étude d'EERC (PGA : 0.753 g).

3.5.2.2 Dissipateur métallique (TADAS)

L'absorption d'énergie d'amortisseurs métalliques est assurée par le comportement hystérésis des métaux soumis à la déformation plastique.

Une large variété de tels amortisseurs métalliques a été examinée ces derniers temps. Un de ces systèmes intitulé, « Rigidité et Amortissement Supplémentaires Triangulaires » (Triangular Added Damping And Stiffness, noté **TADAS**), est mis en application à l'aide des plaques triangulaires en acier (figure 3.20) [44]. Ce dispositif a pour avantage d'augmenter la rigidité et l'amortissement de la structure.

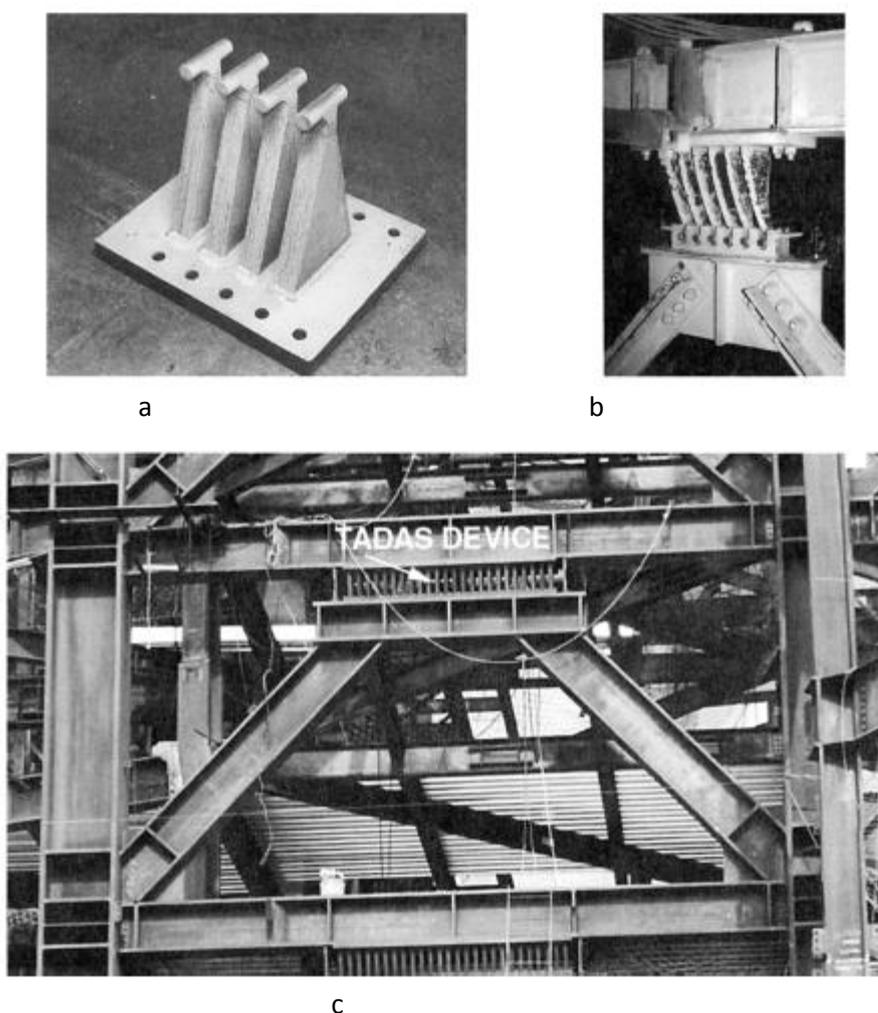
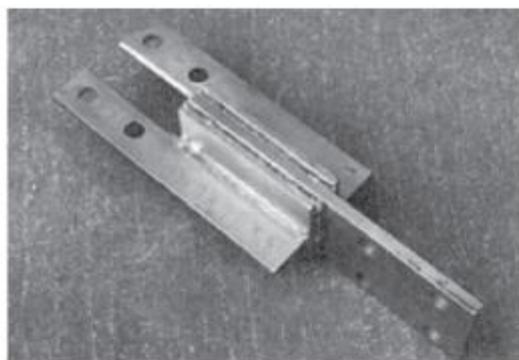


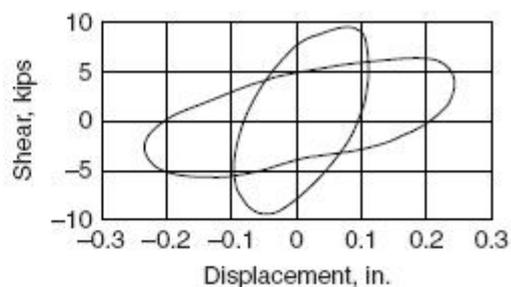
Figure 3.20 : Configuration du dissipateur métallique TADAS (a) dispositif TADAS (b) TADAS sous chargement (c) TADAS dans une structure réelle ‘ Core Pacific City Building’, Taipei (Taiwan).

3.5.2.3 Dissipateur Viscoélastique

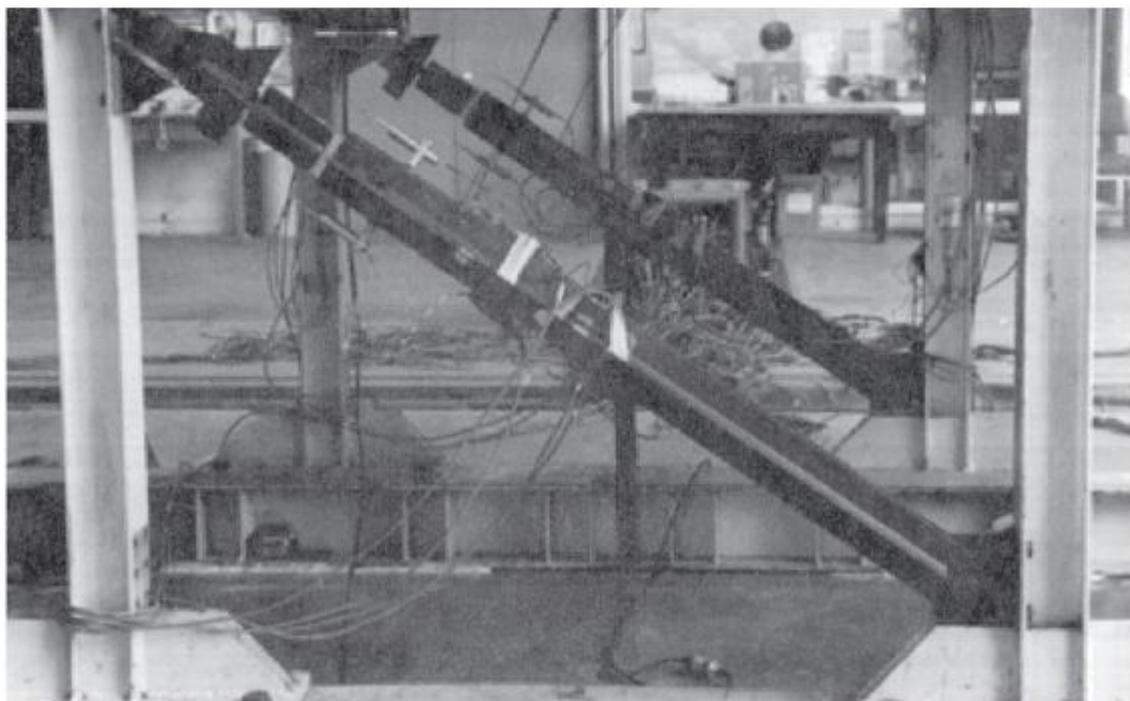
L'utilisation des copolymères pour absorber l'énergie sous les déformations de cisaillement a été développée principalement aux Etats-Unis, dans ce dispositif, des couches de copolymères sont assemblées avec les plaques en acier comme montré sur la figure 3.21. La courbe d'hystérésis est presque elliptique. L'énergie est dissipée par le mouvement relatif entre les plaques en acier de l'extérieur et la plaque de centre du dispositif.



(a)



(b)



(c)

Figure 3.21 Configuration du dissipateur viscoélastique a) Amortisseur au cisaillement Viscoélastique; (b) diagramme force-déplacement et (c) essais expérimental d'une diagonal avec amortisseur viscoélastique.



Figure 3.22 dispositif d'amortissement visqueux dans un bâtiment.



Figure 3.23 dispositif d'amortisseur visqueux installé en tant qu'élément diagonale d'une structure

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre à caractère bibliographique, on peut relever quelques critères importants sur le comportement sismique des structures métalliques, à savoir le comportement hystérésis des diagonales centrées et excentrées vis-à-vis des charges cycliques, ainsi que la pathologie d'endommagement de ces structures durant les séismes récents.

Il en ressort d'après ce chapitre les points suivants :

La réponse inélastique des palées de contreventement est affectée par leurs élancements, cela a été affirmé à la lumière des essais cycliques. Cependant des limites de l'élancement ont été imposées par les règlements, bien que l'élancement ne soit pas le seul critère qui influe sur la réponse de ces palées

L'impact des assemblages des palées de contreventements et ceux des poutres aux poteaux dans les portiques autostables, sur la réponse sismique des structures métalliques a été confirmé par les endommagements des structures pendant les séismes récents.

Les ossatures avec triangulation excentrées sont caractérisées par une bonne capacité de dissipation d'énergie à l'appui de leurs tronçons d'excentrement sismique (Link). Cependant, de nombreuses recommandations sont imposées par les règlements parasismiques pour avoir un tronçon sismique adéquat.

CHAPITRE 4 :
METHODES D'ANALYSE STRUCTURALE

4.1 INTRODUCTION

Dans le calcul parasismique habituel des structures, on fait appel à diverses méthodes d'analyses qui, à savoir leurs utilité dans le règlement en vigueur, ont pour objet de calculer les contraintes imposées par l'action sismique.

Les contraintes et les déformations résultant du mouvement de sol peuvent être évaluées par différentes méthodes qui fournissent différents degrés d'exactitude. Les méthodes suivantes peuvent être adoptées [2,3] :

- Analyse statique équivalente
- Analyse modale spectrale
- Analyse temporelle (généralement par accélérogramme)

Ces trois méthodes peuvent être utilisées pour une analyse linéaire, bien que l'analyse non linéaire est effectué généralement par les deux principales méthodes, à savoir statique non linéaire (Puchover) et dynamique non linéaire basé essentiellement sur des accélérogrammes sismiques réelles ou simulés, ainsi par un chargement cyclique adopté par les règlements ou par les laboratoires de recherches.

4.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

D'après RPA99/2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W \quad (3.1)$$

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

La distribution verticale de la force sismique à la base V sur la hauteur de la structure est exprimée selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (3.2)$$

Pour tenir compte l'effet des modes supérieurs de vibration, la force concentrée au sommet F_t doit être déterminée par la formule :

$$F_t = \begin{cases} 0.07 TV & \text{avec } F_t < 0.25V \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ se} \end{cases} \quad (3.3)$$

La distribution de la force restante de V ($V-F_t$) est effectuée sur la hauteur de la structure par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (3.4)$$

On note que le calcul la force sismique V du Règlement RPA est inspiré du celui Américain UBC (Belazougui)[47].

Le règlement Américain UBC considéré comme le premier règlement parasismique (fondé en 1927), la dernière version de ce code, UBC 97 (75^{ème} édition) qui a été remplacé par IBC 2000, ce dernier est actualisé chaque trois année, d'où il existe IBC2003, 2006 et 2009 [45,46].

UBC a exprimé l'effort sismique à la base avant 1958 par la formule suivante :

$$V = KCW \quad (3.5)$$

Avec W poids de la structure

K coefficient du système structural

C facteur d'amplification spectral donné en fonction de la période fondamentale de la structure T ,

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$$

La formule 3.5 à été modifié plusieurs fois, dont la version de l'UBC 1988 préconise de déterminer l'expression de l'effort à la base :

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W \quad (3.6)$$

Avec, C a incorporé le facteur de réponse de structure de sol S, et R_w signifie le principe du facteur K (appelé cette fois, facteur de comportement).

4.3 ANALYSE MODALE SPECTRALE

Cette méthode, largement utilisé en Algérie, est basé sur les modes de vibration libre du système examiné. Dont l'objectif est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

L'équation du mouvement d'un système à un degré de liberté, montré sur la figure 4.1, s'écrit comme suit :

$$m(\ddot{x}) + c(\dot{x}) + k(x) = p(t) \quad (3.7)$$

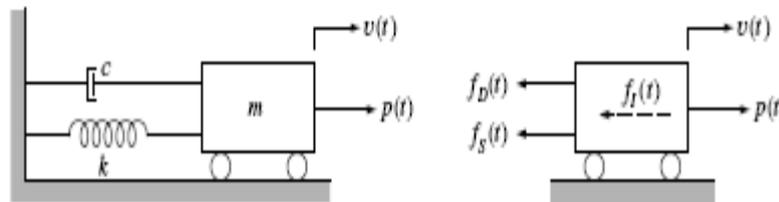


Figure 4.1 Système à un degré de liberté

Cependant, l'équation de mouvement régissant le problème de la vibration libre, d'un système à plusieurs degrés de liberté, est habituellement écrite sous la forme suivante [2]:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{0\}$$

[M] et [K] : la matrice de masse et de rigidité respectivement.

4.3.1 Concept du spectre de réponse

En général le spectre de réponse est un graphe qui caractérise la réponse maximale (déplacement maximum, vitesse, accélération, ou toute autre quantité) d'une fonction spécifique de charge pour tous systèmes à un seul degré liberté. L'abscisse d'un spectre de réponse représente la fréquence (ou la période) du système et l'ordonnée indique la réponse maximale. Un exemple d'un spectre de réponse est

ceci est montré dans figure 4.2, dans lequel un bâtiment à un étage est soumis au déplacement du sol par une fonction $v_g(t)$.

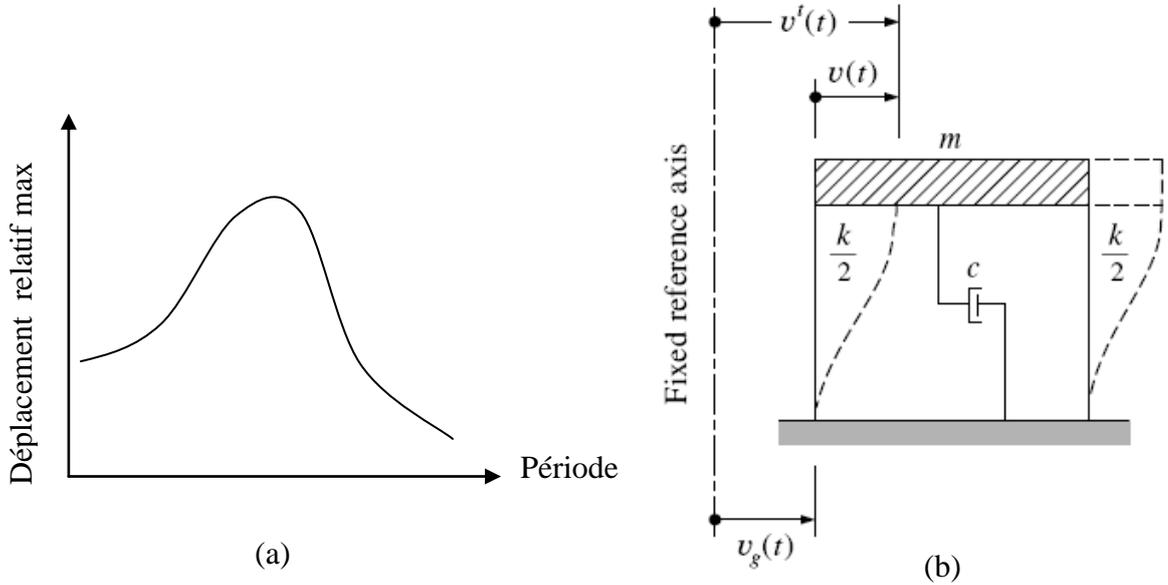


Figure 4.2 a) configuration du spectre de réponse b) Système à un degré de liberté

Cependant, la réponse maximale est tracée soit en fonction de la fréquence f ou de la période T , c'est une question de préférence personnelle. Nous avons choisi ce dernier parce que l'ingénieur préfère l'utilisation de la période T plutôt que la fréquence normale, en raison que la période de vibration est un concept plus habituel.

Une variété de spectres de réponse peut être définie selon la quantité de réponse choisie, les réponses maximales sont les suivantes :

$$u_0(T_n, \xi) = \max |u(t, T_n, \xi)| \quad (3.8)$$

$$\dot{u}_0(T_n, \xi) = \max |\dot{u}(t, T_n, \xi)| \quad (3.9)$$

$$\ddot{u}_0(T_n, \xi) = \max |\ddot{u}(t, T_n, \xi)| \quad (3.10)$$

Avec : u_0 , \dot{u}_0 et \ddot{u}_0 sont respectivement, la déformation, la vitesse et l'accélération
 T_n est la période de la structure, et ξ représente l'amortissement.

Le spectre de réponse en déformation est un graphe de u_0 en fonction de T_n pour un amortissement ξ fixe, le graphe semblable pour \dot{u}_0 est le spectre de réponse de la vitesse relatif, et pour \ddot{u}_0 est le spectre de réponse d'accélération.

4.3.2 Spectre de réponse en déplacement (vitesse et accélération)

Etant donné un système à un degré de liberté de masse m , soumis à une excitation sismique à sa base, définie par l'accélérogramme d'Elcentro représenté sur la figure 4.3(a) (A.K Chopra 1981) [6]. La réponse en déformation de ce système sous l'effet du séisme est indiquée sur la figure 4.3 (b), (c) et (d)), avec des périodes fondamentaux différents et un amortissement constant. Cette réponse temporelle est calculée soit par l'intégration directe de l'équation du mouvement dans le domaine temporelle, soit par la solution de l'intégrale de Duhamel [Clough et Penzien][5].

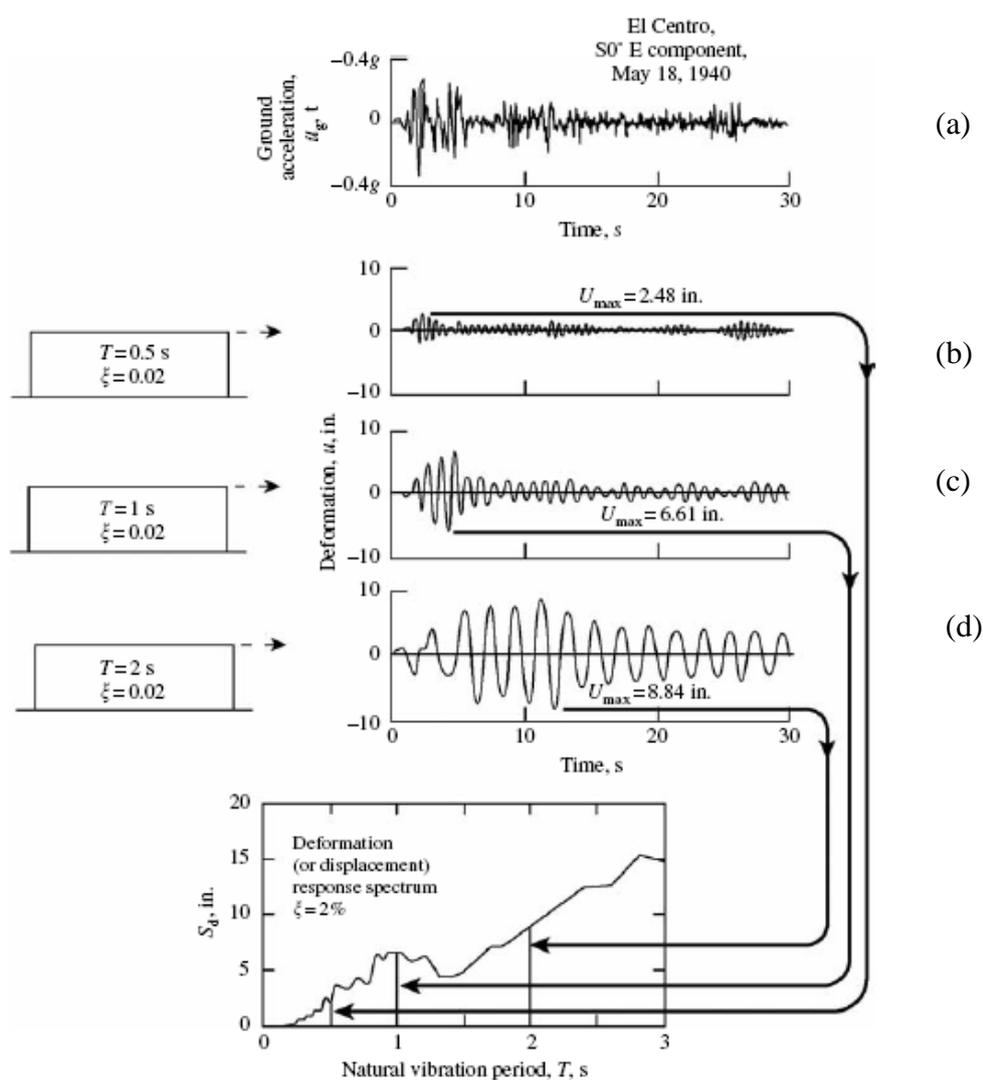


Figure 4.3 Spectre de réponse en déformation (ou déplacement)

Les spectres de réponse en vitesse et en accélération sont obtenus de la même manière indiquée ci-dessus pour le spectre en déplacement. La figure 4.4 montre ces trois spectres sous l'accélérogramme d'Elcentro.

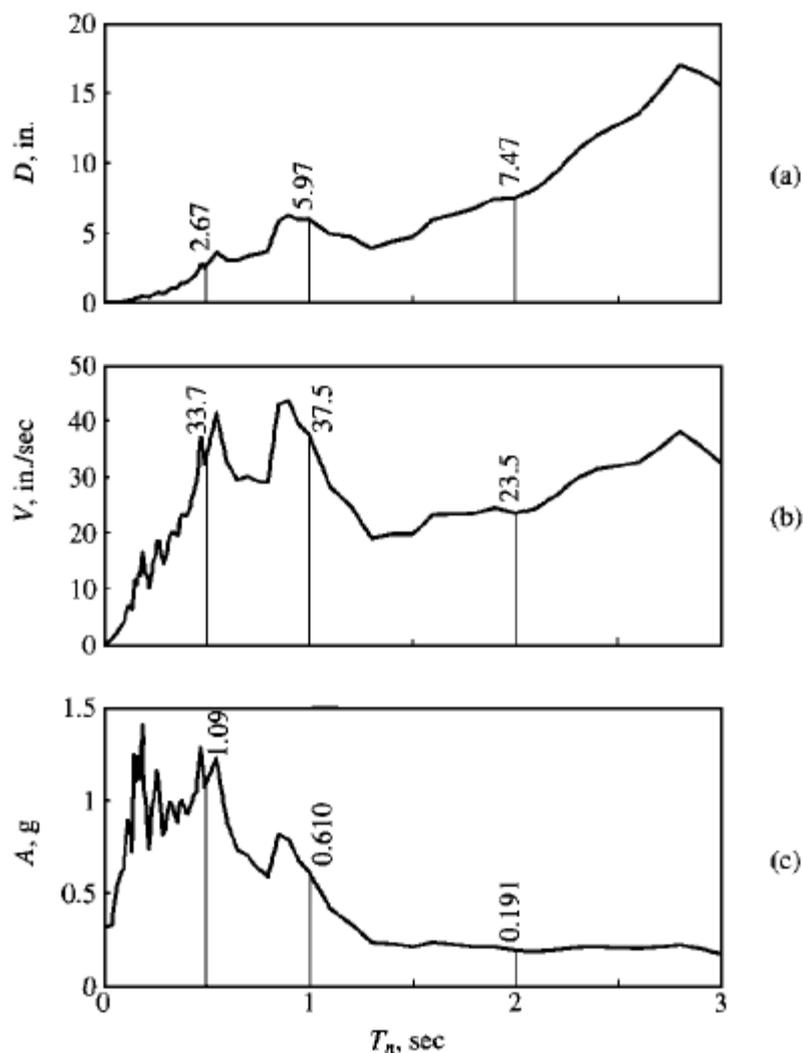


Figure 4.4 Spectre de réponse sous l'accélérogramme d'Elcentro ($\xi = 0.02$) :
a) spectre de réponse en déplacement ; b) spectre de réponse en pseudo-vitesse ;
c) spectre de réponse en pseudo-accélération

Les spectres de réponse en pseudo-vitesse et en pseudo-accélération peuvent être obtenus à partir du spectre en déplacement par les deux équations suivantes :

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (3.11)$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad (3.12)$$

4.3.3 Spectre combiné déplacement-vitesse-accélération

Chacune de ces spectres de réponse en déplacement, en pseudo-vitesse et en pseudo-accélération obtenus sous l'effet d'un séisme donné montrent la même information de la réponse structural. Connaissant un seul spectres, les deux autres spectres peuvent être obtenus par l'opérations algébrique ci-dessus.

