



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Thèse**

Préparée au sein du (Laboratoire de Génie Civil-Risques et Ouvrages en Interaction, LGC-ROI)

Présentée pour l'obtention du diplôme de :  
**Doctorat en Sciences en Génie Civil**  
**Option : Génie Parasismique**

Sous le Thème :

**Contribution à l'étude du comportement des portiques  
contreventés excentriquement sous l'effet sismique**

Présentée par :

**ABDELHAMID Fayçal**

**Devant le jury composé de :**

M. MANSOURI Tarek	MCA.	Université de Batna 2	Président
M. LAHBARI Nouredine	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. MAMEN Belgacem	MCA.	Université de Khenchela	Examineur
M. BOUTRID Abdelaziz	MCA.	Université de Khenchela	Examineur

**2023/2024**

# Remerciements

*Louange à Dieu, tout puissant de m'avoir guidé durant mes recherches et de m'avoir donné la force d'atteindre mes objectifs.*

*Mes vifs remerciements à mon directeur de thèse le Professeur Lahbari Noureddine pour ses précieux conseils, sa patience, et ses encouragements tout au long de l'élaboration de cette thèse.*

*Un grand merci à mes parents pour l'appui moral qui m'a permis de mener à bien ce travail.*

*Enfin, ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.*

# Table des matières

---

Remerciement

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Résumé : .....01

Abstract : .....02

ملخص : .....03

Introduction générale : .....04

## **Chapitre I : Revue de la littérature et état de l'art**

1. 1. Introduction: ..... 10

1. 2. Etudes expérimentales : ..... 10

1. 3. Modélisations numériques : ..... 14

1. 4. Liens verticaux : ..... 16

1. 5. Conclusion : ..... 19

## **Chapitre II : Méthodologie de la conception sismique basée sur la performance**

2.1. Introduction: ..... 21

2.2. Aperçu sur la conception sismique basée sur la performance : ..... 22

2.3. Historique du développement des dispositions de la conception sismique basée sur la performance : ..... 22

2.4. Objectifs de la conception sismique basée sur la performance : ..... 24

2.5. Méthodes de conception traditionnelles et la conception basée sur la performance ... 25

2.6. Objectifs de performance et demande sismique : ..... 26

2.7.	<u>Méthodologie</u> :.....	28
2.8.	<u>Propriétés des matériaux</u> :.....	29
2.9.	<u>Procédure de conception et d'analyse</u> : .....	30
2.10.	<u>Dimensionnement en capacité</u> : .....	31
2.11.	<u>Classification des actions structurels</u> : .....	32
2.12.	<u>Evaluation de l'aléa sismique pour un site spécifique</u> :.....	33
2.13.	<u>Développement d'un spectre de réponse cible pour un site spécifique</u> : .....	34
2.13.1	<u>Analyse probabiliste des risques sismiques</u> :.....	34
2.13.2	<u>Analyse déterministe des risques sismiques</u> :.....	35
2.14.	<u>Développement et sélection des enregistrements sismiques pour un site spécifique</u> : .....	35
2.14.1.	<u>L'adaptation spectrale (spectral matching)</u> :.....	36
2.14.2.	<u>Mise à l'échelle de l'amplitude spectrale (spectral amplitude scaling)</u> :.....	37
2.15.	<u>Conclusion</u> : .....	38

### **Chapitre III : Formalisme conceptuel des contreventements excentriques**

3.1.	<u>Introduction</u> : .....	40
3.2.	<u>Philosophie de conception</u> :.....	41
3.3.	<u>Longueur critique des liens courts</u> :.....	42
3.4.	<u>Classification et capacité de déformation des liens</u> :.....	45
3.5.	<u>Effet de l'effort axial</u> : .....	50
3.6.	<u>Raidisseurs dans les liens selon l'AISC 341 [44]</u> :.....	51
3.7.	<u>Limitations des liens</u> :.....	53
3.8.	<u>Maintien latéral des liens</u> :.....	53
3.9.	<u>Dimensionnement en capacité des autres composants structuraux</u> : .....	54
3.10.	<u>Conclusion</u> : .....	57