Pourquoi nous avons besoin aux trois spectres quand chacun de eux contient la même information ?

Une des raisons est que chaque spectre fournit directement une quantité physiquement significative. Le spectre en déplacement fournit le déplacement maximal du système. Le spectre de pseudo-vitesse est lié directement à l'énergie de déformation maximale accumulée dans le système durant un tremblement de terre. Le spectre en pseudo-accélération est lié directement à la valeur maximale de la force statique équivalente de cisaillement à la base.

La deuxième raison se situe dans le fait que la forme du spectre peut être approximative.

Plus aisément pour les buts de conception à l'aide de chacune des trois quantités spectrales. Un graphe combiné montre chacun des trois quantités spectrales est particulièrement utile. Ce type de graphe a été développé pour des spectres de réponse sous accélérographes sismiques réels, apparant pour la première fois, par A.S. Veletso et N.M. Newmark en 1960[6]. Cette présentation est possible parce que les trois quantités spectrales sont mises en corrélation par les équations ci-dessus, récrit comme suit :

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \text{ ou } \frac{T_n}{2\pi} A = V = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (3.13)$$

Une fois que le graphe a été construit, les trois spectres de réponse en déplacement(D), en pseudo-vitesse (V) et en pseudo-accélération (A) de la Fig.4.4 peuvent être combinés dans un seul graphe simple. Les données numériques pour V et T qu'ont été tracés sur la Fig.4.4.b en échelles linéaires sont retracées sur la Fig.4.5 caractérisée par des échelles logarithmiques.

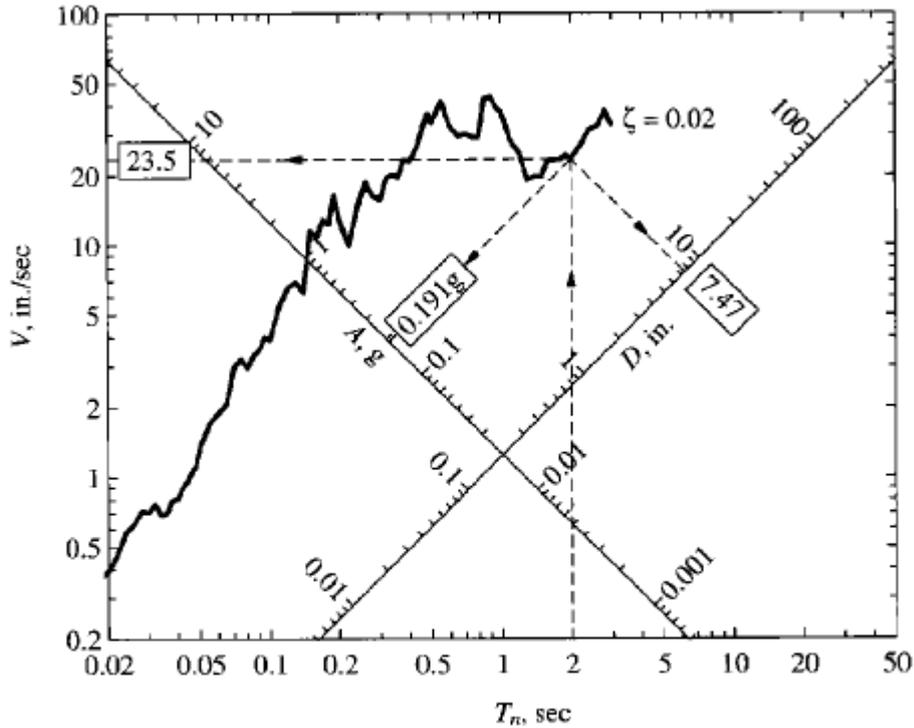


Figure 4.5 Spectre de réponse combiné D-V-A sous l'accélérogramme d'Elcentro ($\xi = 0.02$)

4.3.4 Spectre de réponse normalisé

Les règlements parasismiques préconisent que le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, intitulé «spectre de réponse élastique», dénommé aussi spectre de réponse normalisé ou bien de calcul.

D'après le règlement RPA99/2003 [3], l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (3.14)$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

4.4 ANALYSE TEMPORELLE

La méthode d'analyse temporelle est basée sur l'intégration numérique directe de l'équation différentielle de mouvement :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [B]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{I\}a(t) \quad (3.15)$$

La réponse de déplacements et des contraintes sont évaluées à chaque incrément de temps, pour cela, les algorithmes numériques différents peuvent être adoptés.

Cette analyse peut être effectuée en utilisant un enregistrement d'un séisme réel ou simulé. Ou bien par un chargement cyclique recommandé par les règlements ou par les laboratoires de recherches.

4.4.1 Représentation temporelle du mouvement sismique

L'accélérogramme est un enregistrement correspondant à l'accélération du sol en fonction du temps à l'aide un sismographe (accélérographe), et la date du premier enregistrement à été inscrite en 1930[48]. La représentation analogique des mouvements sismiques est généralement illustrée sous forme de déplacement, vitesse et accélération.

A titre d'exemple, la figure 4.6 montre l'enregistrement du séisme de Boumerdes de 21.05.2003 par la station Kaddara2 [49].

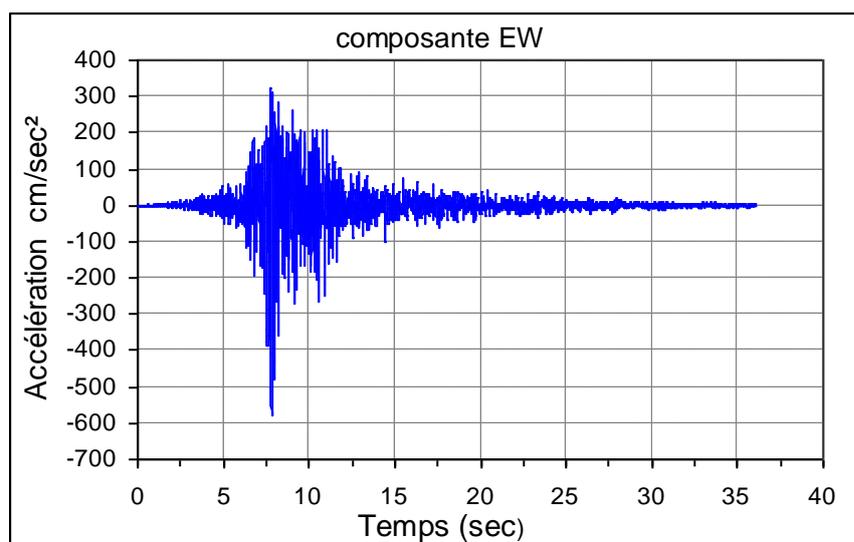


Figure 4.6 Accélérogramme du séisme de Boumerdes (station Kaddara 2)

Cette méthode d'analyse peut être développée dans le domaine linéaire et non linéaire.

Dans le cas d'une analyse élastique, un accélérogramme simulé est suffisant, tandis que dans le cas d'une analyse dynamique non linéaire, le choix du séisme est un paramètre très important parce qu'il affecte la réponse structural [2].

Les accélérogrammes sismiques réels sont préférables parce que ses caractéristiques réelles, en particulier la contenance en énergie, ne sont pas changées.

4.4.2 Choix de l'accélérogramme

Afin d'examiner les caractéristiques des séismes représentés par leurs accélérogrammes, ces enregistrements ont été converties sous extension digitalisé, pour les utiliser dans les logiciels.

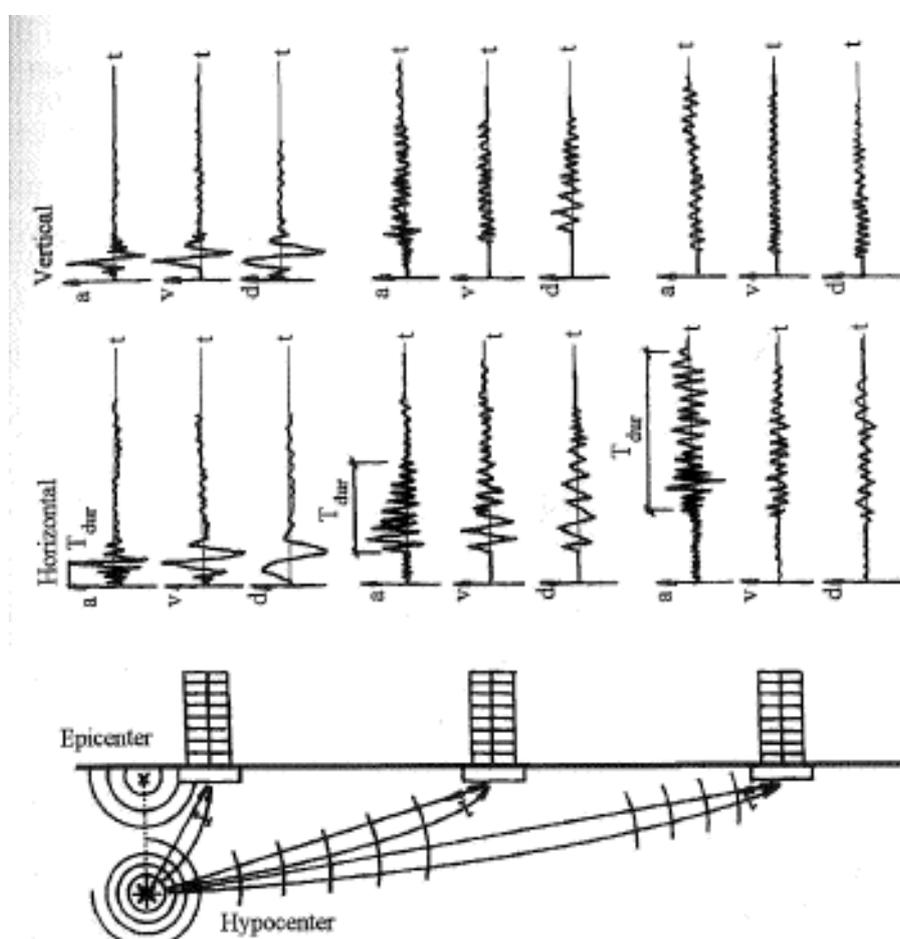
Quand la documentation est disponible sur les dispositifs sismologiques de la région intéressée par la construction, des accélérogrammes enregistrés peuvent être utilisés. Dans le cas opposé, il est recommandé d'étudier soigneusement l'environnement séismo-tectonique, pour but de choisir les accélérogrammes forts appropriés de mouvement établis aux autres régions semblables, dont les caractéristiques géologiques et géophysiques sont identiques.

D'une part, les séismes simulés peuvent envelopper toutes les fréquences possibles, selon les valeurs maximales enregistrées définies par le spectre de conception. Mais, généralement leur contenance en énergie est très différente de celle des séismes réels.

4.4.3 Type des accélérogrammes

L'enregistrement du mouvement de sol, durant un séisme, est affecté généralement par plusieurs facteurs, parmi lesquels, la distance épacentrale de la station d'enregistrement.

A ce propos, la figure 4.7 [1] montre trois enregistrements du même séisme, pour un site proche, intermédiaire et loin de la source sismique (faille). Il est clair que plus que la distance épacentrale est longue, plus que la durée de forte vibration du séisme est longue, ce qui influe sur la réponse sismique des structures d'une région à l'autre.



Site proche de la faille sismique Site intermédiaire de la faille sismique Site loin de la faille sismique

Figure 4.7 Effet de la distance épacentrale sur l'accélération du sol (site proche, intermédiaire et loin de la faille sismique)

CHAPITRE 5 :

**CONTRIBUTION DES PALEES DE
CONTREVETEMENT SUR LE COMPORTEMENT
ELASTIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES**

5.1 INTRODUCTION

L'étude des structures en zone sismiques s'effectuée habituellement par les deux méthodes d'analyse élastique principales, à savoir la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale. Cette dernière, dans le cas de l'Algérie, est préférable par la plus part des ingénieurs pour l'analyse sismique des structures, en raison de leur utilisation en tous les cas, ainsi pour leur facilité d'application à l'aide de l'outil informatique.

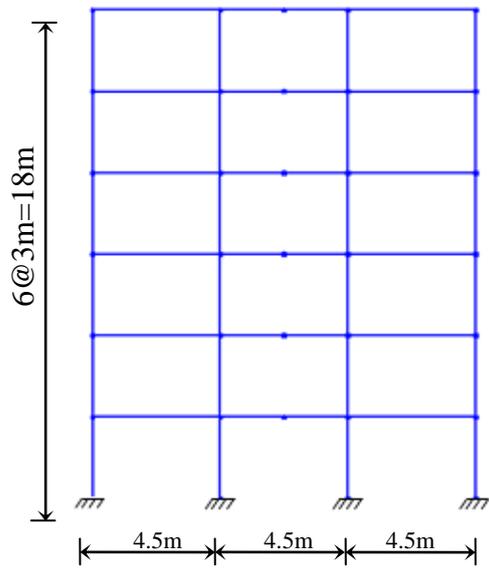
L'objectif de ce chapitre, est d'effectuer une étude analytique au moyen de deux méthodes sur les structures métalliques contreventées par différents systèmes de contreventement, afin de vérifier la performance de chacun de ces contreventements vis-à-vis des charges latérales dus aux actions sismiques. La mise en application de ces méthodes, s'articule sur des facteurs définis par le règlement parasismique RPA, à savoir la zone sismique et la catégorie de la construction. Ces différents facteurs sont considérés pour l'étude de la contribution des palées de contreventement sur le comportement élastique des structures étudiées.

5.2 Description des structures considérées

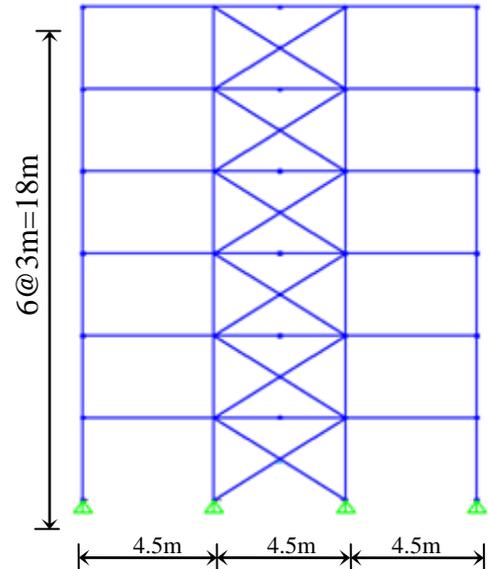
Les structures considérées dans la présente étude sont des portiques en charpente métallique de 6 étages et 3 travées chacune, dont la hauteur d'étage $h=3\text{m}$ et l'espacement de chaque travée égale à 4.5m , sont représentés sur la figure 5.1. Tous les systèmes de contreventement centrés et excentrés sont limités seulement pour la travée intermédiaire pour respecter la symétrie et la régularité.

Les caractéristiques géométriques de tous les éléments structuraux ont été obtenues par un calcul préliminaire conformément aux dispositions des règles de construction métalliques adoptées selon l'Eurocode3 [22, 50,52], ainsi que les exigences sismiques préconisées par l'Eurocode8 et l'AISC2005, notamment celle appliquées aux tronçons d'excentrement sismique.

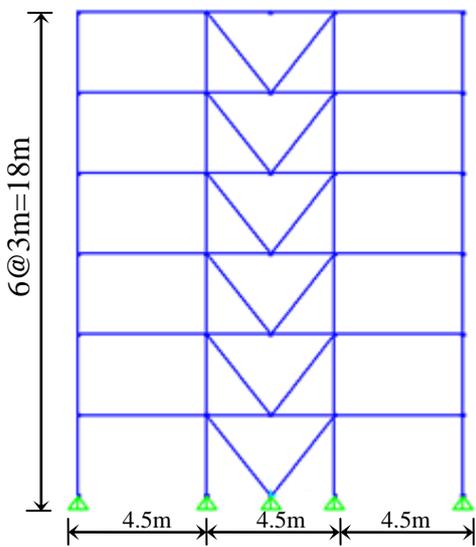
Ces caractéristiques sont rassemblées dans le tableau 5.1 et représentées sur la figure 5.2.



a) Portique Autostable (MRF)

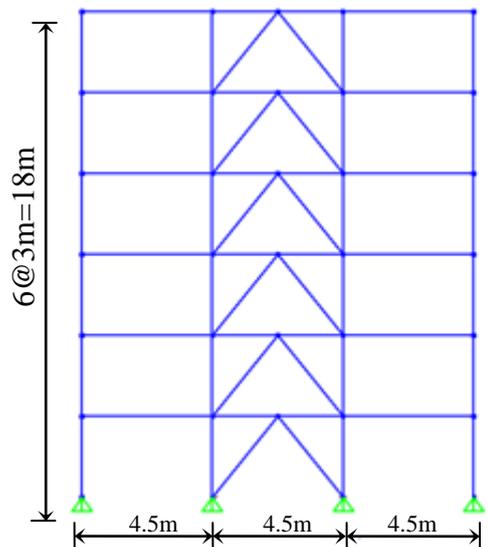


b) Triangulations centrées en X (CBF X)

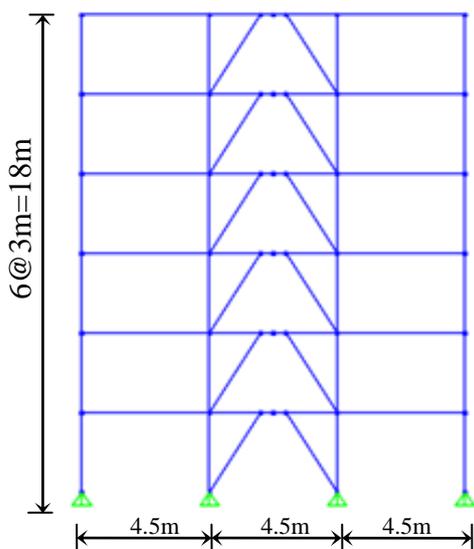


c) Triangulations centrées en V (CBF V)

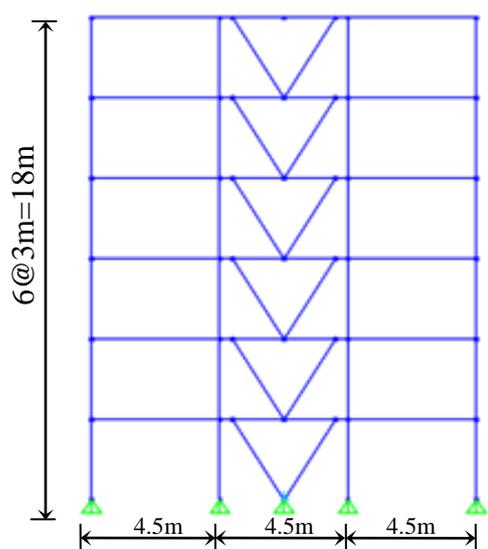
0



d) Triangulations centrées en V inversé (CBF Vinv)



e) Triangulations excentrées en K (EBF K)



f) Triangulations excentrées en V (EBF V)

Figure 5.1 Systèmes de contreventements considérés

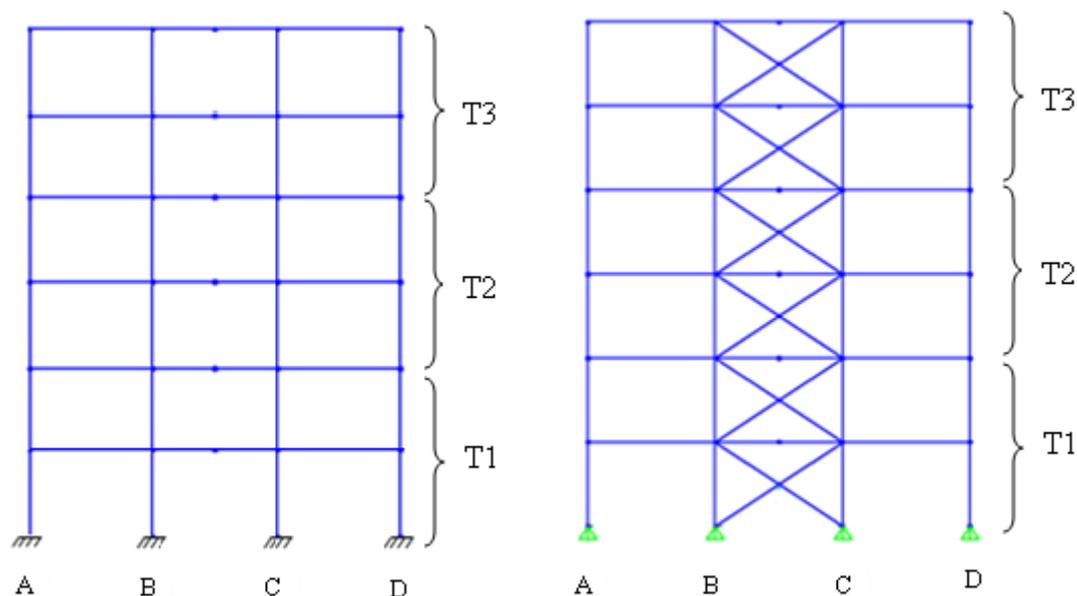


Figure 5.2 Configurations des structures (voir Tableau 5.1)

Tableau 5.1 Caractéristiques des structures étudiées

Type de contreventement	Poteaux centraux (axe B et C)			Poteaux de rive (axe A et D)*	Poutre	Palée de contreventement		
	T1	T2	T3			T1	T2	T3
Portique autostable	HEB360	HEB300	HEB260	même que poteau central	IPE400	-	-	-
contreventement centré et excentré	HEB400	HEB300	HEB260	HEB220	IPE330	UPN300	UPN280	UPN260

* : les axes de la figure 5.2

Le tronçon d'excentrement sismique des structures avec triangulation excentrées est considéré court, dont sa longueur est égale 0.9 m, calculée selon les prescriptions réglementaires indiquées dans le paragraphe 2.3.3.2.

5.3 PRESENTATION DES ACTIONS SISMIQUES

Les actions sismiques utilisées dans ce chapitre, sur lesquelles est basée notre étude vis-à-vis du comportement sismique élastique des structures considérées, sont basées sur les deux méthodes d'analyses élastiques mentionnées dans le code RPA99/2003[3]:

- méthode statique équivalente.
- méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse élastique de RPA99/2003).

5.3.1 Méthode statique équivalente :

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

Les structures étudiées sont supposées implantées dans une zone III, classée par le règlement RPA99/2003, comme zone de forte sismicité.

Les valeurs des coefficients considérées pour une zone sismique III, groupe d'usage2 et un site meuble sont : $A=0.25$, $D=2.7$ et $Q=1.15$

Le poids total de la structure W , les charges permanente et d'exploitation de notre étude sont respectivement ; $W=2108.91\text{kN}$, $G=5.8\text{kN/m}^2$ et $Q=1.5\text{kN/m}^2$ [50]

On note ici que le poids total W est calculé selon RPA par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondérations ($\beta = 0.2$)

Le coefficient de comportement R est en fonction du système de contreventement adopté, sa valeur pour les portiques autostables et les portiques contreventés par palées triangulées centrées en X, en V et en V inversé est donnée par le tableau 4.3 de RPA99, par conséquent les portiques contreventés par palées triangulées excentrées ne sont pas expliqués dans ce code, d'où la valeur de R pour ce type de contreventement est tirée à partir du règlement Eurocode8.

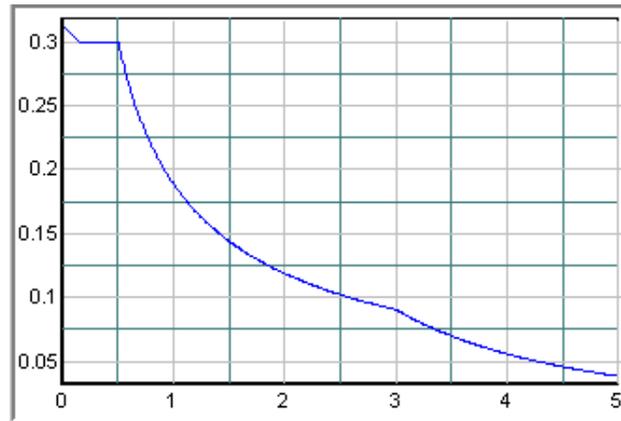
L'effort à la base V et sa distribution verticale à chaque étage, ainsi que les valeurs du coefficient de comportement R sont illustrés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Distribution verticale de l'effort tranchant à la base

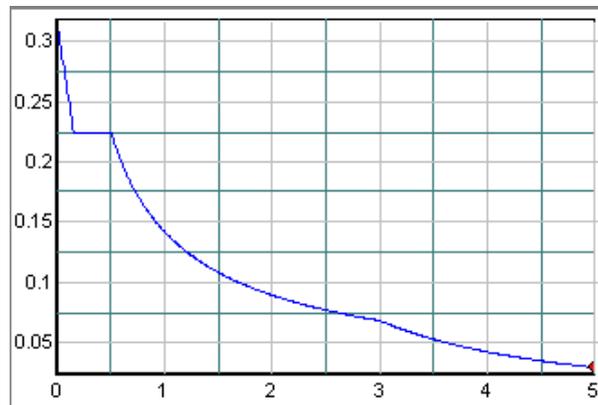
Etage	Portique autostable	Contreventement centré en X	Contreventement centré en V et en V inversé	Contreventement excentré
	R=4	R=4	R=3	R=6
6	107.46	14.45	152.22	76.3
5	92.26	98.268	130.69	65.51
4	73.81	78.615	104.55	52.41
3	55.56	58.96	78.41	39.30
2	36.91	39.3	52.27	26.2
1	18.45	19.65	26.13	13.1
V _{totale}	383.96	409.26	544.31	272.84

5.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

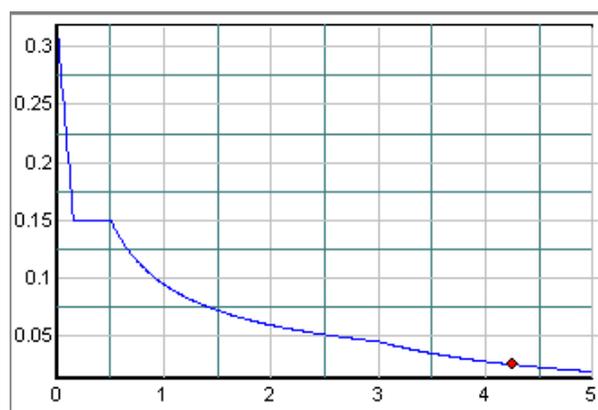
On adopte les mêmes coefficients utilisés dans la méthode statique équivalente pour la méthode d'analyse modale spectrale, afin d'avoir une comparaison entre les deux méthodes. Les spectres de réponse élastiques considérés selon RPA99/2003 pour les différentes structures sont montrés sur la figure 5.3.



a) Spectre de réponse élastique pour portique autostable et avec contreventement centrées en X



b) Spectre de réponse élastique des portiques avec contreventement centrées en V et V inversé



c) Spectre de réponse élastique des portiques avec contreventement excentrés

Figure 5.3 Spectres de réponse élastique des structures considérées

5.4 COMPORTEMENT STATIQUE LINEAIRE

Cette analyse, basée sur la méthode statique équivalente selon RPA99/2003, est menée en soumettant les différentes structures aux charges statiques indiquées au tableau 5.2 qui seront appliquées à chaque étage.

L'effet de ces charges sur les structures sera traité en terme de déplacement latéraux maximaux et relatif à chaque étage, pour but de présenté la rigidité latérale de chaque type de contreventement.

5.4.1 Déplacement latéral

Les déplacements latéraux maximaux obtenus à chaque étage des différentes structures par la méthode statique équivalente du code RPA99/2003 sont illustrés sur la figure 5.4.

D'après cette figure, on constate :

D'une part, les déplacements latéraux maximaux du portique autostable, sont en général, plus importants que ceux des autres portiques comportant des palées triangulées. Par ailleurs, en note que cette différence est significative aux étages supérieurs. Et d'autre part, tous les structures contreventées sont caractérisées par un déplacement latéral assez faible, à l'exception de celle avec contreventement centré en V, qui présente une déformation considérable aux étages supérieurs par rapport aux autres structures.

Par ailleurs, les contreventements excentrées et centrées en V inversé présentent presque les mêmes déplacements. Contrairement au portique autostable, les contreventements centrés en X montrent des déplacements latéraux les plus faibles par rapport à ceux des autres structures.

Les remarques indiquées ci-dessus mettent en évidence que les contreventements en palées triangulées ont tendance à faire augmenter la rigidité latérale de la structure vis-à-vis des charges sismiques horizontales, ce qui a pour conséquence de limiter ses déplacements.

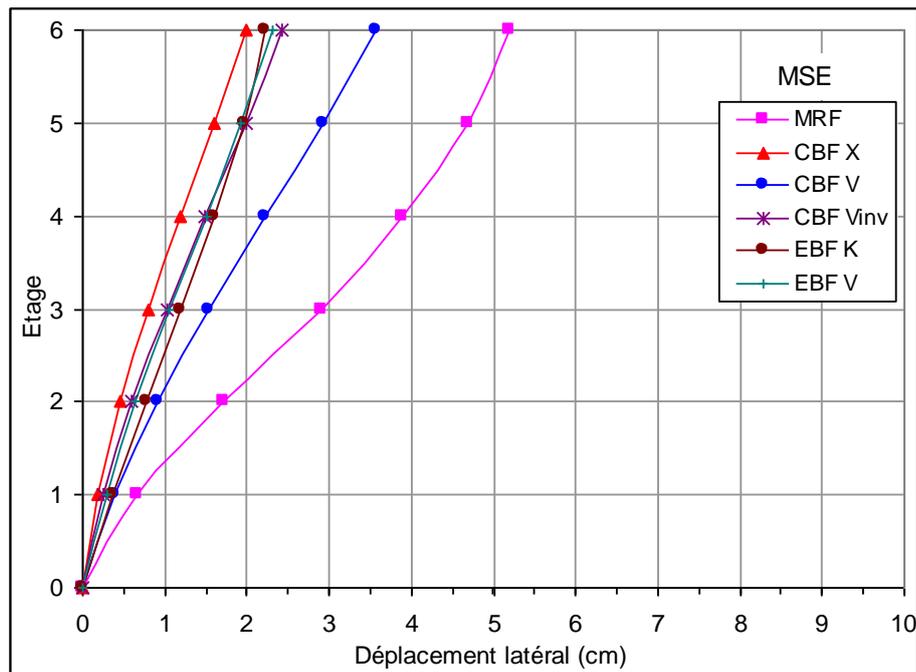


Figure 5.4 Déplacement latéral obtenu par la méthode statique équivalente

5.4.2 Déplacement relatif

L'analyse des structures en terme de déplacement relatif des structures, basée sur la méthode statique équivalente, est illustrée sur la figure 5.5. Cette figure montre clairement, une déformation significative entre étage du portique autostable, notamment au niveau des étages intermédiaires, et particulièrement le 3^{ème} étage. Par contre les structures contreventées par palées triangulées sont caractérisées par un déplacement entre étages assez faibles. Parmi ces structures qui présentent presque le même déplacement relatif, celle avec contreventement centrée en V présente un déplacement relatif plus élevé.

A la lumière de ces constatations, on note que la partie intermédiaire du portique autostable peut être affecté par des dommages, en raison de leur flexibilité importante, particulièrement dans les bâtiments élancés.

A travers ces résultats, il est à noter que l'utilisation des palées de contreventement montre clairement leur avantage sur le comportement de la structures en terme de déplacement entre étage.

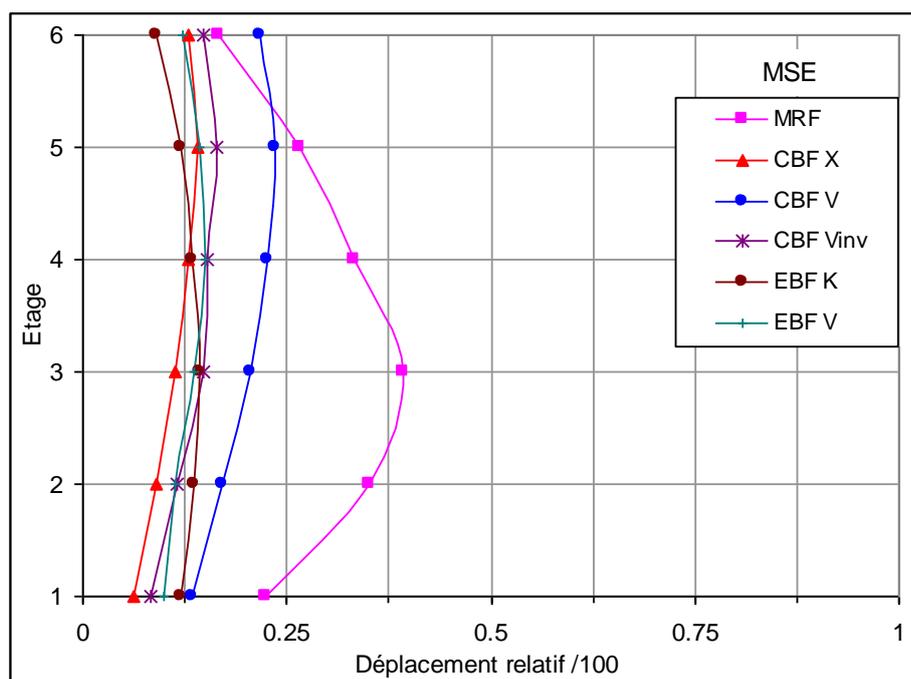


Figure 5.5 Déplacement relatif obtenu par la méthode statique équivalente

5.5 COMPORTEMENT DYNAMIQUE LINEAIRE

Le comportement dynamique linéaire des structures considérées a été effectuée par la méthode modale spectrale à l'aide des spectres de réponse élastiques normalisés du code RPA indiqués au paragraphe 4.3.2.

Les résultats obtenus seront en termes de vibration libre (périodes et modes propres), de déplacements latéraux et de déplacements relatifs inter étage, ces résultats seront objet d'une comparaison.

L'effort de cisaillement à la base et à chaque étage des structures sera évalué dans le paragraphe 5.6.

5.5.1 vibration libre

A titre de comparaison on évalue les caractéristiques dynamiques propres des structures étudiées, à savoir les périodes et les modes propres de vibrations.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux 5.3 à 5.8 et représentés sous forme de graphe sur les figures 5.6, 5.7 et 5.8 ci-après.

Tableau 5.3 Caractéristiques dynamiques du portique autostable

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.89	6.99	1.11	79.60	79.60
2	0.29	21.28	3.38	11.07	90.67
3	0.17	37.17	5.91	4.58	95.25
4	0.11	55.85	8.88	2.34	97.59
5	0.08	77.55	12.34	1.11	98.71
6	0.06	97.26	15.48	1.28	100

Tableau 5.4 Caractéristiques dynamiques du système de contreventements centré en X (CBF X)

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.49	12.57	2.00	72.55	72.55
2	0.14	42.79	6.81	20.47	93.03
3	0.08	77.55	12.34	4.70	97.73
4	0.06	100.56	16.0	1.37	99.10
5	0.05	114.74	18.26	0.57	99.68
6	0.05	123.44	19.64	0.31	100

Tableau 5.5 Caractéristiques dynamiques du système de contreventements centré en V (CBF V)

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.58	10.80	1.72	74.75	74.75
2	0.16	38.57	6.13	18.87	93.63
3	0.08	74.79	11.90	4.14	97.77
4	0.06	105.18	16.74	1.31	99.09
5	0.048	130.15	20.71	0.54	99.63
6	0.041	150.39	23.93	0.36	100

Tableau 5.6 Caractéristiques dynamiques du système de contreventements centré en V inversé (CBF Vinv)

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.47	13.13	2.09	73.63	73.63
2	0.15	40.09	6.38	19.61	93.24
3	0.08	75.24	11.97	4.50	97.74
4	0.06	105.53	16.80	1.32	99.07
5	0.048	130.44	20.76	0.56	99.64
6	0.041	156.00	24.03	0.35	100

Tableau 5.7 Caractéristiques dynamiques du système de contreventements excentré en K (EBF K)

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.67	9.28	1.47	81.28	81.28
2	0.23	26.37	4.19	13.15	94.44
3	0.13	47.28	7.52	3.37	97.81
4	0.09	66.47	10.5	1.22	99.04
5	0.07	84.39	13.43	0.55	99.59
6	0.06	100.93	16.06	0.40	100

Tableau 5.8 Caractéristiques dynamiques du système de contreventements excentré en V (EBF V)

Mode	Période (sec)	Pulsation ω (Rad/sec)	Fréquence f (Hertz)	Participation de la Masse%	Somme participation de masse
1	0.64	9.81	1.56	73.72	73.72
2	0.21	29.40	4.68	17.42	91.14
3	0.12	52.00	8.27	4.61	95.75
4	0.08	71.35	11.35	2.06	97.81
5	0.07	88.53	14.09	1.04	98.85
6	0.06	105.79	16.83	1.14	100

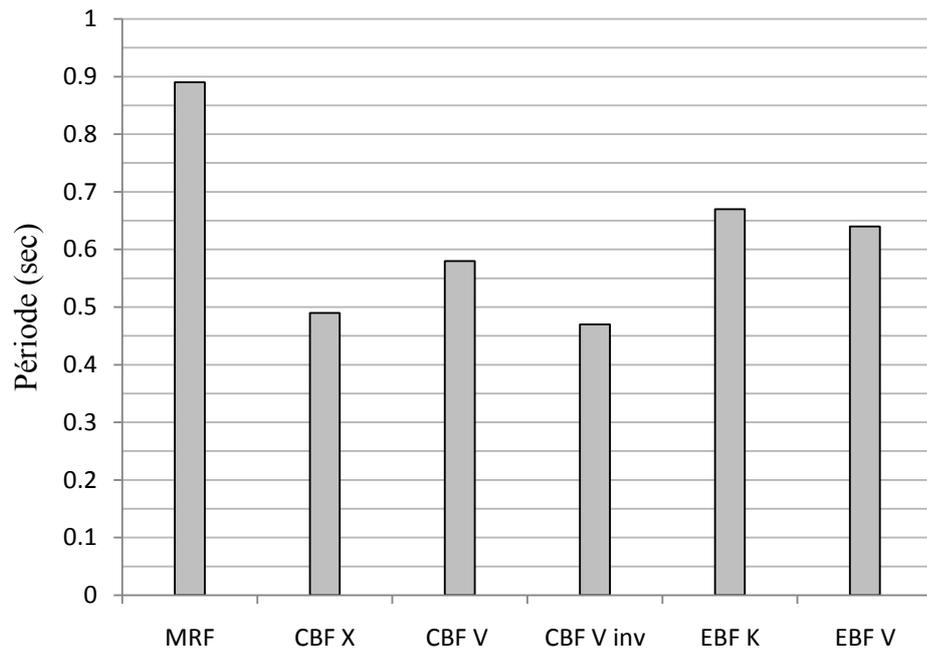


Figure 5.6 Périodes fondamentales relatives au 1^{er} mode de vibration

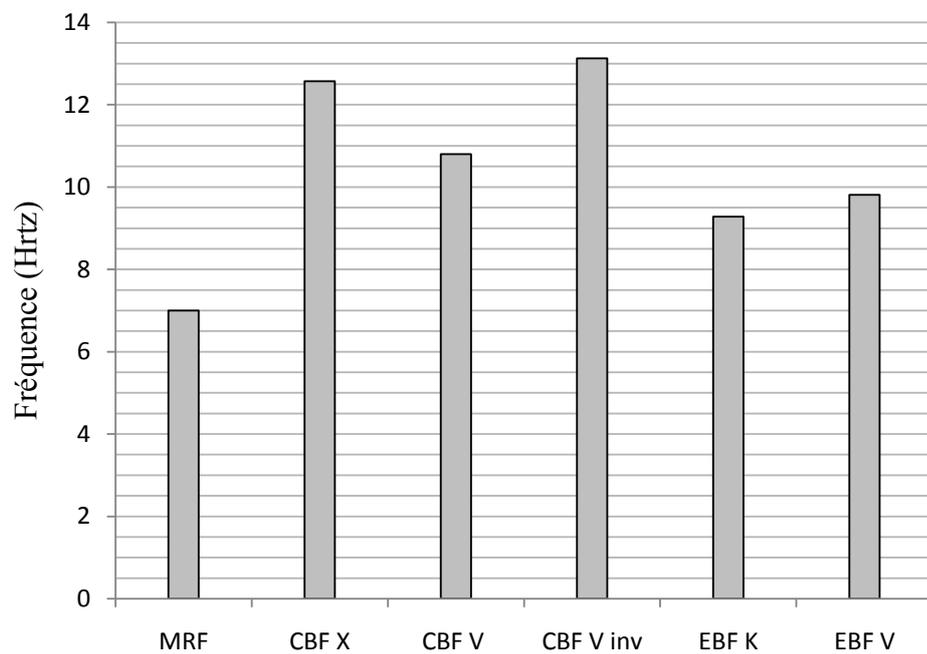


Figure 5.7 Fréquences relatives au 1^{er} mode de vibration

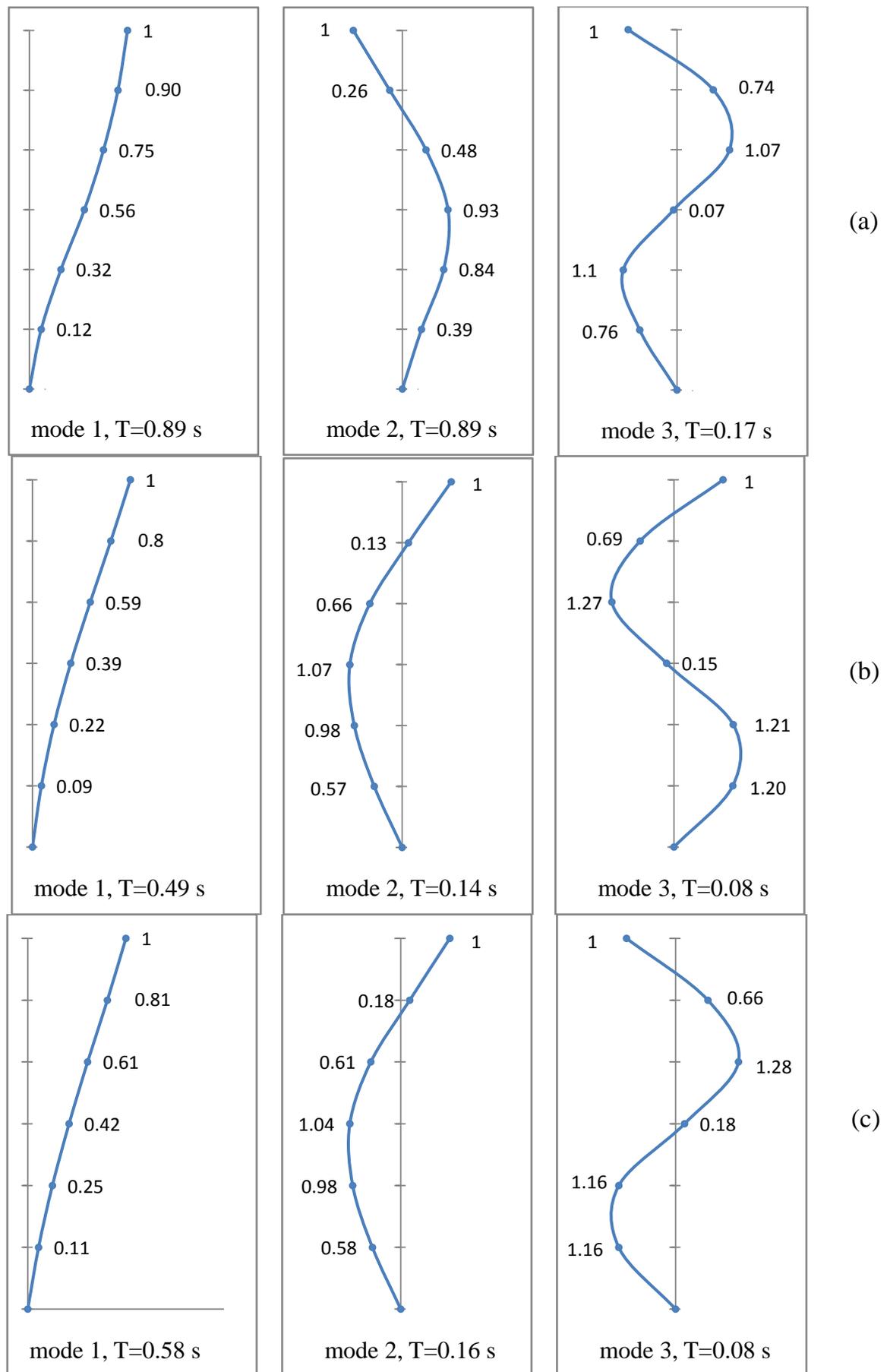


Figure 5.8 Modes propres des structures (a) portique autostable, (b) Contreventement CBF X et (c) Contreventement CBF V

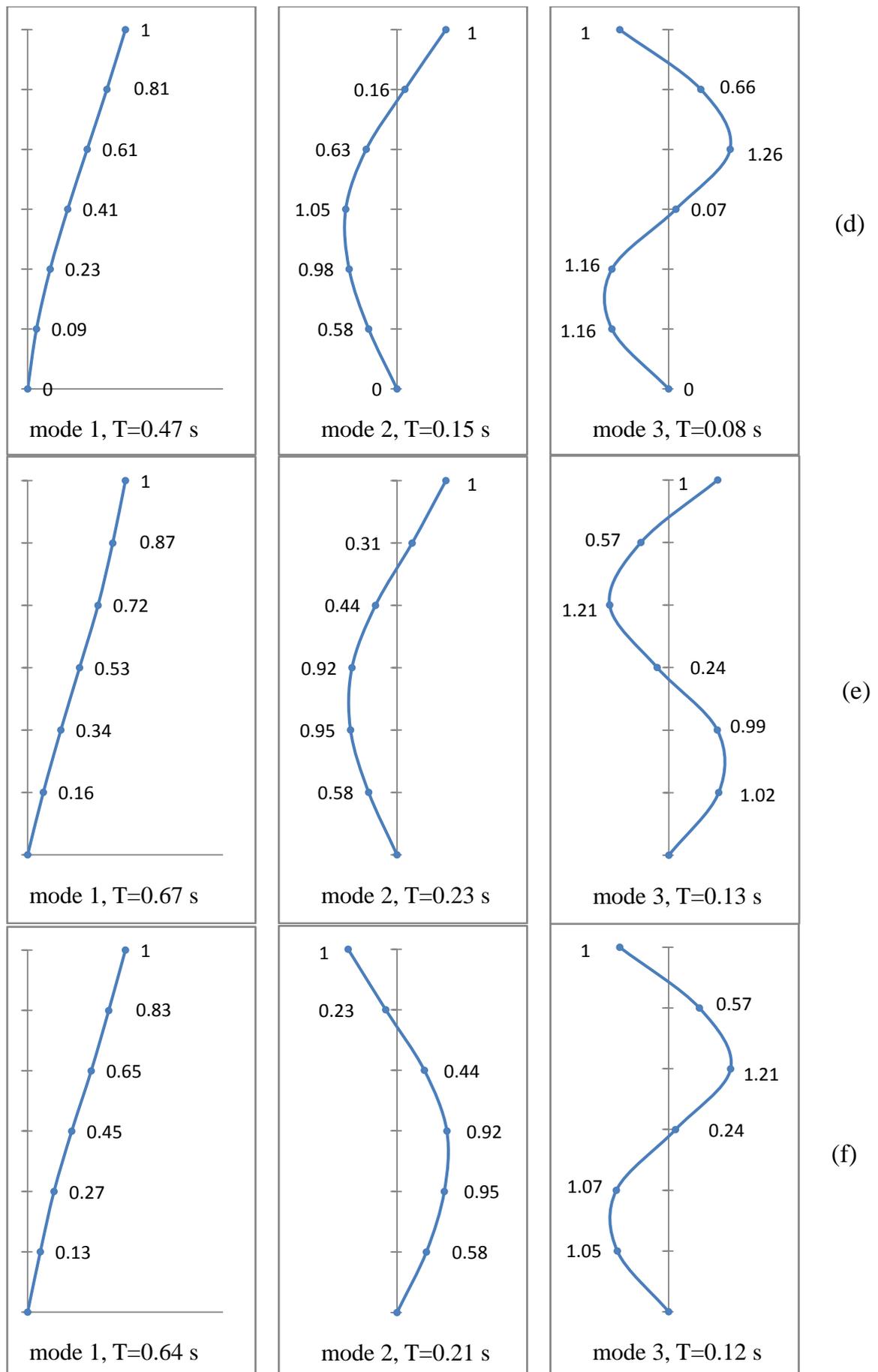


Figure 5.8 (suite) Modes propres des structures (d) Contreventement CBF V inv (e) Contreventement EBF K et (f) Contreventement EBF V

D'après les résultats obtenus on constate que :

-La période fondamentale du portique autostable est plus importante que celles des autres portiques.