## Chapitre V : Expérimentation numérique

4.1.	<u>Introduction</u> : .....	59
4.2.	<u>Modèle numérique de validation</u> : .....	60
4.3.	<u>Analyse statique non-linéaire (Pushover) et dynamique incrémentale</u> : .....	63
4.4.	<u>Résultats et discussions</u> : .....	72
4.4.1.	<u>Analyse statique non-linéaire (Pushover)</u> : .....	72
4.4.2.	<u>Analyse dynamique incrémentale (IDA)</u> : .....	76
	Conclusion générale et perspectives : .....	84
	Références bibliographiques : .....	88

## Liste des tableaux

---

<u>Tableau 1. 1. Limites admissibles des angles de rotation des liens</u> .....	12
<u>Tableau 2. 1. Niveau de performance des bâtiments selon l'ASCE 41-13</u> .....	27
<u>Tableau 2. 2. Résistance probable des matériaux selon l'AISC 2016</u> .....	30
<u>Tableau 2. 3. Actions contrôlées par la force et leurs catégories pour les structures métalliques</u> .....	33
<u>Tableau 4. 1. Sections des éléments et matériaux du spécimen</u> .....	60
<u>Tableau 4. 2. Sections des éléments du portique à 5 étages</u> .....	65
<u>Tableau 4. 3. Sections des éléments du portique à 10 étages</u> .....	66
<u>Tableau 4. 4. Sections des éléments du portique à 15 étages</u> .....	66
<u>Tableau 4. 5. Périodes fondamentales des différents prototypes</u> .....	70
<u>Tableau 4. 6. Enregistrements sismiques proches</u> .....	70
<u>Tableau 4. 7. Enregistrements sismiques éloignés</u> .....	71
<u>Tableau 4. 8. Niveaux de performance et leurs valeurs des déplacements relatifs correspondantes</u> .....	71

## Liste des figures

---

<u>Figure 1.1. Configurations usuels des contreventements excentriques</u> .....	6
<u>Figure 2.1. Niveaux de performance des bâtiments.</u> .....	24
<u>Figure 2.2. Exemple de spectre adapté</u> .....	36
<u>Figure 2.3. Exemple de spectre mis à l'échelle</u> .....	37
<u>Figure 3.1. Configurations typiques des portiques à contreventement excentrique.</u> .....	41
<u>Figure 3.2. Mécanismes plastiques prévus pour les systèmes de contreventement excentriques.</u> .....	42
<u>Figure 3.3. Comparaison des mécanismes plastiques des systèmes usuels de contreventement.</u> .....	42
<u>Figure 3.4. Diagrammes des différentes sollicitations dans les liens.</u> .....	43
<u>Figure 3.5. Sollicitations dans un lien isolé.</u> .....	44
<u>Figure 3.6. Modes de rupture des liens.</u> .....	46
<u>Figure 3.7. Angles de rotation admissibles des liens selon l'AISC 341.</u> .....	47
<u>Figure 3.8. Mécanismes plastiques et angles de rotation plastique des portiques contreventés excentriquement selon l'AISC 341.</u> .....	48
<u>Figure 3.9. Disposition des raidisseurs dans les liens courts.</u> .....	51
<u>Figure 3.10. Disposition des raidisseurs dans les liens longs.</u> .....	52
<u>Figure 3.11. Disposition des raidisseurs dans les liens intermédiaires.</u> .....	52

<u>Figure 4.1. Modèle numérique du spécimen étudié.</u> .....	61
<u>Figure 4.2. Diagramme contraintes-déformations du matériau acier Q345.</u> .....	62
<u>Figure 4.3. Comparaison des résultats des modèles numérique et expérimental.</u> .....	62
<u>Figure 4.4. Portique à 5 étages (type Y).</u> .....	67
<u>Figure 4.5. Portique à 5 étages (type K).</u> .....	67
<u>Figure 4.6. Portique à 10 étages (type Y).</u> .....	68
<u>Figure 4.7. Portique à 10 étages (type K).</u> .....	68
<u>Figure 4.8. Portique à 15 étages (type Y).</u> .....	69
<u>Figure 4.9. Portique à 15 étages (type K).</u> .....	69
<u>Figure 4.10. Courbes pushover des modèles à 5 étages type K et Y.</u> .....	72
<u>Figure 4.11. Courbes pushover des modèles à 10 étages type K et Y.</u> .....	72
<u>Figure 4.12. Courbes pushover des modèles à 15 étages type K et Y.</u> .....	73
<u>Figure 4.13. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 5 étages type K et Y.</u> .....	74
<u>Figure 4.14. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 10 étages type K et Y.</u> .....	74
<u>Figure 4.15. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 15 étages type K et Y.</u> .....	75
<u>Figure 4.16. Courbes IDA des prototypes étudiés.</u> .....	77
<u>Figure 4.17. Courbes IDA du modèle à 5 étages type Y.</u> .....	78
<u>Figure 4.18. Courbes IDA du modèle à 5 étages type K.</u> .....	78
<u>Figure 4.19. Courbes IDA du modèle à 10 étages type Y.</u> .....	79
<u>Figure 4.20. Courbes IDA du modèle à 10 étages type K.</u> .....	79

<u>Figure 4.21. Courbes IDA du modèle à 15 étages type Y.</u> .....	80
<u>Figure 4.22. Courbes IDA du modèle à 15 étages type K.</u> .....	80
<u>Figure 4.23. Médianes des courbes IDA du modèle à 5 étages type K et Y.</u> .....	81
<u>Figure 4.24. Médianes des courbes IDA du modèle à 10 étages type K et Y.</u> .....	81
<u>Figure 4.25. Médianes des courbes IDA du modèle à 15 étages type K et Y.</u> .....	82

## Liste des abréviations

---

$A_g$  : aire brute de la section.

$A_{lw}$  : aire de cisaillement du lien.

$b_f$  : largeur de la section du lien.

$C_d$  : facteur d'amplification de la déflexion.

$d$  : hauteur totale de la section du lien.

$E$  : module d'élasticité de l'acier.

$e$  : longueur du lien.

$f_y$  : limite d'élasticité du matériau.

$h$  : hauteur d'étage.

$h_0$  : distance entre les lignes moyennes des semelles du lien.

$I_x$  : moment d'inertie de la section par rapport à son axe fort.

$I_y$  : moment d'inertie de la section par rapport à son axe faible.

$M_p$  : moment plastique du lien.

$M_{pa}$  : moment plastique réduit.

$P_u$  : effort axial.

$P_y$  : effort plastique résistant.

$R_y$  : est le ratio de la contrainte probable de plastification à la contrainte d'élasticité minimale de l'acier utilisé.

$s$  : espacement des raidisseurs dans les liens.

$t_f$  : épaisseurs de la semelle.

$t_w$  : épaisseurs de l'âme.

$V_l$  : résistance au cisaillement ajustée.

$V_n$  : résistance nominale de cisaillement.

$V_p$  : capacité plastique de cisaillement du lien.

$V_{pa}$  : capacité réduite de cisaillement plastique.

$Z$  : module plastique du lien.

$\gamma_p$  : angle de rotation plastique du lien.

$\gamma_a$  : angle de rotation admissible du lien.

$\theta_p$  : angle de déformation plastique inter-étage.

$\Delta_p$  : déformation plastique de l'étage.

$\Delta_e$  : déformation élastique de l'étage produite par la force sismique de calcul.

$\rho$  : ratio de la longueur du lien.

$\rho'$  : ratio de l'effort axial normalisé.

$\omega$  : facteur d'écrouissage.

ASCE : American Society of Civil Engineers.

AISC : American Institute of Steel Construction.

FEMA : Federal Emergency Management Agency.

CP : collapse prevention (Prévention de l'effondrement)

IO : immediate occupancy (occupation immédiate).

LS : life safety (sécurité des vies humaines).

PGA : peak ground acceleration (accélération maximale du sol).