-Parmi les portiques cohérents par des palées triangulés seul le portique présentant une palée excentré (en forme de K et V) présente un composant plus souple avec des périodes fondamentales égales à 0.64 et 0.67 sec. Les autres portiques avec contreventement centré sont classés du point de vue rigidité croissante comme suit : en v inversé, en x, en v,

-Une diminution comprise entre 35 et 47% de la période fondamentale des systèmes concentriques (en X, V et V inversé) par rapport a celle du portique sans palés triangulés, et une diminution comprise entre 24 et 28% des autre systèmes (systèmes excentriques).

5.5.1 Déplacement latéral

La figure 5.9 montre le déplacement latéral à chaque étage des structures étudiées par la méthode d'analyse modale spectrale.

Le premier aspect considéré d'après cette figure, est que la tendance de déformation latéral reste presque la même déjà observé pour l'analyse statique mentionnée ci-dessus. Mais cette fois ci, la réponse des structures est caractérisée par des valeurs assez faibles par rapport à celles obtenues par la première méthode.

A titre de comparaison, la variation des déplacements latéraux, du portique autostables et ceux des autres structures contreventées, est moins significative que celle observée dans l'analyse statique. Par conséquent, la méthode statique équivalente surestime la réponse de la structure en terme de déplacements.

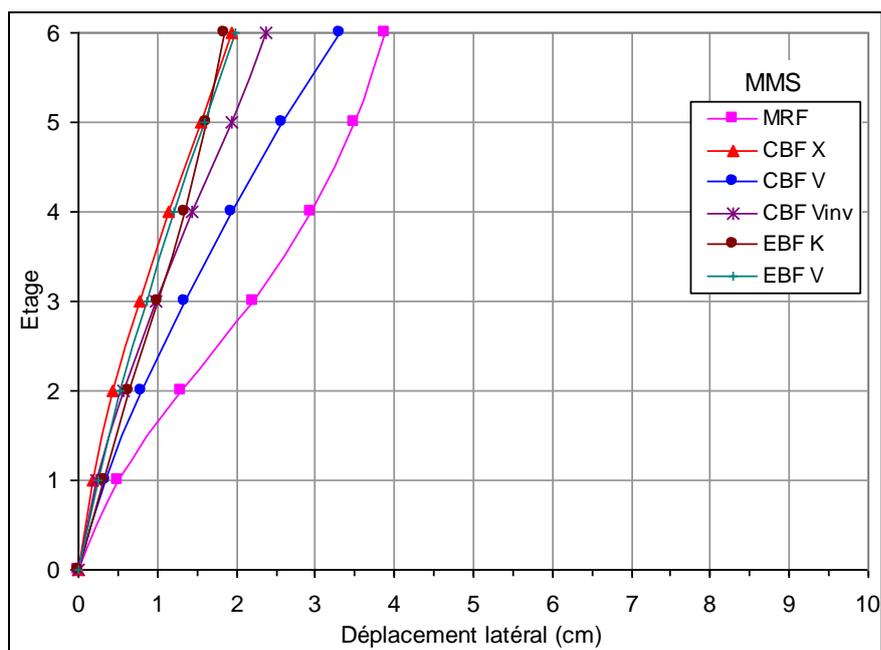


Figure 5.9 Déplacement latéral obtenu par l'analyse modèle spectrale

5.5.2 Déplacement relatif

Sur la figure 5.10 sont montrés les déplacements entre étages des structures.

L'aspect apparent sur cette figure, est que le déplacement relatif montre la même tendance que celui déjà indiqué dans l'analyse statique, sauf que l'ordre de grandeur des déformations est moins important.

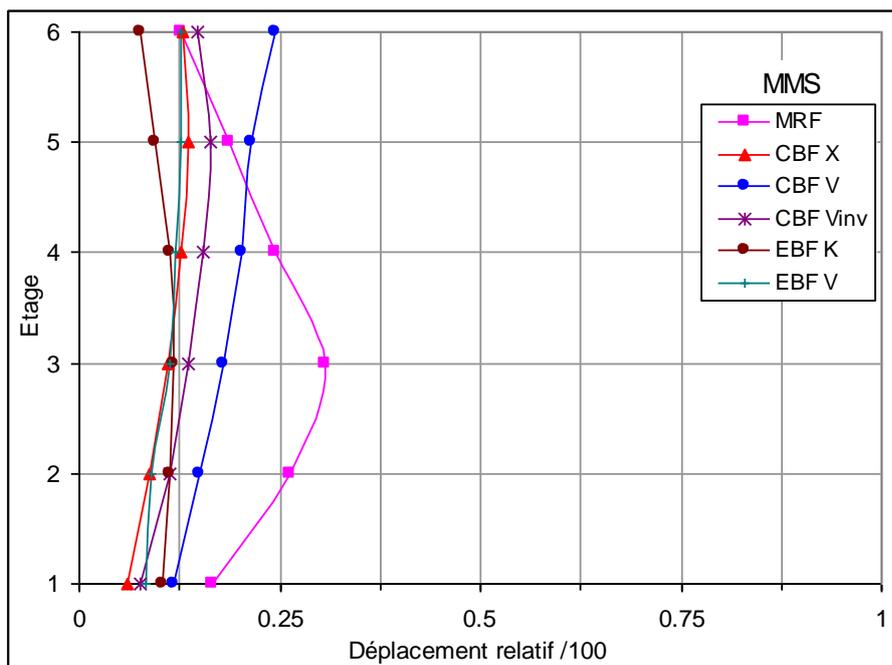


Figure 5.10 Déplacement relatif obtenu par la méthode modale spectrale

5.6 EFFET DE L'EFFORT TRANCHANT

Ce paragraphe a pour objet d'analyser l'effet des palées de contreventement sur la réponse des structures en critère d'effort tranchant à chaque étage, sous l'action sismique définie soit par l'analyse statique ou l'analyse dynamique linéaires.

Ainsi, l'influence de ces palées sur le rapport de variation du chargement entre les deux méthodes.

5.6.1 Effort tranchant d'étage

La réponse en termes d'effort tranchant sous l'excitation sismique définie par le spectre de réponse élastique, est représentée sur la figure 5.11. Il est logique d'avoir des efforts de cisaillement différents, en raison de la diversité du chargement sismique appliqué aux structures considérées.

On constate que les structures avec contreventement centré en V inversé présentent un effort de cisaillement plus élevé à chaque étage, par rapport aux autres structures.

Bien que la structure avec contreventement centré en V (CBF V) est soumise à la même charge sismique que celle de la structure avec V inversé (CBF V inv), les efforts tranchants sont différents.

D'autre part, le portique autostable est caractérisé par une réponse assez faible par rapport à celle observée dans le contreventement en X, malgré que leurs actions sismiques sont identiques.

Par contre les contreventements excentrés en K et en V présentent une tendance similaire à tous les étages.

La variation de l'effort de tranchant d'une structure à l'autre, due principalement à la variation de la valeur du coefficient de comportement structural adopté par les règlements parasismique. Les structures les plus ductiles en zones sismiques, sont généralement caractérisées par un coefficient de comportement élevé, par conséquent, plus la ductilité globale de la structure augmente, plus que sa coefficient augmente, ce qui diminue l'action sismique adopté par le règlement.

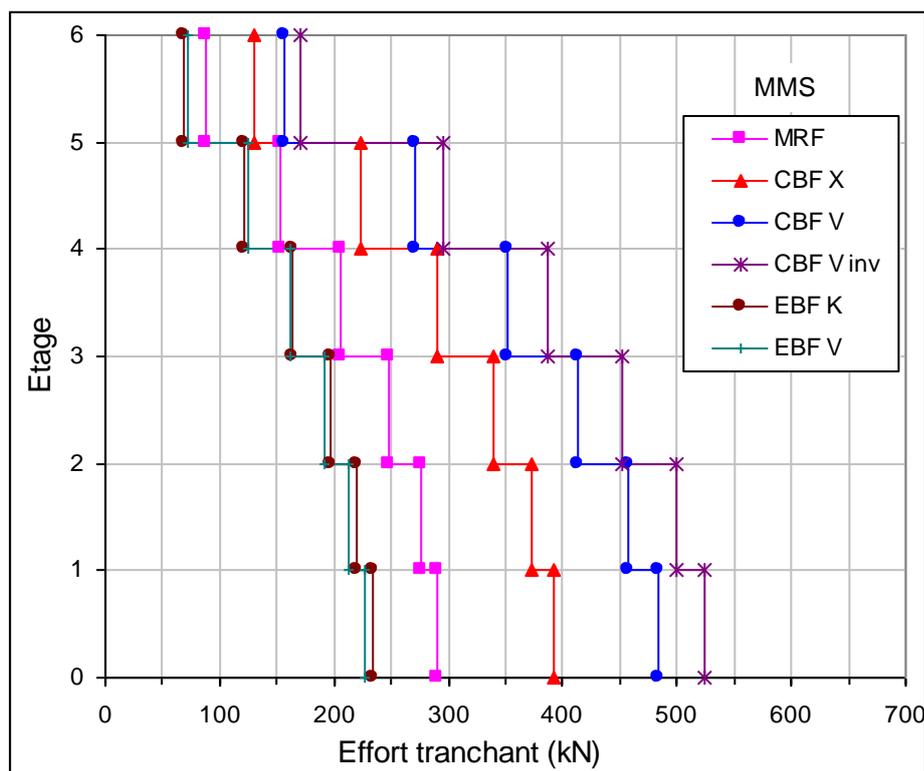


Figure 5.11 Effort tranchant par l'analyse modale spectrale

5.6.2 Rapport de l'effort tranchant statique et dynamique

La figure 5.12 représente le rapport de l'effort tranchant de chaque étage entre celui obtenu par l'analyse dynamique modal spectrale et à celui obtenu par la méthode statique équivalente. D'après ces rapports, il en résulte que :

Les rapports obtenus sont inférieurs à l'unité ($V_{\text{spectral}} < V_{\text{statique}}$), à l'exception des deux derniers niveaux correspondant aux structures contreventées par des palées centrées en X et en V (CBF X et V).

Concernant le critère du règlement RPA, qui stipule que l'effort tranchant à la base obtenu par l'analyse spectrale ne doit pas être inférieur à 80% de celui déterminé par la méthode statique équivalente ($V_{\text{spectral}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$), les structures contreventées par palés triangulés respectent cette condition, excepté les structures autostables.

En général, il est constaté que la méthode statique équivalente surestime les efforts tranchants dans toutes les structures considérées ($V_{\text{statique}} > V_{\text{spectral}}$), par conséquent on constate :

Une diminution de 25% de $V_{spectral}$ par rapport à V statique pour le portique autostable.

Par contre on enregistre une diminution de 4% à la base des structures avec contreventement centré en X et en V inversé, et d'environ 11% pour celle en V.

Par ailleurs EBF K et EBF V sont caractérisées par une diminution de 14 % et 17% respectivement.

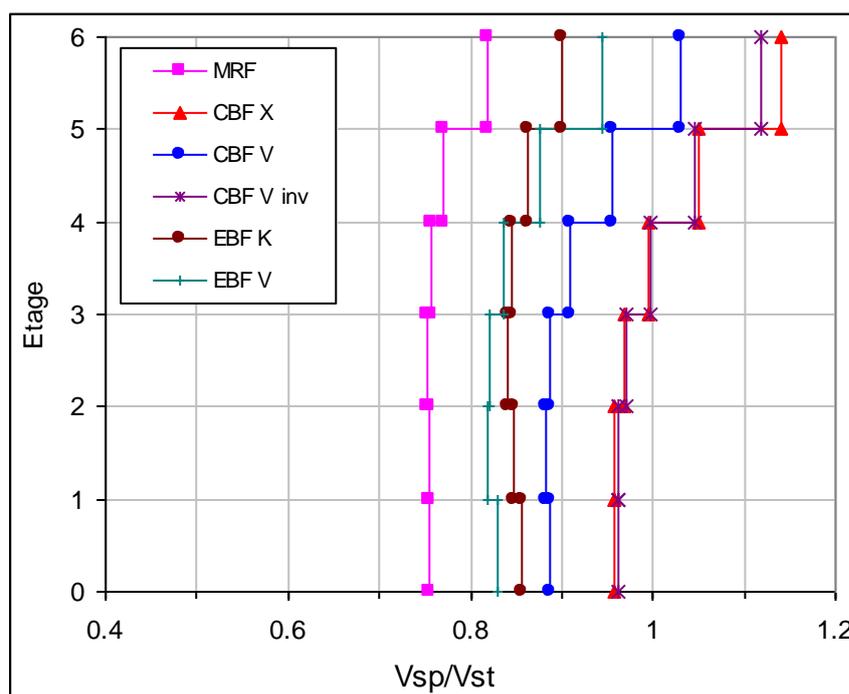


Figure 5.12 rapport de l'effort tranchant (spectral/statique)

5.7 Conclusion

Ce chapitre a eu pour objet d'évaluer la réponse sismique des structures contreventées par des palés triangulés en vue de l'étude des structures métalliques avec différents système de contreventement vis-à-vis des actions sismiques statiques et dynamiques.

Ce chapitre a conduit aux principales conclusions suivantes :

La structure la plus souple sous l'effet des actions sismiques, est celle en portique autostable, par conséquent, leur déformation en terme de déplacement latéral et

relatif est très considérable par rapport à celui des autres structures avec contreventement centré et excentré.

La rigidité latérale est observée pour les structures avec contreventements centrés en X et en V inversé, et excentrés en K et en V. on note ici que EBF K et EBF V ont été conçu par un tronçon sismique court, ce dernier est un facteur important influe sur le critère en déplacement latéral.

Concernant le critère en effort tranchant, les triangulations excentrées subis généralement aux efforts sismiques assez faibles par rapport aux autres structures, en raison de leur coefficient de comportement élevé. Et l'effet de ce facteur est aussi corrélé aux efforts sismiques très élevés des structures avec triangulations centrées en V et en V inversé, à cause de sa valeur faible.

En termes de comparaison, l'action sismique définie entre les deux méthodes statique et dynamique est presque identique pour les structures contreventées par diagonales centrées en X et en V inversé.

CHAPITRE 6 :

EFFET DES PALEES DE CONTREVENTEMENT

SUR LA REPOSE NON-LINEAIRE DES

STRUCTURES

6.1 INTRODUCTION

L'objectif principal de ce chapitre est d'évaluer l'effet des différents types de palées de contreventement sur la réponse sismique des mêmes structures métalliques, soumises aux trois actions sismiques directes d'accélérogrammes réels. Ces trois accélérogrammes utilisés dans ce chapitre sont les suivants : Boumerdes2003, Elcentro1940 et Kobe1995.

Lors d'un séisme, plusieurs constructions subissent souvent aux dommages importants, par contre d'autres restent intactes, cela est généralement corrélé à certains facteurs tel que l'effort de cisaillement engendré à la base des structures qui peut générer le phénomène d'étage souple et d'autres dommages provoquent la ruine des structures, ce paramètre et d'autres, particulièrement le déplacement latéral et celui inter étages, l'énergie input fait l'objectif de ce chapitre.

Cependant l'analyse de chaque type de structures soumis aux différentes sollicitations sismiques indiquées ci-dessus sera effectuée parallèlement avec les divers paramètres mentionnés auparavant.

6.2 PRESENTATION DES ACCELEROGRAMMES CONSIDERES

Les caractéristiques des trois accélérogrammes considérés dans la présente étude, en l'occurrence Boumerdes, Elcentro et Kobe, sont indiqués dans le tableau 6.1 ci-dessous, ainsi que leur représentation graphique qui sont illustrée sur les figures 6.1 à 6.3.

Tableau 6.1 Caractéristiques des accélérogrammes considérés

séisme	composante	Accélération max (g) [PGA]	Pas de temps (s)	Durée totale (sec)	Temps relatif à a_{max} (s)
Boumerdes 21/03/2003	E-W	0.34	0.005	36	9.225
Elcentro 18/05/1940	E-W	0.313	0.01	40	2.15
Kobe 16/01/1995	E-W	0.509	0.01	40.96	7.25

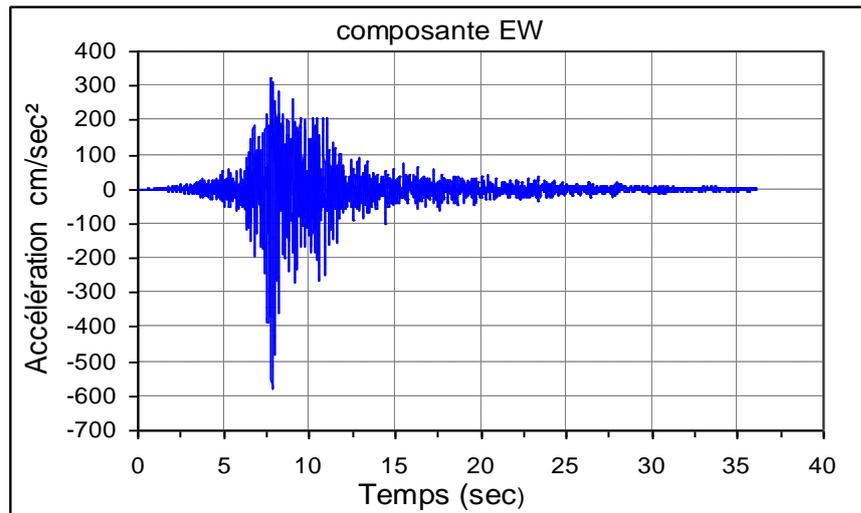


Figure 6.1 Accélérogramme du séisme de Boumerdes (station Kaddara 2)

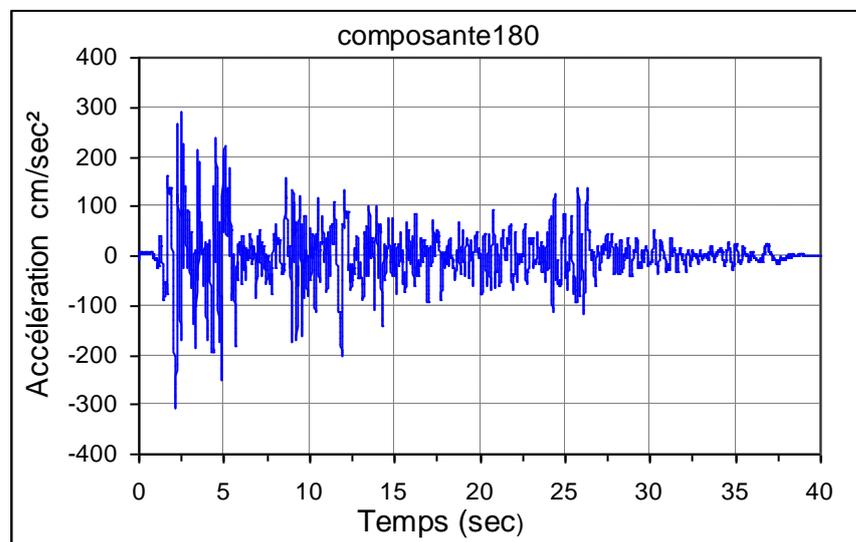


Figure 6.2 Accélérogramme du séisme d'Elcentro

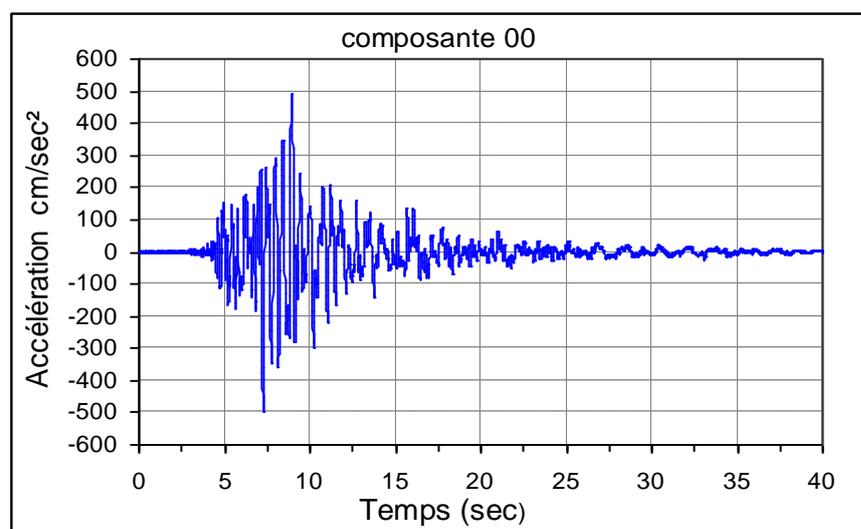


Figure 6.3 Accélérogramme du séisme de Kobe

6.3. EFFET DE PALEES DE CONTREVENTEMENT SUR L'EFFORT DE CISAILLEMENT A LA BASE

Le présent paragraphe traite la réponse sismique en terme d'effort de cisaillement à la base des structures considérées vis-à-vis des excitations sismiques engendrées par accélérogrammes des séismes réels mentionnés précédemment.

6.3.1 Effort tranchant sous l'accélérogramme d'Elcentro

L'effort de cisaillement à la base des structures vis-à-vis d'accélérogramme d'Elcentro est illustré sur la figure 6.4 (a) à (f) en fonction du temps. D'après la figure 6.4. (a) rapportée au portique autostable (MRF), on constate que la valeur de l'effort de cisaillement maximale est atteinte à $t=5.88$ sec et vaut $V=903$ kN. On note aussi que ce portique subi plusieurs efforts quasi-maximaux (secondaires) durant la période de la vibration sous cet accélérogramme, notamment dans l'intervalle 2 à 7 sec, ensuite cet effort à la base diminué progressivement avec le temps après $t=12$ sec jusqu'à 40 sec.