## **Résumé**

---

Les portiques contreventés excentriquement ont été largement utilisés au cours des dernières décennies et ont prouvé leur efficacité à atteindre les objectifs de performance visés en cas de séismes majeurs, en fournissant une ductilité et une rigidité latérale appropriées. En utilisant la méthodologie de conception basée sur la performance, l'activité inélastique des portiques contreventés excentriquement est concentrée au niveau des éléments liens, qui dissipent l'énergie sismique en se déformant plastiquement. La disposition la plus couramment utilisée des contreventements excentriques est le type K où le lien est disposé horizontalement. Une autre configuration est également employée en utilisant des liens disposés verticalement (type Y) et présentant l'avantage d'être facilement remplacés après un tremblement de terre du fait que ces derniers sont indépendants des poutres. Cette étude s'est penchée sur la performance des deux configurations sous chargement sismique. A cet effet, des analyses statiques non linéaires (poussée progressive) et dynamiques incrémentales (IDA) ont été réalisées sur des prototypes à 5, 10 et 15 étages munies de contreventement de type Y et K. une série de 21 enregistrements sismiques a été sélectionnée pour analyser et comparer les déplacements relatifs inter-étages des deux types. De plus, les différents niveaux de performance prévus et les accélérations maximales du sol (PGA) correspondantes ont également été examinés.

**Mots-clés:** contreventements excentriques; conception sismique basée sur la performance; analyse dynamique incrémentale; niveaux de performance.

## **Abstract**

---

Eccentrically braced frames have been widely used over the last decades and have proved their efficiency in meeting the targeted performance objectives under major earthquakes, by providing appropriate ductility and lateral stiffness. Using the performance-based design methodology, the inelastic activity of eccentrically braced frames is concentrated at the link elements, which dissipate the seismic energy by plastic deformation. The most commonly used arrangement of eccentric bracing is the type K where the link is horizontally set up. Another configuration where the links are placed vertically (type Y) is also used, which have the advantage of being easily replaced after an earthquake since the links are independent of beams. This study focused on the performance of both configurations under seismic loading. For this purpose, nonlinear static pushover and incremental dynamic analysis (IDA) were performed on 5-story, 10-story and 15-story K and Y-type eccentrically braced frames. A series of 21 seismic records were considered to analyze and compare the inter-story drifts of both types. Moreover, the different targeted performance levels and the corresponding peak ground accelerations (PGA) were also examined.

**Keywords:** eccentrically braced frames; performance-based seismic design; incremental dynamic analysis; performance levels.

عرفت الهياكل ذات الدعامات اللامركزية استعمال واسع خلال العقود الأخيرة وأثبتت كفاءتها في تحقيق أهداف الأداء تحت تأثير الزلازل الكبرى، من خلال توفير ليونة وجساءة جانبية مناسبين. باستخدام منهجية التصميم المعتمد على الأداء، يتركز النشاط غير المرن للهياكل ذات الدعامات اللامركزية في عناصر الربط، مما يؤدي إلى تبديد الطاقة الزلزالية عن طريق التشوه اللدن. الترتيب الأكثر استخدامًا للدعامات اللامركزية هو النوع K أين تكون الروابط في وضعية أفقية. يتم أيضًا استخدام ترتيب آخر حيث يتم وضع الروابط عموديًا (النوع Y) ، والذي يتميز بسهولة الاستبدال بعد تأثير الزلازل نظرًا لكون الروابط مستقلة عن العوارض. هذه الدراسة ركزت على أداء كلا النوعين تحت تأثير الأحمال الزلزالية. لهذا الغرض، تم إجراء جملة من التحاليل من بينها التحليل الستاتيكي اللاخطي (بالدفع المتزايد) والتحليل الديناميكي التدريجي (IDA) على هياكل ذات 5 طوابق، 10 طوابق و 15 طابقًا من النوع K و Y. تم اختيار سلسلة من 21 سجلا زلزاليا لتحليل ومقارنة الانزياح الطابقي النسبي لكلا النوعين. علاوة على ذلك ، تم أيضا فحص مختلف مستويات الأداء المستهدفة وذروة التسارع الأرضي (PGA) المقابل لها.

**الكلمات المفتاحية:** الهياكل ذات الدعامات اللامركزية; التصميم الزلزالي المعتمد على الأداء; التحليل الديناميكي التدريجي; مستويات الأداء.

**Introduction générale :**

La conception des structures en zones sismiques doit assurer une capacité de résister à des charges latérales significatives. Au fil des années, des améliorations considérables ont été apportées à la conception des structures et aux techniques de construction dans les régions où l'activité sismique est importante. Des normes sismiques strictes ont vu le jour dans le monde entier afin de prévenir les dommages causés par les tremblements de terre et par conséquent, minimiser les pertes en vies humaines. Après un séisme, les structures gravement endommagées sont généralement celles qui ont été conçues et construites avant l'introduction des règlements sismiques ou alors celles qui n'ont pas été conçues conformément à ces règlements.