La réponse de la structure avec triangulation centrée en V inversé (CBF V inv) est représentée sur la figure 6.4. (d), la réponse maximale d'effort tranchant est observée pour ce type de contreventement avec une valeur vaut $V=1463$ paru à $t=5.11$ sec. Cette structure a été exposée à plusieurs réponses quasi-maximales, dont la période de cette réponse est plus longue que celle du portique autostable, limitée jusqu'à 27 sec. La réponse secondaire la plus importante représentée sur la même figure 6.4 (d) est celle survenu à $t=26.45$ et égale à 977 kN.

Les autres structures avec triangulation centrée, notamment en X (CBF X) et en V (CBF V) représentées sur les figures 6.4. (b) et (c) caractérisés par des efforts à la base dont la valeur de chacun est $V=1242$ kN et $V=1178$ kN respectivement. Ces deux types de contreventement caractérisés par des réponses secondaires parus simultanément avec les valeurs quasi-égaux, sauf de celle survenu entre 25 et 30 sec concernant CBF X, cette réponse est particulièrement équivalente au double de celle montrée pour CBF V dans le même intervalle de la réponse.

Concernant les triangulations excentrées montrées sur les figures 6.4. (e) et (f) notamment CBF K et EBF V, caractérisées par des réponses maximales de l'effort de cisaillement à la base quasi équivalentes d'environ 1040kN. Ces deux figures montrent aussi les mêmes valeurs en termes de réponse secondaire.

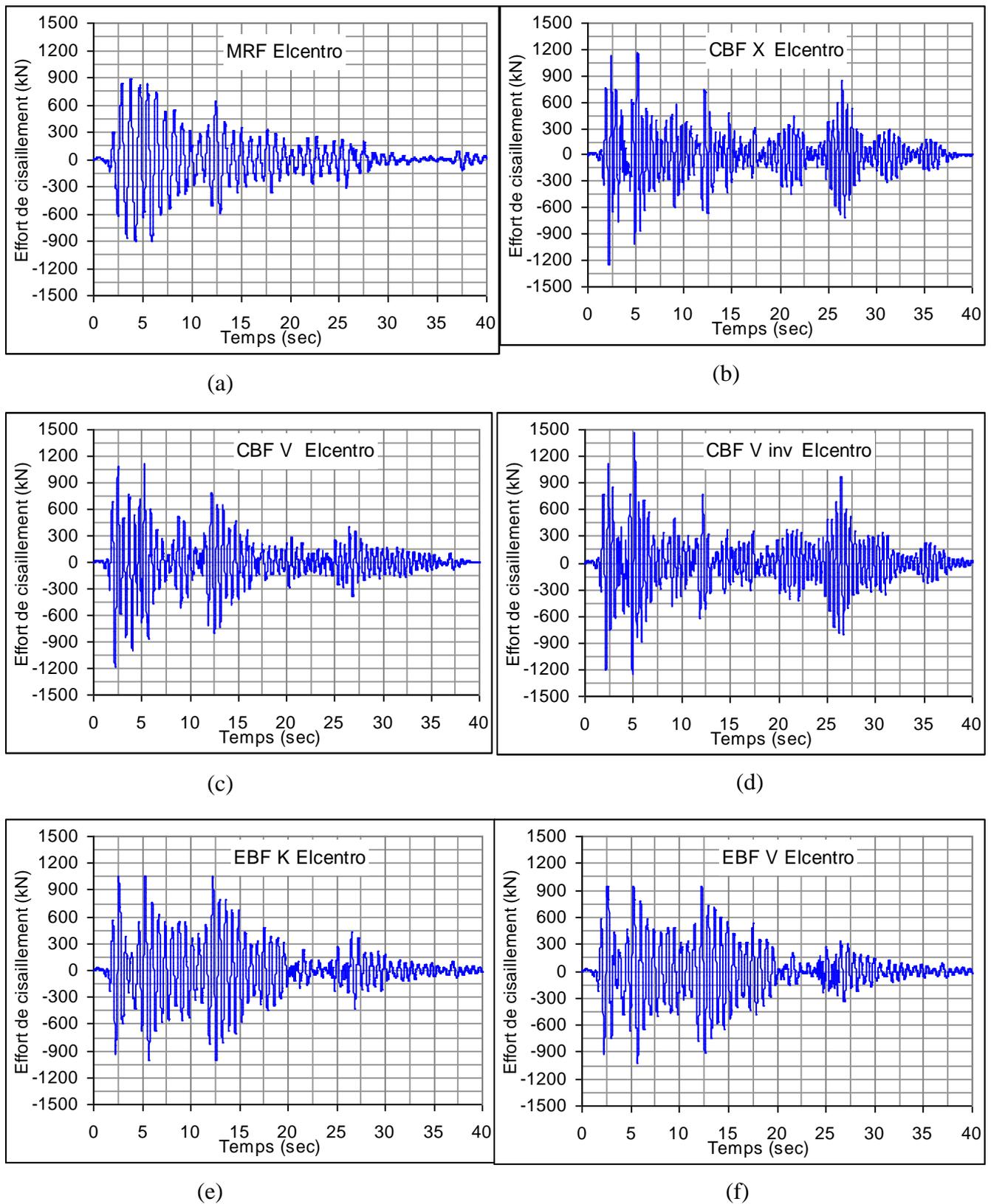


Figure 6.4 Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogrammes d'Elcentro

La réponse maximale de l'effort de cisaillement à la base sous l'accélérogramme d'Elcentro de chaque type de structure discutée ci-dessus est clairement montrée sur l'histogramme représenté dans la figure 6.5. Cette figure montre aussi l'effet de type de contreventement sur la réponse de la structure en termes d'effort de cisaillement à la base vis-à-vis des excitations sismiques, cependant la structure dont la triangulation centrée en V inversé (CBF V inv) est la plus sollicitée, ensuite celle en X et en V. en raison de leurs rigidités importantes par rapport aux autres structures. Par contre, le portique autostable est caractérisé par la plus faible réponse. En fin, les structures avec triangulations excentrées montrées sur la même figure 6.5, et en termes de comparaison, sont classés juste après le portique autostable.

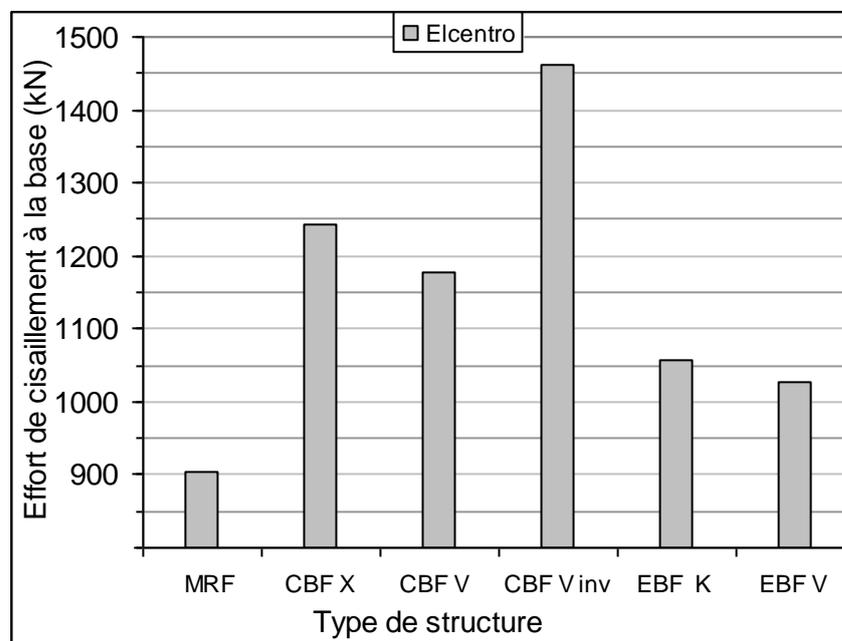


Figure 6.5 Effort de cisaillement maximal sous l'accélérogramme d'Elcentro

Par ailleurs, le tableau 6.2 récapitule les valeurs de la réponse maximale discutée ci-dessus et leurs temps d'arrivée, pour chacune des structures contreventées, ainsi que le pourcentage d'augmentation de cet effort pour les cinq structures contreventées par rapport à celui du portique autostable. La variation de cette augmentation de l'effort tranchant à la base est comprise entre 12% et 38%.

Tableau 6.2 comparaison de l'Effort à la base maximal sous l'accélérogramme d'Elcentro

Type de structure		Temps (sec)	V max (kN)	%
Portique autostable	MRF	5.88	903	-
Contreventement centre en X	CBF X	2.19	1242	27.38
Contreventement centré en V	CBF V	2.21	1178	23.43
Contreventement centré en V inversé	CBF Vinv	5.11	1463	38.35
Contreventement excentré en K	EBF K	5.3	1057	14.66
Contreventement excentré en V	EBF V	5.7	1027	12.17

6.3.2 Effort tranchant sous l'accélérogramme de Kobe

L'effet de l'accélérogramme du séisme de Kobe sur la réponse en termes d'effort de cisaillement à la base des structures est montré sur la figure 6.6 (a) à (f) rapporté à chaque type de structure considérée.

La figure 6.6 (a) relative au portique autostable, montre une réponse maximale d'effort de cisaillement à la base égale à 1081kN survenu à $t=10.96\text{sec}$, ainsi que ce type de structure est caractérisé par une durée de réponse débutée après 5sec jusqu'à 20sec.

Les contreventements centrés en X (CBF X) et en V inversé (CBF Vinv) sont représentés sur les figures 6.6 (b) et 6.6 (d), ces deux types de structures, dans le cas de l'accélérogramme de Kobe, caractérisés par une réponse maximale paru à $t=9.05\text{sec}$ dont les valeurs égales à $V=3419\text{kN}$ et $V=3818\text{kN}$ successivement.

L'autre structure de même type, à savoir CBF V et celle avec contreventement excentré en K et en V, sont représentées sur les figures 6.6 (c), (e) et (f) respectivement. Les efforts de cisaillement maximaux à la base de ces structures développés sous l'accélérogramme de Kobe, montrés aussi sur la figure 6.7, sont presque égaux.

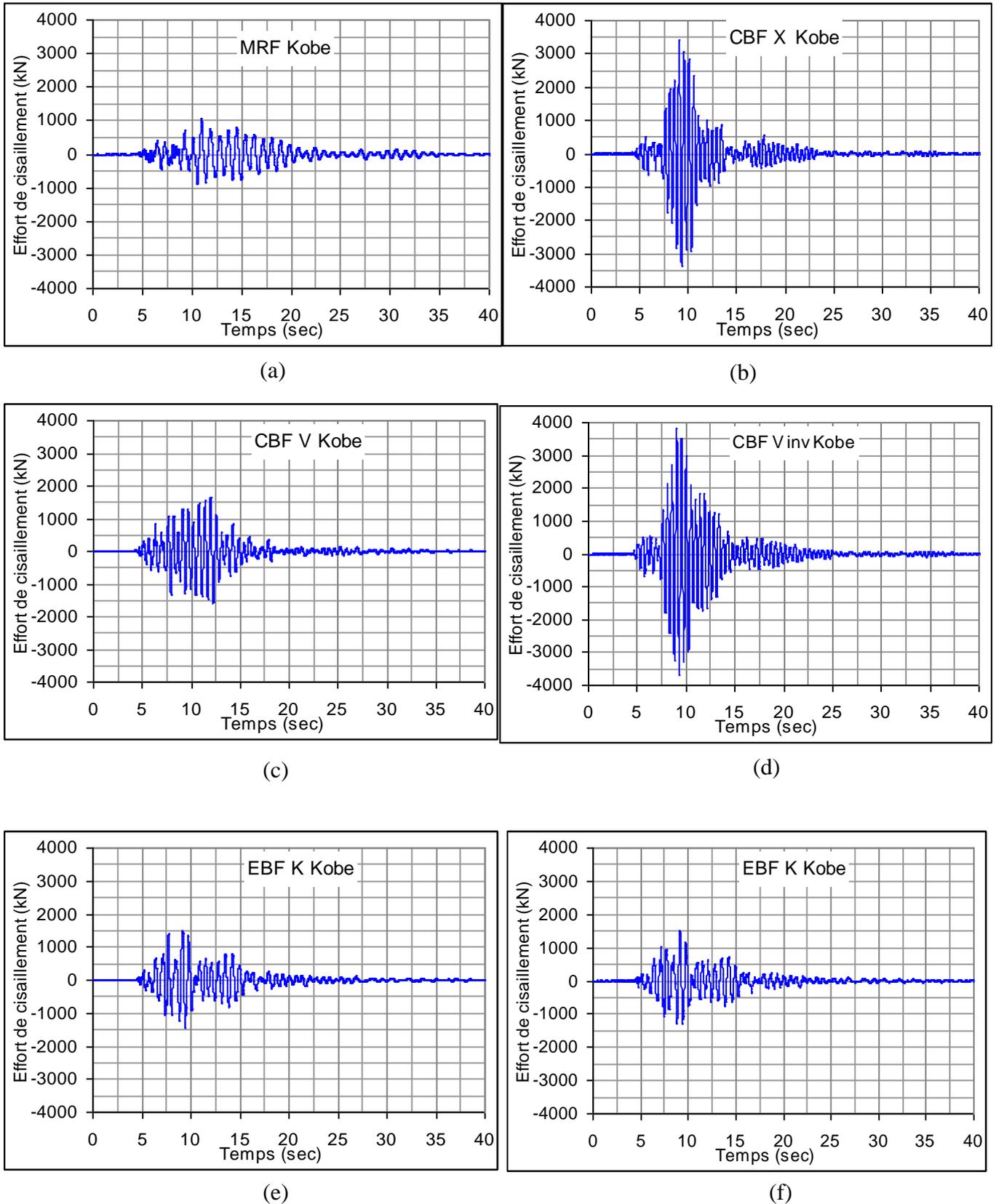


Figure 6.6 Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogrammes de Kobe

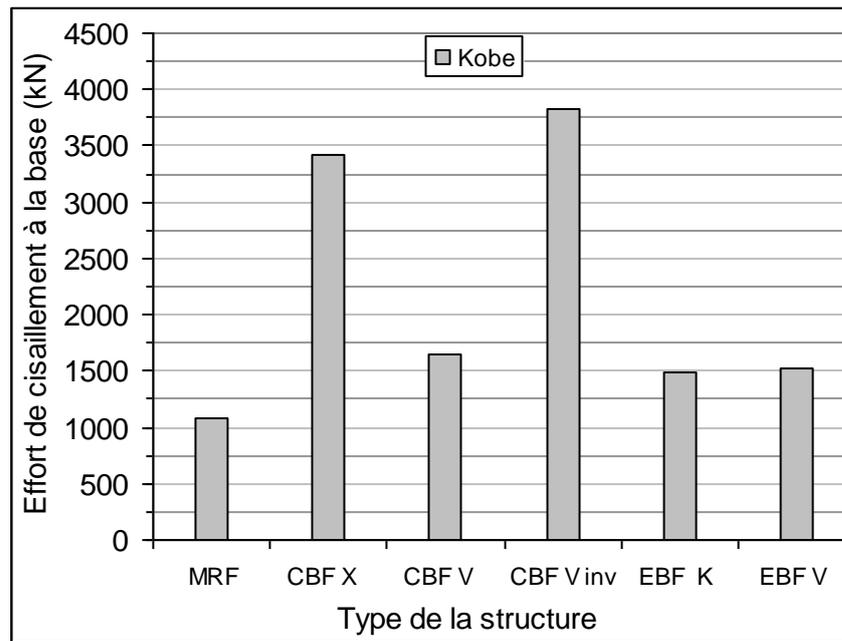


Figure 6.7 Effort de cisaillement maximal de l'accélérogramme de Kobe

L'effort de cisaillement maximal indiqué ci-dessus (de la figure 6.6) de chacune des structures avec les différents contreventements adoptés, est clairement observé sur la figure 6.7. Cette fois-ci la réponse la plus élevée est apparaît pour les contreventements centrée en V inversé ensuite se manifeste pour celui en X, d'autre part les plus faibles efforts à la base sont observées de la même façon indiquée ci-dessus pour l'accélérogramme d'Elcentro, notamment le portique autostable.

Cependant, l'utilisation des palées de contreventement augmente la rigidité de la structure, et par conséquent l'effort de cisaillement à la base est très élevé sous l'accélérogramme de Kobe. Ceci est clairement illustré dans le tableau 6.3, qui montre l'augmentation de cet effort à la base, des structures contreventées par palées, en pourcentage par rapport a celui obtenu dans les portiques autostables.

La variation de ce pourcentage est très significative dans le cas des contreventements centrés, qu'ont augmentent l'effort sismique des structure de 34% à 71%. Par contre ceux excentrés augmentes cet effort d'environ 28% par rapport a celui du portique autostable.

Tableau 6.3 Comparaison de l'Effort à la base maximal sous l'accélérogramme de Kobe

Type de structure		Temps (sec)	Vmax (kN)	%
Portique autostable	MRF	10.96	1081	-
Contreventement centré en X	CBF X	9.05	3419	68.38
Contreventement centré en V	CBF V	11.97	1644	34.25
Contreventement centré en V inversé	CBF Vinv	9.04	3818	71.69
Contreventement excentré en K	EBF K	9.16	1481	27.01
Contreventement excentré en V	EBF V	9.13	1520	28.88

6.3.3 Effort tranchant sous l'accélérogramme de Boumerdes

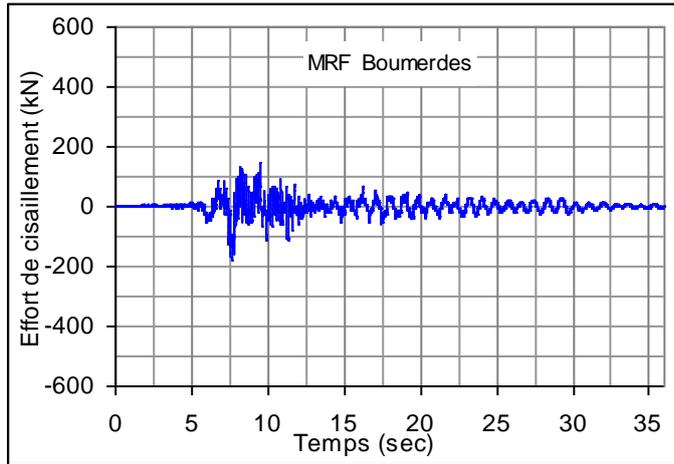
La mise en œuvre de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes sur les structures est montrée en premier lieu sur la figure 5.8, qui représente l'effort cisaillement à la base sous cet accélérogramme.

La figure 6.8 (a) enregistrée pour le portique autostable, montre la variation temporelle de cet effort sous l'effet de la présente action sismique, la réponse maximale atteinte à $t=7.59$ sec et vaut $V=180$ kN, avec une durée de réponse maximal assez faible.

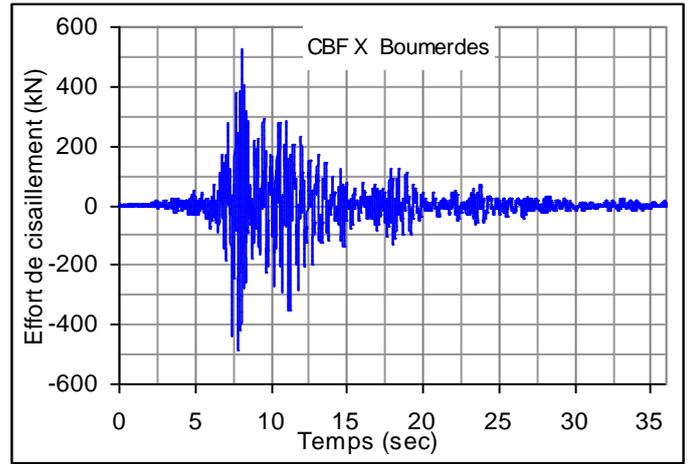
Par contre tous les structures avec contreventement centré et celui excentré en V, montrées sur les figures 6.8 (b), (c), (d) et (f) respectivement, caractérisées par un effort de cisaillement à la base maximum limité dans l'intervalle de 466kN pour CBF V jusqu'à 523kN pour CBF X. la durée de réponse maximale de ces structure est équivalente, sauf pour EBF V qui montre une durée courte.

D'autre part le contreventement excentré en K montré sur la figure 6.8 (e) développe une réponse maximale égale à 342kN survenu à $t=8.44$.

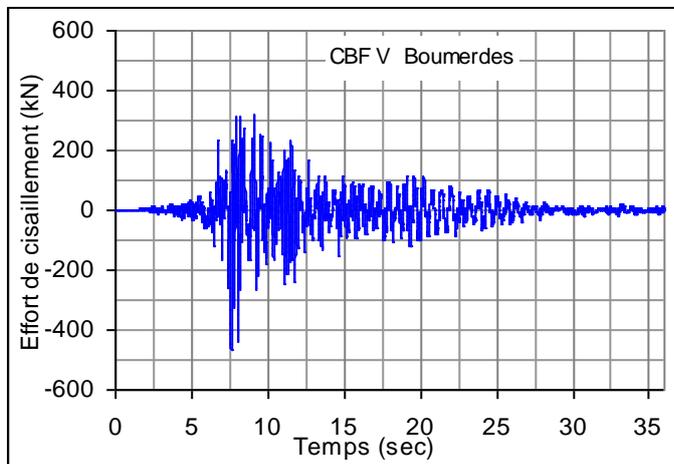
Une observation très remarquable tirée à partir de la figure 6.8, est que les efforts maximaux à la base du portique autostable sont entièrement inférieurs à ceux observés dans les autres structures contreventées, cela est clairement montré sur la figure 6.9.



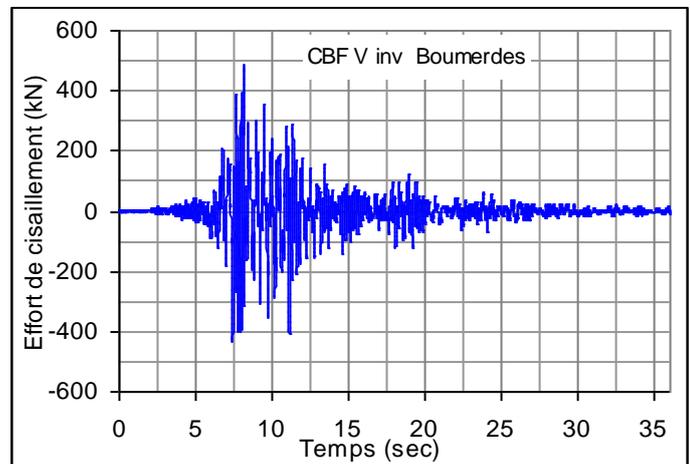
(a)



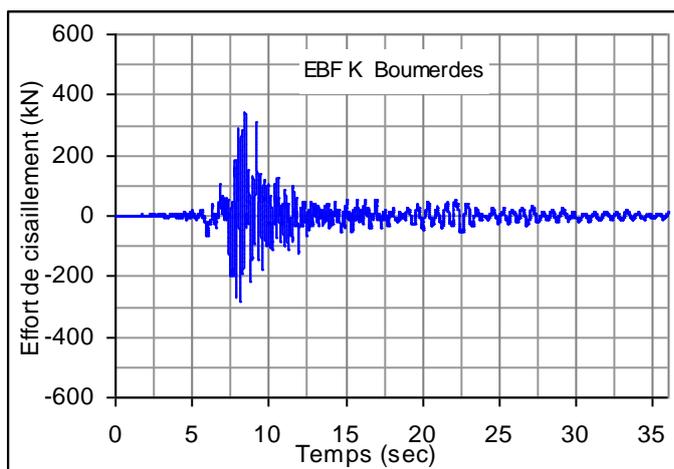
(b)



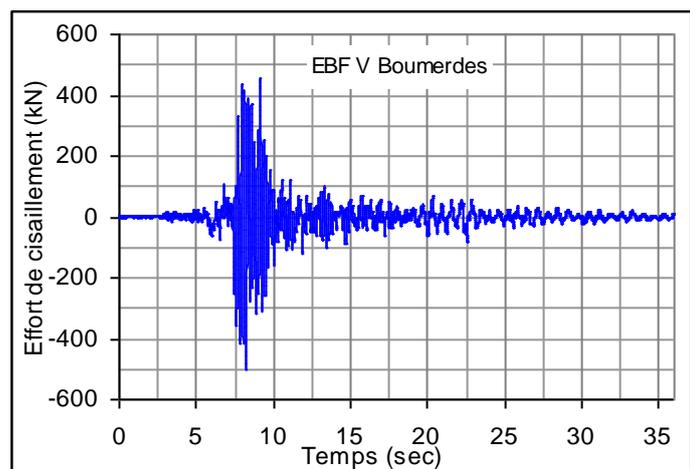
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 6.8 Effort de cisaillement à la base des structures sous l'accélérogrammes de Boumerdes

La figure 6.9 représente la valeur maximale de la réponse temporelle de l'effort de cisaillement à la base de la chaque structure sous l'effet de l'accélérogramme de Boumerdes (de la figure 9.5). En terme de comparaison, la réponse maximale est observée pour le contreventement centré en X. contrairement aux accélérogrammes précédents, la ou le contreventement centré en V a été envisagé comme la structures la plus sollicité. Le contreventement excentré en V caractérisés par un effort à la base supérieure a celui de contreventement centré en V et en V inversé.

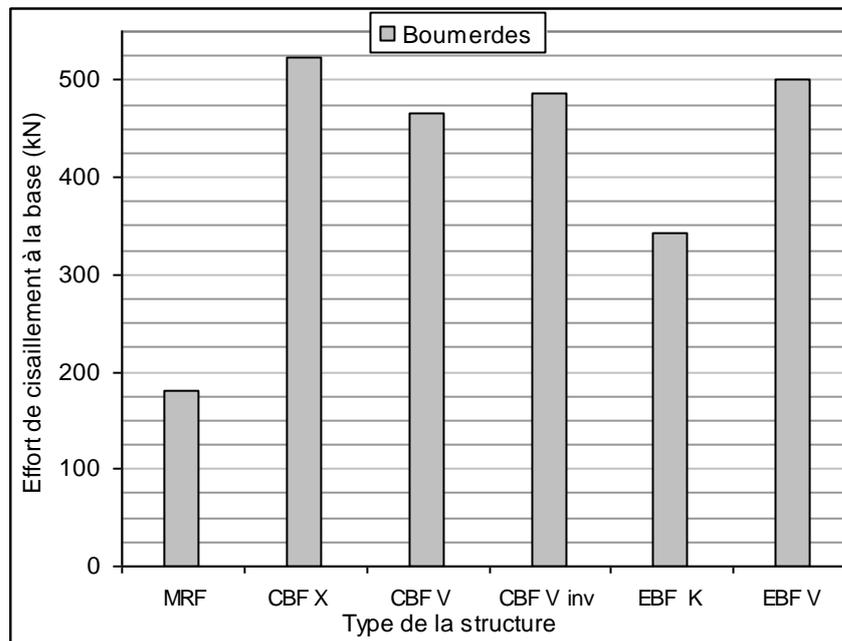


Figure 6.9 Effort de cisaillement maximale sous l'accélérogramme de Boumerdes

Dans le même genre de comparaison sur l'effet des contreventements centrés et excentrés sur la réponse de l'effort à la base, le tableau 6.4 ci-dessous résume cette réponse en pourcentage sous l'action d'accélérogramme de Boumerdes.

Ce Tableau montre aussi que l'augmentation de l'effort à la bases des structures contreventées s'effectuée par un taux varie de 47 à 65%.

Tableau 6.4 comparaison de l'Effort à la base maximal sous l'accélérogramme de Boumerdes

Type de structure		Temps (sec)	V max (kN)	%
Portique autostable	MRF	180.3	7.59	-
Contreventement centre en X	CBF X	523.5	8.07	65.56
Contreventement centré en V	CBF V	466.8	7.59	61.38
Contreventement centré en V inversé	CBF Vinv	486.8	8.12	62.92
Contreventement excentré en K	EBF K	342	8.44	47.28
Contreventement excentré en V	EBF V	501.7	8.24	64.06

La réponse en termes d'effort de cisaillement à la base des structures contreventées vis-à-vis aux trois accélérogrammes mentionnés ci-dessus, est récapitulée sur la figure 6.10 ci-après. En premier lieu, on constate que les mêmes observations envisagées dans les figures précédentes destinées à la manifestation sur l'effort à la base sont remarquables dans la présente figure 6.10.

Le séisme de Kobe présente des réponses plus élevées que celui d'Elcentro et de Boumerdes pour toutes les structures considéré, mais avec une diversité significative concernant les structures contreventées en X et en V.

D'autre part l'accélérogramme d'Elcentro provoque aussi des réponses supérieur a celui de Boumerdes, avec une variation considérable pour le portique autostable, et celui avec contreventement excentré en K.

Cela met en évidence l'effet du type des accélérogrammes sur la réponse sismique des structures, à savoir une structure construite proche, intermédiaire ou loin de la faille sismique. C'est pour ceci, certain règlement parasismiques impose ce problème par d'autres coefficients varies en fonction de la distance entre la structure et la source sismique (noté near-field ou far-field) [15].

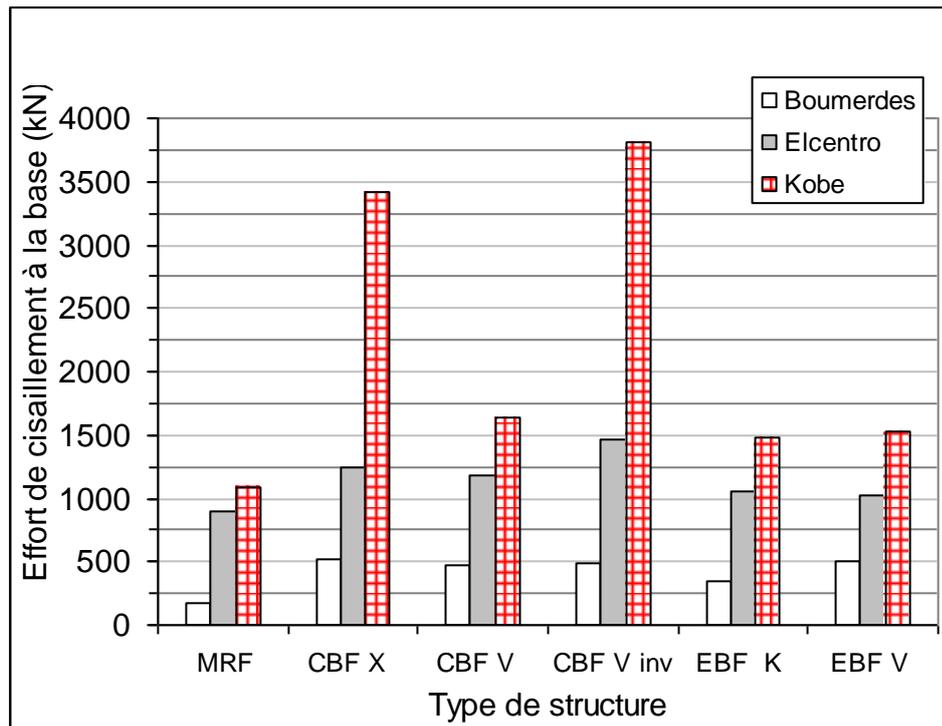


Figure 6.10 Effort de cisaillement maximal à la base des structures

6.4 EFFET DES PALEES DE CONTREVENTEMENT SUR LA REPOSE EN CRITERE DE DEPLACEMENT

6.4.1 Déplacement latéral aux sommets des structures

Le déplacement latéral des structures vis-à-vis aux sollicitations horizontales notamment le vent et le séisme est un facteur important sur lequel les règlements parasismiques préconisent de le limiter en fonction de la zone sismique et en fonction du type de contreventement adopté. A ce propos, la comparaison des différentes structures contreventées en termes de déplacement latéral au sommet sous l'effet des accélérogrammes est clairement montrée ci après.

6.4.1.1 Déplacement aux sommets sous l'accélérogramme d'Elcentro

La figure 6.11 montre la réponse temporelle de déplacement latéral aux sommets des structures contreventées sous l'accélérogramme d'Elcentro. D'après la figure 6.11(a) rapportée au portique autostable (MRF), on remarque une variation significative du déplacement au sommet jusqu'à presque 15 sec, cependant la réponse maximal est observée à $t=5.92$ par une valeur égale à 13.36cm.

Par conséquent, cette figure montre une flexibilité importante du portique autostable caractérisé par plusieurs réponses quasi-maximales durant cette action sismique.

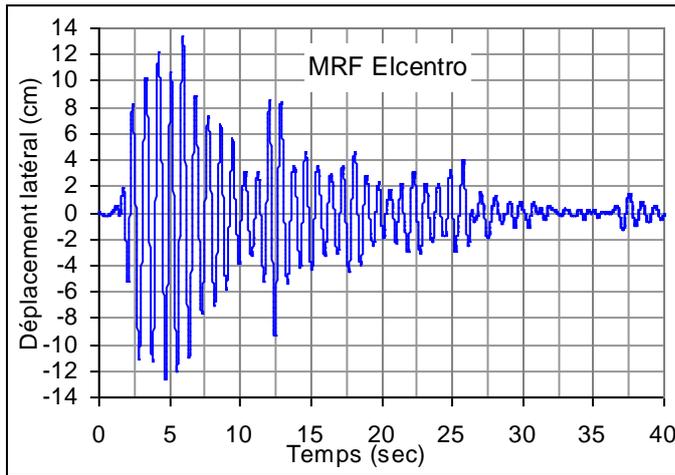
Par contre les palées de contreventement centrés en X (CBF X) et en V inversé (CBF V_{inv}) représentées sur les figures 6.11 (b) et (d) sont caractérisés presque par la même réponse égale à 5 cm mais avec des temps différents qui vaut $t=2.2$ sec et 4.9 sec successivement. On constate aussi que la durée de la réponse maximale de ce type de contreventement est courte, et limitée dans l'intervalle de 0 à 5 sec.

D'autre part le contreventement centré en V (CBF V) et celui excentrés (EBF K et EBF V) montrés sur les figures 5.11 (c), (e) et (f) respectivement, caractérisés par des déplacements aux sommets approximativement égaux, dont la valeur égale à 8 cm. Ainsi que les deux contreventements excentrés, est le portique autostable, sont manifestés par une large durée de réponse quasi-maximal durant les premier 12 sec.

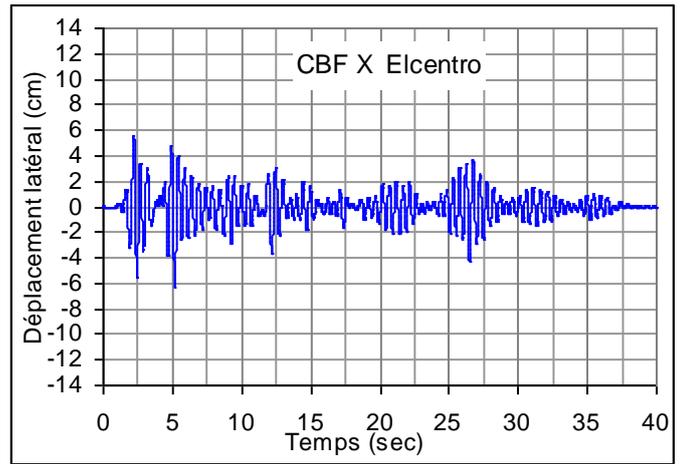
A la lumière des ces observations soulignés d'après la figure 6.11, on constate que les structures contreventées par palées centrés en X et en V sont les plus rigide sous l'action sismique d'accélérogramme d'Elcentro. En raison de leurs déplacements latéraux au sommet le plus faible.

Par contre le portique autostable classé comme le système plus flexible par rapport aux autres structures considérés, et les autres types de contreventement, notamment avec barre excentrées, sont classés entre ces deux catégories.

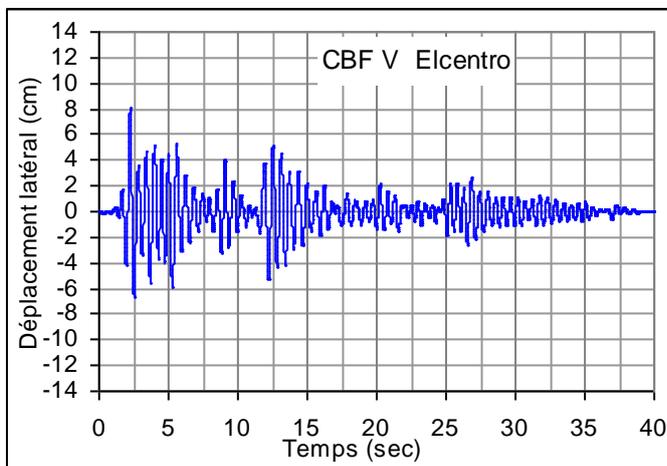
Par conséquent les structures contreventées par palées centrées en X et en V inversé diminuées le déplacement maximal au sommet d'environ 50% et 37% par rapport à celui obtenu pour le portique autostable d'une part. Et d'autre part, les autres structures avec contreventement centré en V et excentré en K et en V diminuées le même facteur d'environ 35%. Ainsi que les trois derniers types de contreventement augmente le déplacement au sommet par presque 37 % par rapport à celui observé pour les contreventements centrés en X et en V inversé.



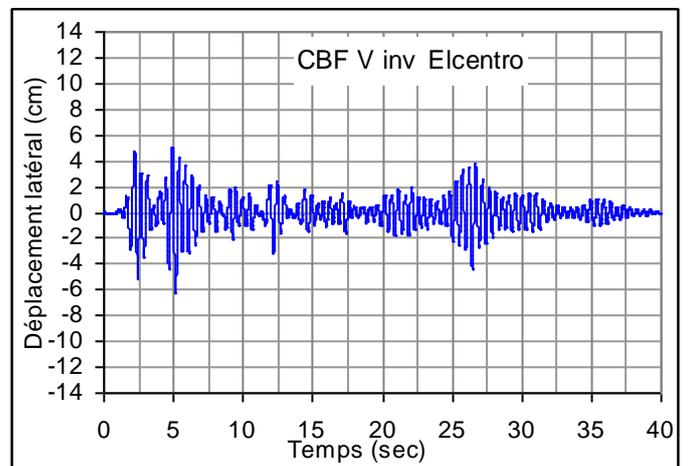
(a)



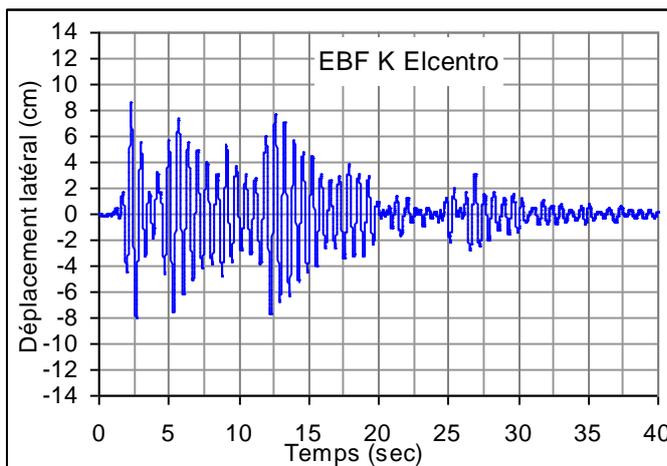
(b)



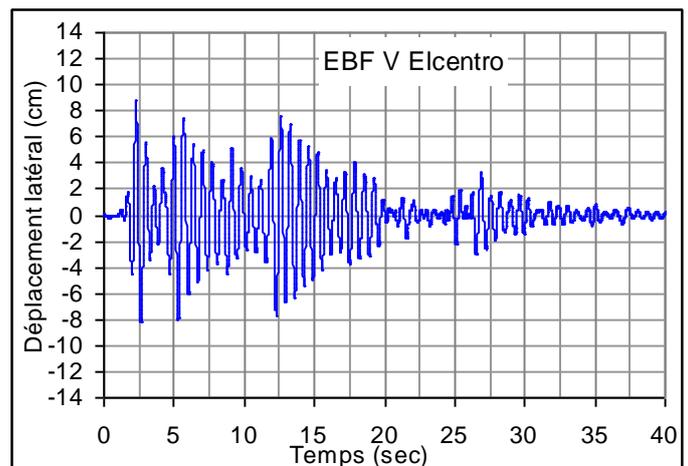
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 6.11 déplacement latéral au sommet des structures sous l'accélérogramme d'Elcentro

6.4.1.2 Déplacement latéral aux sommets sous l'accélérogramme de Kobe

La variation du déplacement au sommet des différents types de contreventement sous l'effet de cet accélérogramme est représentée sur la figure 6.12 ci-dessous.

D'après les figures 6.12 (a) et (c) destinées aux portiques autostable et le contreventement centré en V respectivement, les réponses maximales sont presque égaux par une valeur de 10.45 cm. Ainsi que l'allure de la réponse montrée sur ces deux figures est relativement identique, mais MRF est caractérisé par une grande durée de réponse maximale observée dans l'intervalle de 5 à 20 sec, par contre CBF V est caractérisé par une durée varie de 5 jusqu'à 15 sec.

La structures avec contreventement centré en X (CBF X) et celui excentré en V (EBF V) rapportées au figure 6.12 (b) et (f) caractérisées par des réponses à peu près équivalentes, dont la valeur vaut 12.84cm et 13 cm, apparaître à $t=9.4$ successivement. Ainsi que la plus forte durée de réponse est située dans l'intervalle dès la 5^{ème} seconde jusqu'à 15sec.

Les autres structures, notamment celles CBF Vinv et EBF K exposées un déplacement latéral montrées sur les figure 6.12(d) et (e), et leurs valeurs maximales vaut 16.81cm et 8.67cm respectivement. Concernant la durée de la réponse maximal des CBF Vinv, est similaire à celle de CBFV mentionnée auparavant. Par contre EBF K manifeste par la plus large durée de réponse, débutée dès la 2^{ème} seconde jusqu'à 20 sec (figure6.12 (e)).

Selon ces constatations ci-dessus inspirées auparavant d'après la figure 6.12, et a titre de comparaison, les contreventements centrés en X et en V inversé (CBF X et CBF V inv) sont les plus flexibles, et celui centré en V le plus rigide, sous l'excitation par l'accélérogramme de Kobe. Les autres structures sont classées entre ces deux types.

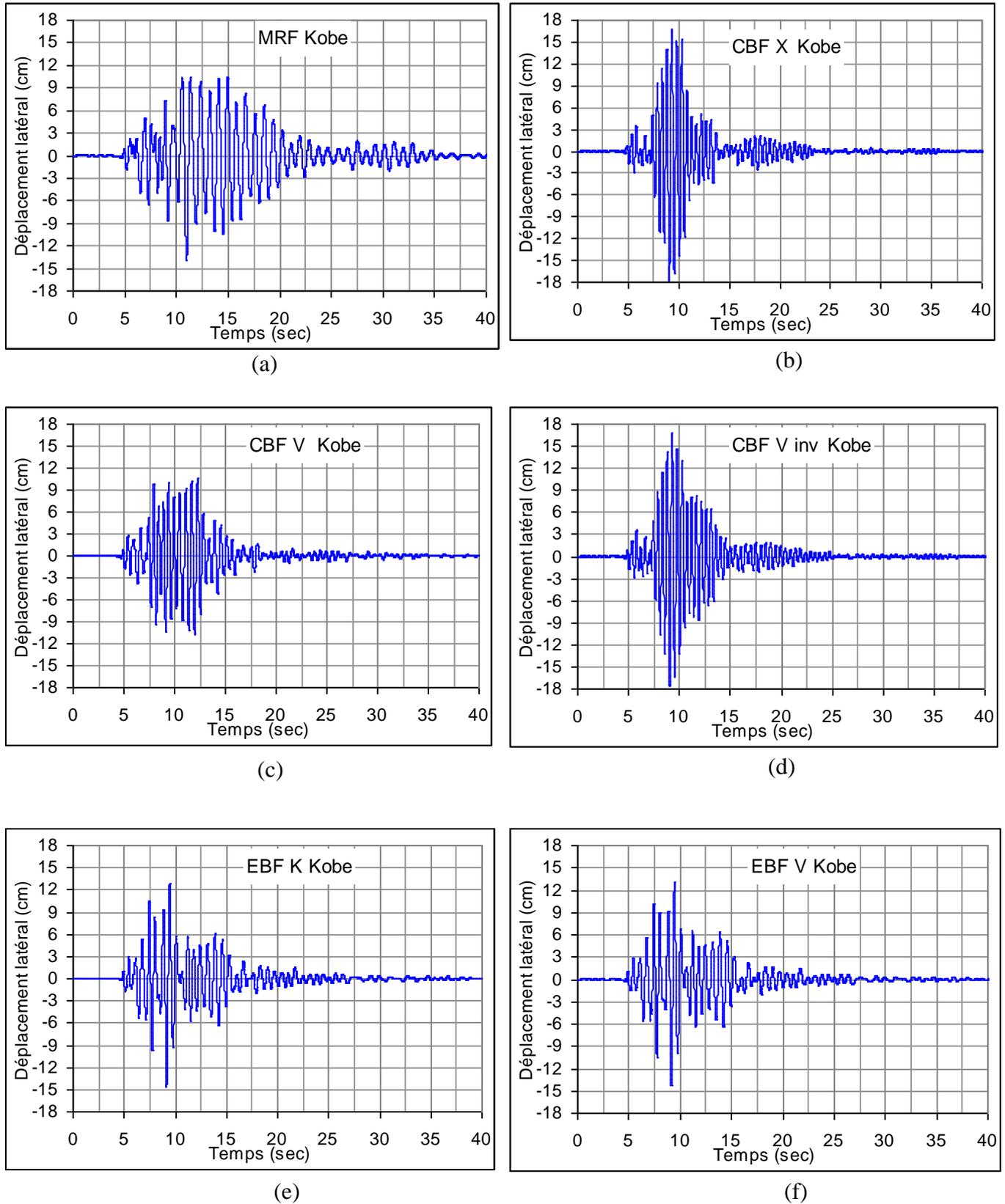


Figure 6.12 déplacement latéral au sommet des structures sous l'accélérogramme de Kobe

6.4.1.3 Déplacement latéral aux sommets sous l'accélérogramme de Boumerdes

De manière semblable à la description utilisée dans les deux parties précédentes de ce paragraphe, la figure 6.13 montre la variation du même critère sous l'action de l'accélérogramme de Boumerdes.

La figure 6.13 (a) montre le déplacement latéral au sommet du portique autostable, dont la déformation maximal est observée à $t=7.59$ et vaut 1.41cm. La même valeur envisagée pour la structure avec contreventement centré en V inversé (CBF V inv) représentée sur la figure 6.13 (d). Mais avec une durée de réponse assez courte par rapport à celle du portique autostable.

Les autres contreventements centrés en X (CBF X) et en V (CBF V) représentés sur les figures 6.13(b) et (c), caractérisés par un déplacement au sommet égale à 1.57 cm et 1.63 cm successivement, paru à $t=7.47$ sec.

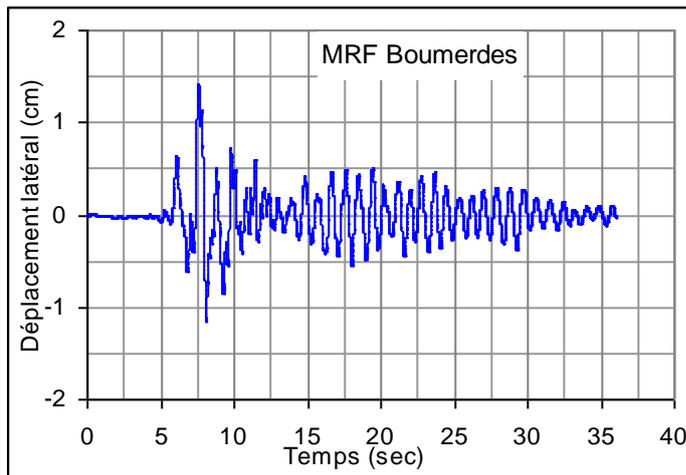
Les contreventements excentrés en K (EBF K) et celui en V (EBF V) montrés sur les figures 6.13 (e) et (f) respectivement, ont été exposés un déplacement latéral égal à 1.31 et 1.37cm. Ces deux structures, dans le cas de l'accélérogramme de Boumerdes, présente des réponses semblables. Ceci est observé du point de vue duré de la réponse secondaire, et intensité de cette réponse.