Le Japon est l'un des meilleurs exemples de pays qui a réussi à réaliser des structures résistantes aux tremblements de terre. Les bâtiments sont conçus de manière à être suffisamment robustes et rigides pour résister aux forces sismiques, tout en étant assez ductiles pour absorber l'énergie sismique sans s'effondrer. Les bâtiments de grande hauteur sont munis de contreventements et d'amortisseurs boulonnés à une structure interne en acier ce qui permet d'empêcher les déformations excessives. C'est pourquoi, de nos jours, différentes méthodes de construction et différents systèmes de contreventement sont utilisés pour limiter les dommages et prévenir les pertes dues aux séismes majeurs.

Il existe de nombreux types de système de contreventement qui peuvent être utilisés pour la construction des bâtiments. Les systèmes à portiques rigides autostables ne sont pas particulièrement adaptés à la construction de bâtiments dépassant une certaine hauteur. La raison en est les grandes déformations inter-étages causées par la flexion des poteaux et des poutres. L'ajout de diagonales de contreventement, telles que les configurations en X ou en V, au sein des portiques transforme le système en une ferme verticale qui absorbe l'effort

tranchant et confère à la structure une plus grande rigidité latérale. Ceci a pour effet d'éliminer progressivement la flexion des poutres et des poteaux. Les diagonales sont généralement boulonnées ou soudés à des goussets et reliées axialement au système d'ossature. Lors d'un séisme, ces diagonales subissent à la fois des efforts de compression et de traction et finissent par flamber en compression. Par conséquent, les chercheurs ont continué à développer et concevoir de nouveaux systèmes capables de dissiper l'énergie sismique tout en préservant la capacité structurelle pendant et après l'impact d'un séisme. Au début des années 1970, un nouveau système de contreventement à diagonales excentrées a vu le jour au Japon comme étant une éventuelle amélioration des contreventements à palées triangulées centrées. Ce système de contreventement est en mesure de fournir une grande rigidité dans le domaine élastique et une excellente ductilité dans le domaine plastique avec une capacité de dissipation d'énergie significative. Les portiques à contreventement excentrique peuvent être considérés comme un système hybride entre les portiques autostables et les portiques à palées triangulées centrées, et qui combine les avantages distincts de chaque système tout en minimisant leurs inconvénients respectifs.

Les portiques à contreventement excentrique se caractérisent par un segment isolé de la poutre, appelé lien. Les diagonales de contreventement sont connectées, au moins à une extrémité, à l'extrémité du lien plutôt qu'à la jonction entre la poutre et le poteau. Plusieurs configurations de système de contreventement à diagonales excentrées peuvent être utilisées et sont illustrées dans la figure 1.1.

Ce système de contreventement emploie délibérément des excentricités assez importantes entre la diagonale de contreventement et le poteau (ou entre les diagonales « figure 1.1-a »), de telle sorte à concentrer l'activité inélastique dans le lien. Ce dernier se plastifie par cisaillement ou par flexion pour dissiper l'énergie sismique.

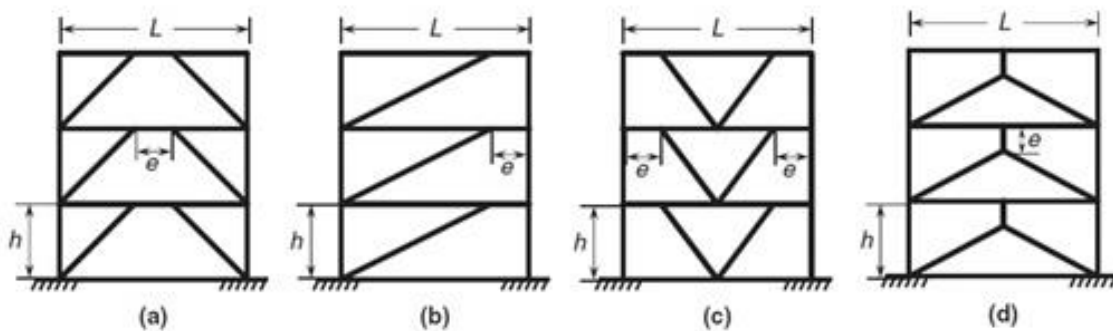


Figure 1. 1. Configurations usuelles des contreventements excentriques

Les liens agissent donc comme des fusibles structurels pour prévenir le flambement des diagonales et dissiper l'énergie en se déformant plastiquement tandis que les autres éléments de la structure demeurent dans le domaine élastique. Ces avantages indéniables font de ce système l'un des plus performant dans le domaine de la construction métallique.