6.4.2 Déplacement latéral à chaque étage

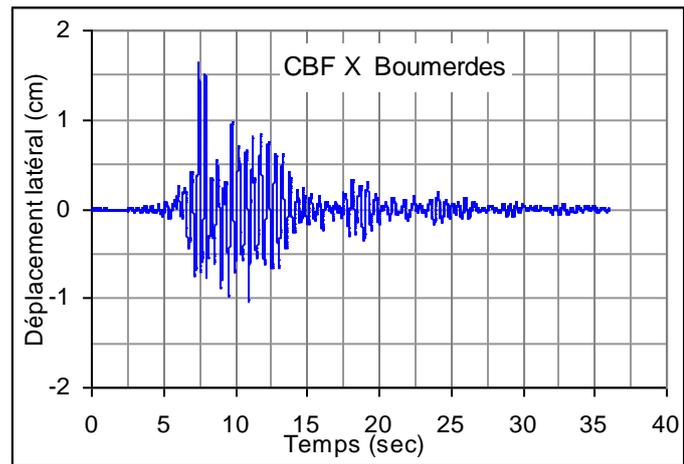
Le critère en déplacement de chaque étage des structures sous l'action des accélérogrammes sélectionnés sera interprété dans le présent paragraphe, pour cela on sélectionne les valeurs maximales de la réponse temporelle de déplacement sous l'accélérogramme à chaque niveau.

6.4.2.1 Déplacement latéral d'étage sous l'accélérogramme d'Elcentro

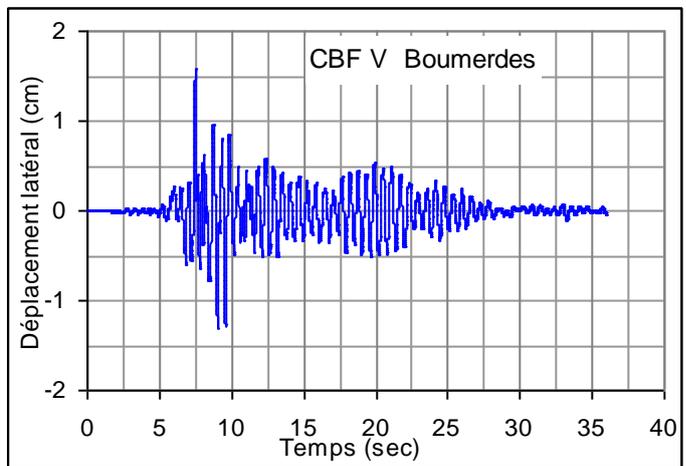
L'effet de l'accélérogramme d'Elcentro sur la réponse des structures en termes de déplacement latéral à chaque étage, est montré sur la figure 6.14 ci-dessous. Cette figure montre une variation significative du déplacement observée pour le portique autostable, par rapport à celui des autres structures. Cependant les valeurs maximales aux sommets des structures ont été indiquées au paragraphe précédent.



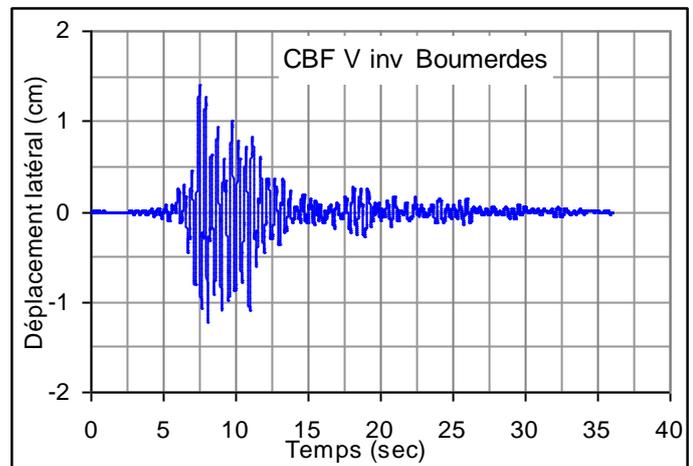
(a)



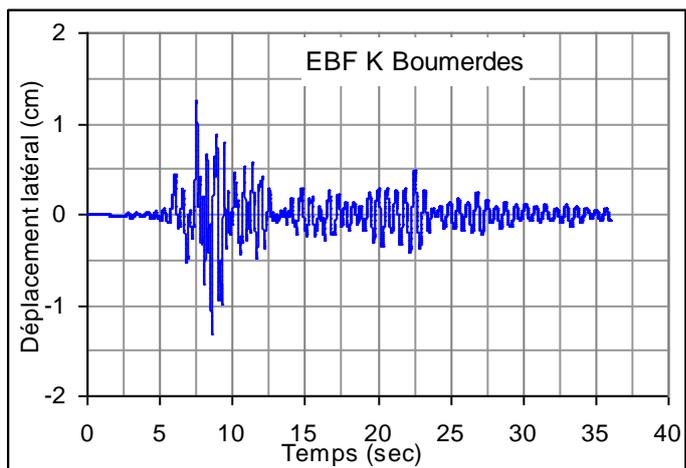
(b)



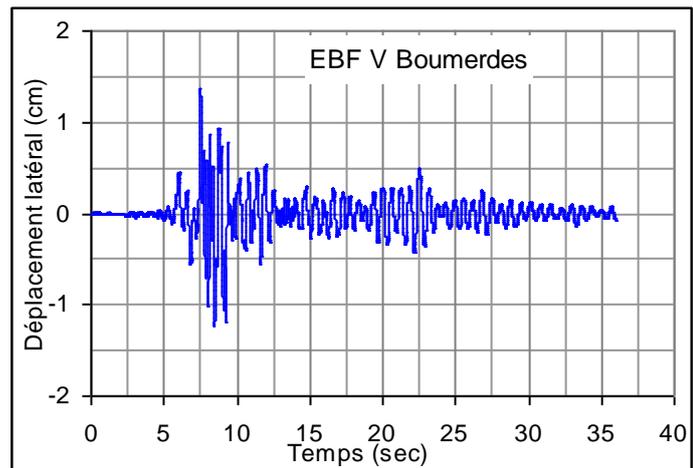
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 6.13 déplacement latéral au sommet des structures sous l'accélérogramme de Boumerdes

On constate que l'utilisation des palées de contreventement, dans le cas de l'accélérogramme d'Elcentro, c'est un procédé sur lequel la déformation latérale des structures sera diminuée. Cette diminution est différente, en fonction de type de contreventement adopté.

Par conséquent l'augmentation de la rigidité des structures contreventées par rapport au portique autostable, est observée dans le tableau 6.5 ci-dessous. D'après ce tableau, les structures les plus rigides, sont celle avec contreventement centré en X et en V inversé, où le déplacement latéral est diminué d'environ 53 % au sommet, et plus de 60% aux étages intermédiaires. Ainsi le contreventement en V qu'est diminué ce facteur par 39% et plus de 50% successivement.

D'autre part, les contreventements excentrés considérés comme les moins rigides par rapport a ceux centrés, d'où ce type de contreventement en K et en V diminué le déplacement latéral d'environ 34% aux sommets et plus de 40% aux étages intermédiaires.

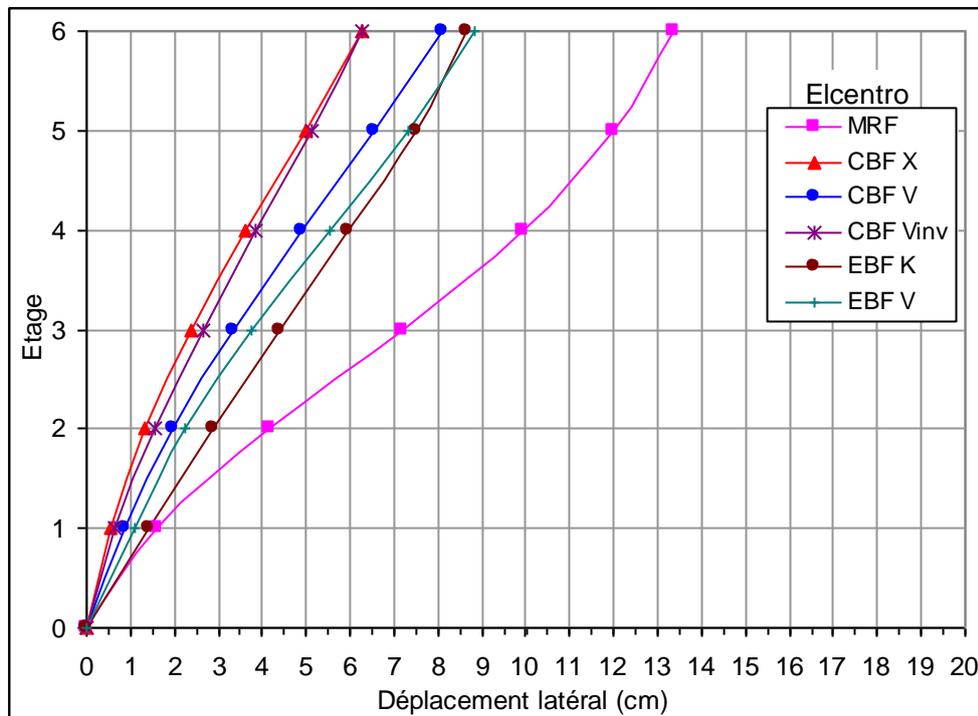


Figure 6.14 Déplacement latéral sous l'accélérogramme d'Elcentro

Tableau 6.5 : variation de la rigidité latéral sous accélérogramme d’Elcentro

Etage	MRF %	CBF X %	CBF V %	CBF Vinv%	EBF K %	EBF V %
6	0	53.07	39.52	53.07	35.10	33.76
5	0	58.62	45.55	57.29	37.64	39.13
4	0	63.72	50.85	61.31	40.00	44.12
3	0	67.22	53.61	63.19	39.17	47.64
2	0	67.71	52.53	62.65	30.12	46.27
1	0	64.15	45.28	58.49	11.32	30.82

6.4.2.2 Déplacement latéral d’étage sous l’accélérogramme de Kobe

Le critère en déplacement latéral des structures, dans le cas d’accélérogramme de Kobe est montré sur la figure 6.15.

D’après cette figure, on constate que le déplacement maximal aux sommets est observé pour les structures avec triangulations centrées en X (CBF X) et en V inversé (CBF Vinv), ces deux structures sont caractérisées par des réponses semblables. Par contre, au dessous du 4^{ème} étage, le portique autostable considéré comme le plus déformable.

La structure la plus rigide d’une façon considérable, sous la présente action sismique, est celles avec triangulation centrée en V (CBF V), en raison de leur déplacement latéral le plus faible.

Le pourcentage de variation de la rigidité latérale des structures sous l’accélérogramme de Kobe, est montré sur le tableau 6.6 ci-dessous. On note que le signe (-) signifie une augmentation de la rigidité.

On remarque que les CBF V, est considérée comme la seule structure qui minimise parfaitement le déplacement latéral à tous les étages (augmentation de la rigidité), par rapport à celui observé au portique autostable par 32% à l’étage supérieur et entre 31% à 43 % aux étages intermédiaires.

La même observation est destinée aux structures avec triangulations excentrées, à l’exception du déplacement au sommet des structures.

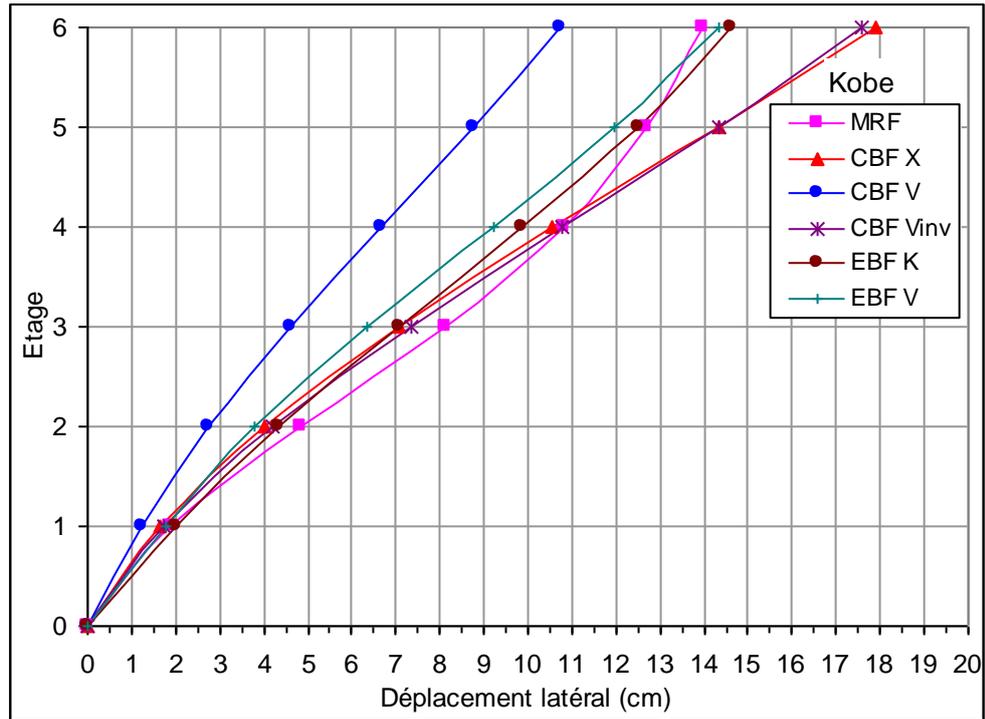


Figure 6.15 Déplacement latéral sous l'accélérogramme de Kobe

Tableau 6.6 : Variation de la rigidité latéral sous accélérogramme de Kobe

Étage	MRF %	CBF X %	CBF V %	CBF Vinv %	EBF K %	EBF V %
6	0	-28.22	23.28	-26.00	-4.58	-2.79
5	0	-12.67	31.16	-12.98	1.49	5.82
4	0	2.31	38.54	0.28	8.69	14.88
3	0	13.14	43.61	9.58	13.27	21.87
2	0	17.70	43.62	13.17	10.49	22.02
1	0	13.76	35.45	7.94	-5.29	6.88

6.4.2.3 Déplacement latéral d'étage sous l'accélérogramme de Boumerdes

Le déplacement latéral des structures sous l'accélérogramme de Boumerdes, est montré sur la figure 6.16 ci-dessous. Cette figure illustre que toutes les structures sont caractérisées par une réponse avec une tendance presque identique.

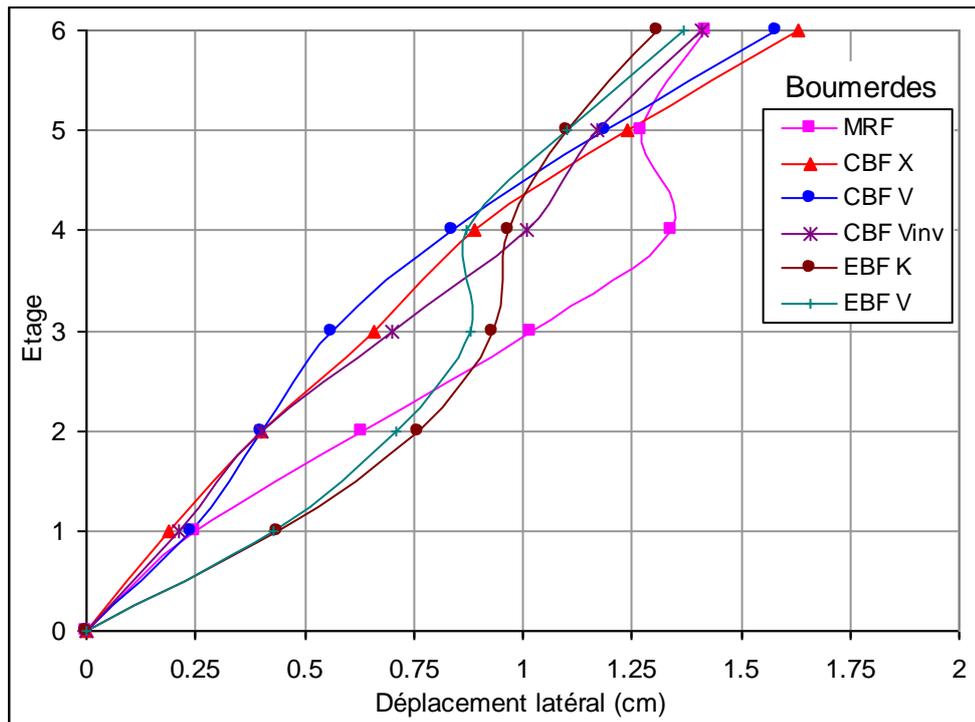


Figure 6.16 Déplacement latéral sous l'accélérogramme de Boumerdes

6.4.3 Déplacement relatif inter-étage

A fin de continuer l'analyse de l'effet des accélérogrammes sismiques sur la réponse du critère en déformation latéral, ce paragraphe souligne le déplacement relatif entre étage des structures sous l'accélérogramme d'Elcentro et Kobe.

6.4.3.1 Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'Elcentro

L'effet de l'accélérogramme d'Elcentro sur la réponse des structures, est représenté sur la figure 6.17 ci-dessus. Cette figure montre une déformation significative au niveau des étages intermédiaires du portique autostable. Par contre les autres structures contreventées caractérisées par un déplacement entre étage assez faible par rapport à celui du portique autostable.

Parmi ces structures, celle avec contreventement excentré en V (EBF V) qu'elle soumise à un déplacement relatif le plus faible entre tous les étages. Malgré que les structures contreventées en X et en V inversé, présentent des valeurs du déplacement latéral inférieures à celle excentré en V, à cause de leurs rigidités représentées dans la figure 6.14, rapporté au même accélérogramme.

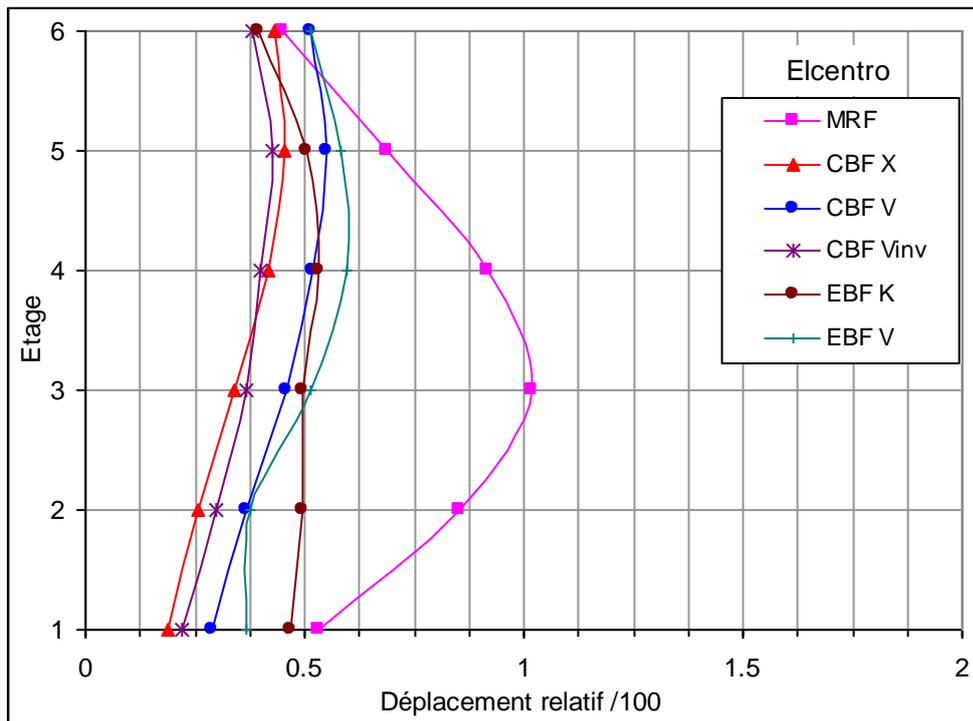


Figure 6.17 Déplacement relatif sous l'accélérogramme d'Elcentro

6.4.3.2 Déplacement relatif sous l'accélérogramme de Kobe

Dans le cas de l'accélérogramme de Kobe, la réponse en terme de déplacement relatif est montrée sur la figure 6.18. On constate d'après cette figure, que le portique autostable (MRF) présente un déplacement entre étage important, notamment entre les étages 2,3 et 4. D'autre part les structures avec contreventement centré en V (CBF V) et excentré en K (EBF K) et en V (EBF V), sont caractérisées par la même réponse de déplacement entre étage, malgré que le premier type présente davantage en rigidité latérale que les EBF K et EBF V.

Les structures avec contreventements centrés en X et en V inversé, présente la réponse la plus importante entre le premier étage et le sommet par rapport aux autres structures. Ainsi que leur déformation dans les étages inférieurs est plus que celle aux étages supérieurs.

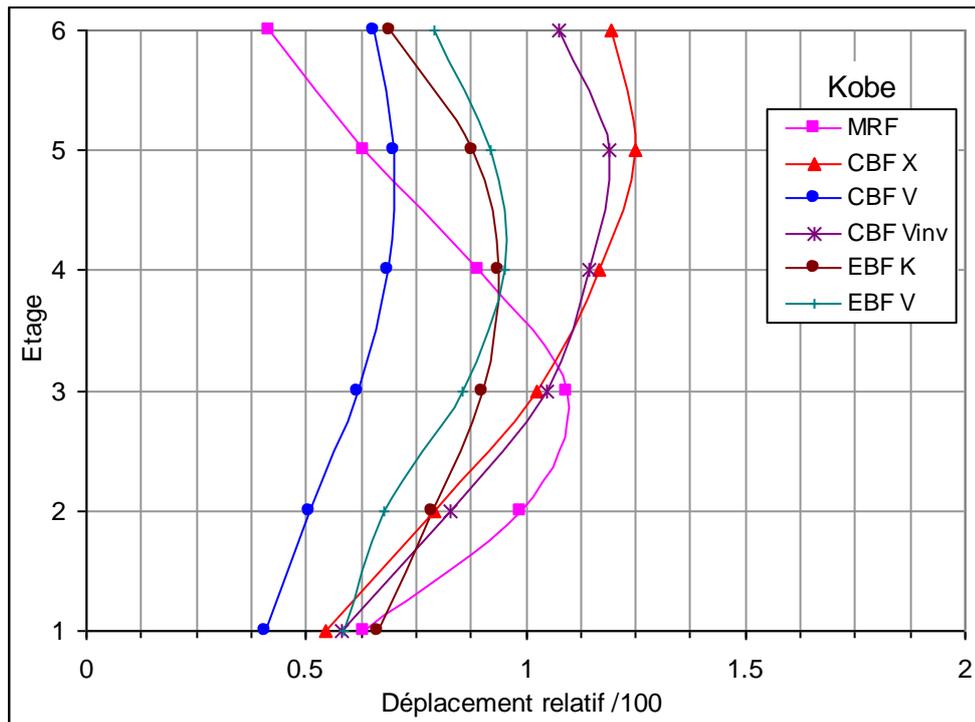


Figure 6.18 Déplacement relatif sous l'accélérogramme de Kobe

6.4 ENERGIE SISMIQUE DES STRUCTURES SOUS LES ACCELEROGRAMMES

Le présent paragraphe est consacré à l'analyse des structures identifiées en termes d'énergie sismique (énergie input). Sous les trois accélérogrammes utilisés. A ce propos, la dissipation d'énergie est considérée parmi les facteurs importants sur lesquels est étudié le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations sismique ou bien cyclique effectué généralement aux laboratoires présentés par des essais expérimentaux et numériques à l'aide de l'outil informatique.

6.4.1 Energie input sous l'accélérogramme d'Elcentro

L'énergie input des structures sous l'excitation de séismes d'Elcentro est illustrée sur la figure 6.19. Le développement de l'énergie input pour chaque type de structure s'effectue d'une façon ascendante progressivement dès le début de la sollicitation sismique jusqu'à une valeur maximale sur laquelle l'énergie se stabilise.

Le point correspond à la valeur maximale varie en fonction du type de contreventement adopté, ainsi que la durée et l'intensité du séisme.

Pour le cas de la figure 6.19, ce point de stabilisation d'énergie sismique est paru à $t=27\text{sec}$ pour tous les structures examinées.

D'après la même figure, le portique autostable subit à une énergie sismique importante que celle observée pour les autres structures avec contreventement, par une valeur atteinte 212.75kN.m à $t=25.83\text{sec}$. Cette variation est plus remarquable au début de l'excitation sismique, notamment dans l'intervalle de 2 à 12sec.

On observe qu'avec l'utilisation des contreventements centrés, l'énergie sismique est réduite de manière significative, pour les trois types en X, V et V inversé. Dont la valeur maximale vaut d'environ 120 kN.m . Malgré que contreventement en V subi a une énergie plus que celle observée en X et en V inversé, notamment à $t=12$ jusqu'à 25 sec.

Pour le cas de contreventement excentré, à savoir celui en K en V (EBF K et EBF V), sont caractérisées par une énergie développée sous le séisme d'Elcentro, égale à 193.24kN.m et 176.11kN.m survenu à $t=34.93\text{sec}$ successivement. Considérée comme une réponse assez faible par rapport à celle observée au portique autostable.

En dernier lieu, on note que l'énergie imposée par le séisme d'Elcentro est considérable pour les structures caractérisées par une rigidité faible, notamment le portique autostable et les structures avec contreventement excentrés en K et en V. cela en raison de la durée longue de l'accélérogramme d'Elcentro.

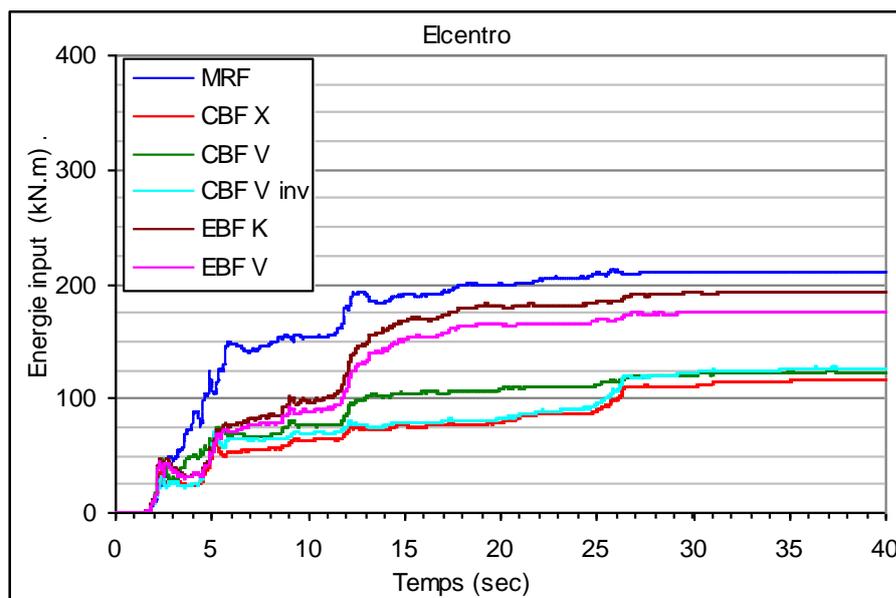


Figure 6.19 Energie input sous l'accélérogramme d'Elcentro

6.4.2 Energie input sous l'accélérogramme de Kobe

L'Accélérogramme de Kobe est communiqué une énergie sismique aux structures étudiées, la variation de cette énergie en fonction du temps est représentée sur la figure 6.20.

Le premier aspect observé d'après cette figure, est que la durée d'apparition de l'énergie sismique est courte, autant de 5 sec jusqu'à presque 17 sec. Malgré qu'il y a des structures développent l'énergie après cette duré, mais par des quantités faibles, a cause la duré de cet accélérogramme.

La plus faible énergie sismique est rapportée aux structures flexibles, notamment MRF et EBF en K et en V.

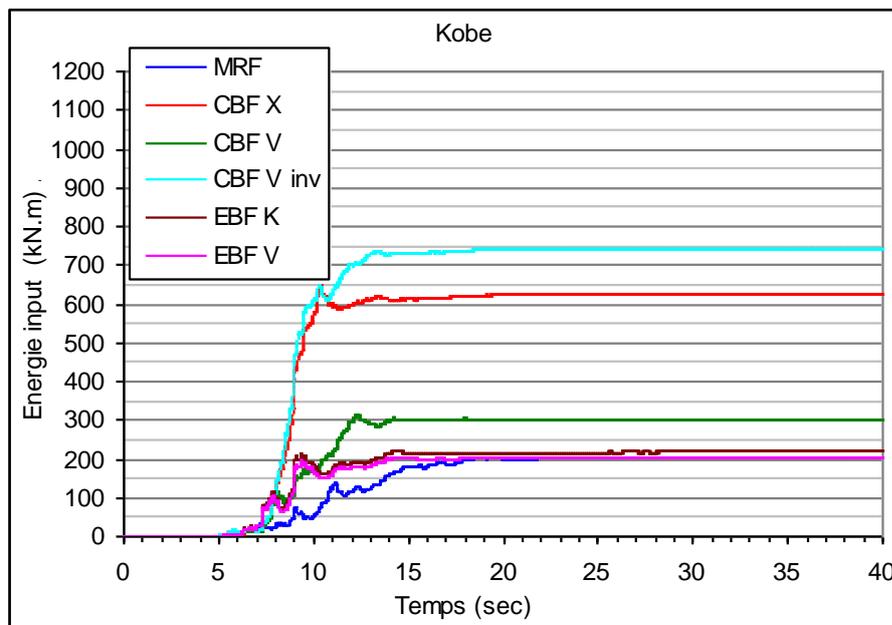


Figure 5.20 Energie input sous l'accélérogramme de Kobe

6.4.3 Energie input sous l'accélérogramme de Boumerdes

La figure 5.21 montre la variation temporelle de l'énergie input imposée aux structures sous l'accélérogramme de Boumerdes.

L'aspect remarquable d'après cette figure, est que l'énergie sismique du portique autostable est la plus faible que celle observée pour les autres structures

contreventées. Dont la valeur maximal de l'énergie input rapproche de 5kN.m a $t=29.42\text{sec}$.

Par contre cette énergie est plus élevée pour le contreventement excentré en V (EBF V) par une réponse maximale atteinte 13.75kN.m a $t=35.62\text{sec}$, néanmoins EBF V est plus sollicité que celle CBF V inversé, qui caractérisé par une réponse égale 11.6kN.m.

Les autres structures avec contreventements centrés en X et en V (CBF X et V) et ceux excentrés en K, présentent une énergie input presque équivalentes d'environ 10kN.m.

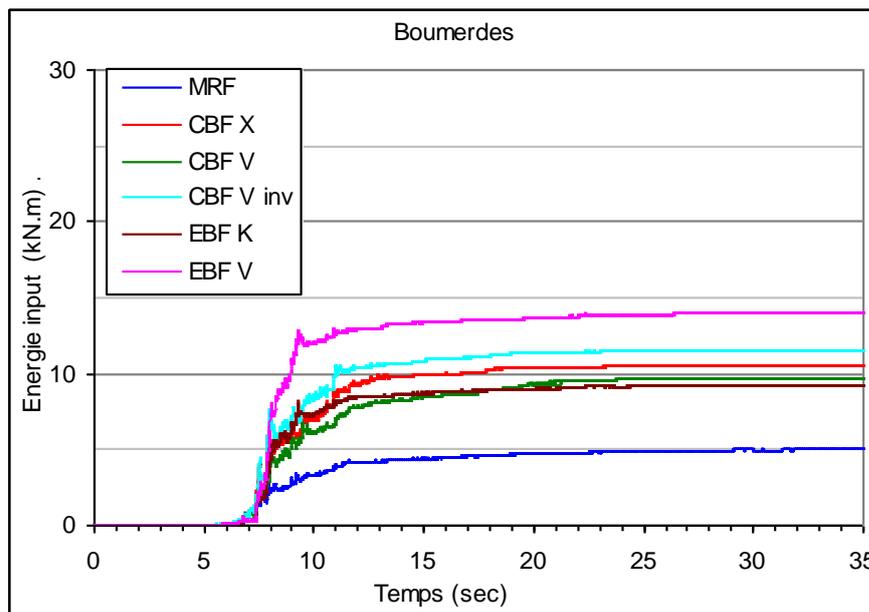


Figure 5. 21 Energie input sous l'accélérogramme de Boumerdes

6.5 CONCLUSION

L'étude présentée dans ce chapitre a permis de montrer l'effet des palées de contreventement centrés et excentrés sur la réponse dynamique non-linéaire des structures métalliques vis-à-vis des actions sismiques. Ces actions ont été définies par des accélérogrammes sismiques réels, à savoir les séismes de Boumerdes2003, de Kobe1995 et d'Elentro1940.

En premier lieu, on a présenté la réponse en termes d'efforts tranchants à la base des structures avec les différents types de palées de contreventement, sous les excitations sismiques indiquées auparavant. Les résultats montrent que l'effort tranchant à la base des structures engendré par l'action sismique est proportionnel à la rigidité latérale de la structure. Ceci est bien démontré par la réponse maximale dans les ossatures avec triangulations à barres centrées en X et en V inversé, caractérisés par une rigidité latérale importante par rapport aux autres structures, et par les portiques autostables qui développent un effort tranchant minimal à la base vis-à-vis des trois accélérogrammes, dont la variation de la réponse est significative sous l'accélérogrammes de Kobe.

Les structures étudiés dans ce cas sous l'effet des trois accélérogrammes présentent un déplacement latéral jugé important, le portique autostable montre une réponse importante par rapport aux autres structures sous l'accélérogramme d'Elcentro, bien que les accélérogrammes de Boumerdes et Kobe présentent un déplacement latéral presque identique pour tous les structures. Cela est logique, généralement rapporté au type d'enregistrement des l'accélérogrammes, notamment la durée de la forte réponse, cette durée est affectée en premier lieu par la distance épacentrale, ainsi que les conditions de site, à savoir les conditions topographiques et géologiques.....etc

Cette diversité de la réponse sismique de ces structures, est observée aussi en titre d'énergie communiquée par le séisme aux structures considérées. Cependant, plus la durée de mouvement de sol est longue, plus l'énergie imposée par le séisme est importante, malgré que leur l'accélération maximale caractérisée par une intensité assez faible par rapport a autre séisme de courte durée.

En terme d'énergie sismique, il est recommandé d'adopter des structures flexibles (portique autostables et les contreventements excentrés) on zone proche de la faille sismique (séisme de courte durée), et l'inverse est juste, autant de préférable d'utiliser les structures rigides en zone loin la source sismique (séisme de longue durée), notamment celles avec triangulation à barres centrées.

CHAPITRE 7 :
CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le travail présenté dans ce mémoire a été consacré à l'étude de l'effet des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures métallique, à savoir les portiques autostables, les ossatures avec triangulations centrées (en X, en V et en V inversé) et avec triangulations excentrées (en K et en V).

Les objectifs déclarés étaient d'évaluer le comportement de ces structures vis-à-vis des actions sismiques, notamment celles définies dans le règlement parasismique algérien (RPA2003), à savoir la méthode statique équivalente par effort tranchant à la base et dynamique par spectre de réponse élastique, ainsi, dynamique par accélérogrammes sismiques réels. En particulier celui de Boumerdes 2003, Kobe1995 et Elcentro 1940.

A la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusions suivantes ;

Concernant l'analyse élastique effectuée par les deux méthodes indiquées ci-dessus, le portique autostable présente une déformation latérale importante, par contre les ossatures avec triangulations centrées caractérisé par une déformation minimale, cependant les ossatures avec triangulations excentrées combine les performances de ces deux structures, à savoir la rigidité de celle centrées et la ductilité des portiques autostables. On note ici que cette performance est affectée principalement par la longueur du tronçon sismique (Link), notre étude à été consacré seulement pour un tronçon court.

A propos de l'effort tranchant à la base des structures, on constate que la méthode statique équivalente surestime les efforts tranchants dans tous les structures considérées ($V_{\text{statique}} > V_{\text{spectral}}$), par conséquent on constate :

Une diminution de 25% de V_{spectral} par rapport à V_{statique} pour le portique autostable. Par contre on enregistre une diminution de 4% à la base des structures avec contreventement centré en X et en V inversé, et d'environ 11% pour celle en V. Par ailleurs les contreventements excentrés en K et en V sont caractérisées par une réduction de 14 % et 17% respectivement.

La valeur élevée du coefficient de comportement imposé par les normes parasismiques pour les structures métalliques en portique autostable, et celles avec triangulations excentrées, est justifiée par la réponse de ces structures en terme d'effort tranchant à la base engendré sous les accélérogrammes sismiques réels, cependant cet effort est assez faible à la base de ces structures par rapport aux autres structures caractérisées par un coefficient de comportement faible.

Par ailleurs, parmi les structures contreventées, l'énergie sismique engendrée sous les accélérogramme de Boumerdes et de Kobe (séisme de courte durée) montre l'efficacité des structures avec triangulation excentrées en K. Par contre le bon comportement en termes d'énergie est observé pour les structures avec les contreventements centrés sous l'accélérogramme d'Elcentro (séisme de longue durée). Ceci est corrélé généralement aux effets de la distance épiscopale et probablement aux conditions de site.

Des recommandations suivantes sont proposées afin d'améliorer les exigences du règlement RPA vis-à-vis des contreventements par palées triangulés des structures métalliques, les exigences adéquates sur lesquelles on peut concevoir une structure métallique en zone sismique.

- adoption du système de contreventement excentré en raison de leurs performances en zones sismiques
- prise en considération de l'effet de la distance épiscopale dans le calcul des structures en zone sismiques vis-à-vis du type de contreventement adopté.

En perspective, des études plus poussés doivent être menées pour tenir compte les contributions des contreventements excentrés, notamment la longueur du tronçon d'excentrement (Link) sur la réponse sismique des structures métalliques, avec une évaluation de leurs effets sur le comportement non linéaire.

L'effet de l'élançement sur la réponse non-linéaire des palées de contreventement centré selon les limites imposées par EC8 et AISC.

La réponse sismique des structures en zones proche, intermédiaires et loin de la source sismique (faille sismique) sous l'excitation sismique par les accélérogrammes des séismes réels.

Ce mémoire, d'un côté, nous a permis d'améliorer notre compétence dans le domaine de la conception parasismique des structures métalliques, notamment les recommandations préconisées par les règlements parasismiques et les recherches antérieurs. Et d'autre côté d'effectuer une étude pour évaluer la réponse sismique des structures métalliques avec les différents types des palées de contreventement centrés et excentrés.

Référence :

- [1] V. Gioncu and F. M. Mazzolani; **Ductility of Seismic Resistant steel structures**, *First published. New York: Spon Press, 2002, 694p.*
- [2] F.M. Mazzolani V.Pilluso; **ECCS Manual on Design of steel Structures in seismic zones**, *First Edition, European Convention For Construction Steelwork, N°76, 1994.*
- [3] DTR B C 2 48; **Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003**, *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [4] SEAOC Structural Engineers Association of California; **Seismic Design Manual, Volume I, II et III, Code Application Example 1999**, *SEAOC, Sacramento, California, USA*
- [5] Ray W. Clough and Joseph Penzien; **Dynamics of Structures**, *Third Edition. Library of Congress Cataloging-in-Publication, 2003, 730p.*
- [6] Anil K. Chopra ; **Dynamics of Structures; Theory and Applications to Earthquake Engineering**, *Third Edition. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2007, 876p.*
- [7] Ciutina Liviu Adrian; **Assemblages et Comportement sismique de portiques en Acier et Mixte Acier-Béton; Expérimentation et Simulation Numérique**, *Thèse doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, 2003.*
- [8] ATC; **Seismic evaluation and retrofit of buildings**, *Applied Technologies Council*
- [9] CURE, California Universities for Research in Earthquake, **Historic Developments in the Evolution of Earthquake Engineering**, *1999, USA.*
- [10] Wenshui Gan; **Earthquake Response of steel braces and braced steel frames**, *Repport No. EERL 96-06, California Universities for Research in Earthquake Engineering, California Institute Technology, December 1996.*
- [11] Robert Tremblay; **Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel** *American Institute of Steel Construction, 2003, 28p.*
- [12] EN 1998-1 (2004) Eurocode 8 ; **Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments** *Comité Européen de normalisation.*
- [13] AISC (2005) American Institute of Steel Construction Inc, **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**. *AISC, Chacago,*
- [14] Chia-Ming Uang, Michel Bruneau, Andrew S. Whittaker, Key-chyuan Trai **Seismic Design of steel Structures**, *Farzad Naeim, The seismic Design Handbook, second Edition, 2003*

- [15] UBC 97, **Uniform Building Code 97**, *International Conference Building Officials*
- [16] Egor P. Popov & Michael D. Engelhardt; **Seismic Eccentrically Braced Frames**, *J. Construct. Steel Research 10 (1988) 321-354*
- [17] P. Balandier ; **Les Seismes et les Constructions en Metal et en Bois, principe et mise en oeuvre**. *Document d'information à l'usage du constructeur - volume 5, 30p.*
- [18] Wai-Fah Chen and Charles Scawthorn; **Earthquake Engineering Handbook** *CRC Press LLC, SEA, ICBO. 2003.*
- [19] Eric J. Kaufman, John W-Fisher, Roger M.Djulio, John L-Gross; **Failure Analysis of Welded Moment Frames Damaged in Northridge Earthquake**, *NISTIR 5944, January 1997, 166p.*
- [20] NEHRP; **NEHRP Recommended Provisions Seismic Design of Steel Structures** *Instructional Material Complementing FEMA 451, Design Examples.*
- [21] Normes NF P 06-013, **Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments -PS92**, *décembre 1995*
- [22] EN-1993-1-1 (2003) Eurocode 3 ; **Calcul des Structures en Acier, Part 1-1 Règles Générales et règles pour les bâtiments**, *Comité Européen de normalisation*
- [23] M.Berediaf Bourahla, **Comportement Nonlieaire des systèmes de contreventement en charpente métallique**, *Thèse de magister, université de Blida, 2001.*
- [24] A.Plumier; **Constructions en zone sismique**, *Université de liege- Eddition 2009*
- [25] EN-1993-1-8 (2003) Eurocode 3 ; **Calcul des Structures en Acier, Part 1-8 Calcul des assemblages**, *Comité Européen de normalisation*
- [26] D.T.R.-B.C.-2.44; **Rèlges de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM97**, *Document Technique Reglementaire, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.*
- [27] ANSI/AISC 358-05; **Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application 2005**, *American Institute of Steel Construction Inc, Chacago, 2005.*
- [28] Thomas M.Murray and Emmett A. Summer, **Extended End-plate Moment Connection Seismeic and wind application**, *2end edition,4 Design Guide, AISC2003*
- [29] Ahmed.Y. Elghazouli and J.M. Castro, **Seismic Design Building to Eurocode8**, First published 2009 by Spon Press.

- [30] Kangmin Lee and Michel Bruneau ; **Energy Dissipation of Compression Members in Concentrically Braced Frames: Review of Experimental Data.** *Journal of structural engineering*, Vol. 131, No. 4, April 1, 2005. ASCE, 552–559.
- [31] Egor P.Popov et all; **On seismic steel joints and connections,** *Engineering Structures Vol 11 July1988*
- [32] A.Ghobarah and Ramadan; **Effect of axial forces on the performance of link in eccentrically braced frames,** *Engineering Structures Vol 12 April 1988.*
- [33] Sanda Kobevic and Richard Redwood; **Design and seismic response of shear critical eccentrically braced frames,** *Journal of Civil Engineering 24 1997, 761–771.*
- [34] D.Ozhendekci, N.Ozhendecki; **Effect of frame geometry on the weight and inelastic behaviour of eccentrically;braced chevron steel frames,** *Journal of Constructional Steel Research 64 (2008) 326–343.*
- [35] K. Kandelwal, S. El-Tawil, F.Sadek; **Progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames,** *Journal of Construction Steel Research 65 (2009) 699–708.*
- [36] M. Bocco, P.P.Rossi; **Seismic behavior of eccentrically braced frames,** *Engineering Structures 31 (2009) 664_674.*
- [37] G.S Prinz, P.W. Richards; **Eccentrically braced frame link with reduced web section,** *Journal of Construction Steel Research 2009(Article in press).*
- [38] J.Vaseghi et all; **A Parametric assessment of friction damper in eccentrically braced frames,** *Word Academy of Science Engineering and Technologies 58-2009*
- [39] David J.Dowrick; **Earthquake Risk Reduction,** *Institute of Geological and Nuclear Science, New Zealand, Joh Wiley& Sons, Ltd, 2003,313p.*
- [40] Saif Hussain et all; **Buckling Restrained Braced frame (BRBF) Structures; Analysis, Design and approvals issues,** *Coffman Engineers, Inc Los Angeles.*
- [41] Jinkoo Kim_, Hyunhoon Choi; **Behavior and design of structures with buckling-restrained braces,** *Engineering Structures 26 (2004) 693–706.*
- [42] Michael D. Engelhardt; **Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures, Buckling Restrained Braced Frames ,** *University of Texas with the support of the American Institute of Steel Construction, March 2007.*
- [43] Walterio A. López, Rafael Sabelli; **Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames,** *Structural Steel Educational Council (SSEC), July 2004. 78p.*

- [44] Tapan K.Sen; **Fundamentals of Seismic Loading on Structures**, *first published, United Kingdom, John Willy and Son Ltd. 2009, 384p.*
- [45] IBC 2003; **International Building Code**, *International Code Council Inc. First printing, December 2002.*
- [46] IBC 2009; **International Building Code**, *International Code Council Inc. First printing, February 2009.*
- [47] M.Belazougui, **Overview of last 30 Years Algerian Experience in the Field of Seismic Risk Reduction**, *AFPS 25th Brithday Meeting, Jun 13th, 2008. 31p*
- [48] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky; **Displacement-Based Seismic Design of Structures**, *IUSS press, pavia Italy 2007*
- [49] *CRAAG*; Centre de Recherche d’Astronomie et d’Astrophysique et Géophysique, Alger.
- [50] A.Larabat Ziane ; **Etude d’un bâtiment d’habitation en charpente métallique selon l’Eurocode 3 avec protection des elements contre l’incendie**, *Projet de Fin d’étude, Département de GC, Universtié de Chlef 2007.*
- [51] Philippe Bish, **Constructions parasismiques “Eurocode 8”**, *C3-299 Technique de l’ingénieur.*
- [52] Jcques Brozzetti, **Eurocode 3 et document d’application nationale, Calcul des Structures en Acier, Part 1-1 règles générales et règles pour les bâtiments**, *Edition Eyrolles, paris,1996*
- [53] FEMA , Federal Emergency Management Agency; **Recommended Seismic Design Criteria for new steel moment frame building, Program to reduce the earthquake hazards of steel moment frame structure**, *FEMA350, 2000*
- [54] CSI (Computer and Structures Inc). **SAP2000 v12 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures**. *CSI, Berkeley, 2009*
- [55] CSI (Computer and Structures Inc). **ETABS v9.5 integrated Finite Element Analysis and Design of Structures**. *CSI, Berkeley, 2009*
- [56] Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno. **Fundamentals of earthquake engineering**. *first published, United Kingdom, John Willy & Son Ltd. 2008, 347p.*