Il faut noter aussi que l'avancée technique dans le domaine du non-linéaire et le développement de modèles mathématiques assez robustes ont permis de mieux appréhender le comportement des structures sous chargement excessive. De nouvelles méthodologies de conception ont pu être introduites en se basant sur le comportement post-élastique des structures et de ce fait d'atteindre des performances optimales à des coûts réduits. La conception sismique basée sur la performance est une nouvelle méthodologie dans laquelle les critères de conception structurelle sont exprimés en termes de satisfaction d'un ensemble d'objectifs de performance et non pas par des limitations conventionnelles des efforts dans les éléments.

**Motivations et objectifs :**

Les éléments liens dans les systèmes de contreventement excentrique peuvent être disposés horizontalement, comme étant une partie intégrante des poutres, ou bien verticalement indépendamment des poutres. La disposition verticale des liens offre un processus de réparation beaucoup plus simple après un séisme puisque les liens endommagés peuvent être facilement remplacés. Un autre avantage avec cette configuration est qu'elle peut aussi être une solution adéquate pour la réhabilitation du bâti existant.

De nombreuses études ont été menées individuellement sur ces deux configurations en utilisant différentes approches et méthodes pour essayer de mieux comprendre leur comportement et trouver des moyens efficaces pour contrôler leurs dommages vis-à-vis des charges sismiques. Ces études ont révélé que ces deux configurations peuvent avoir un comportement très ductile et stable durant un chargement intense. Il est judicieux de noter que la disposition verticale des liens présente quelques défaillances notamment leur risque de déformation hors du plan. Une solution à ce problème est de prévoir un maintien latéral aux extrémités du lien vertical.

En considérant ces deux configurations sous conditions similaires de chargement sismique, laquelle de ces configurations est la plus performante? c'est la question à laquelle nous avons essayé de répondre à travers cette étude.

L'objectif visé dans cette étude est d'analyser et de comparer la performance sismique des systèmes de contreventement excentrique à liens horizontale et verticale sous conditions similaires de chargement. Pour ce faire, des portiques à 5, 10 et 15 étages, conçus selon la méthodologie de conception basée sur la performance, ont été adoptés pour cette étude. Des analyses statiques non-linéaires (pushover) et dynamiques non-linéaires (IDA) ont été

effectuées en utilisant une série de 21 enregistrements sismiques. Les résultats en termes de déplacement inter-étages et d'objectif de performance ont été comparés et discutés.

Outre le premier objectif développé ci-haut, un deuxième objectif est visé à savoir aider la communauté des ingénieurs algériens à mieux assimiler le comportement des systèmes de contreventements excentriques, malheureusement méconnu de nos règlements, à travers cette étude qui présente une synthèse des principaux travaux effectués ainsi que la philosophie de conception et de calcul de ce système de contreventement.

### **Organisation de la thèse :**

Cette thèse est divisée en 4 principaux chapitres. Le premier chapitre constitue une revue de la littérature et un état de l'art des principaux travaux de recherche expérimentales et numériques. Le deuxième chapitre présente la philosophie et les principes fondamentaux de la méthodologie de conception basée sur la performance. Le troisième chapitre porte sur l'aspect conceptuel des contreventements excentriques et les exigences requises par le code américain *AISC-341*. Enfin, le quatrième chapitre détaille l'expérimentation numérique menée sur des portiques contreventés excentriquement avec des liens disposés horizontalement et verticalement.

# Chapitre I

## Revue De La Littérature Et Etat De L'art

### 1. 1. Introduction:

Des travaux de recherche considérables ont été menés sur le comportement des systèmes de contreventement excentriques et la littérature disponible s'étend sur plusieurs décennies. Une synthèse des principales références est fournie ici, qui portent sur les études expérimentales et numériques effectuées par de nombreux chercheurs à travers le monde.

### 1. 2. Etudes expérimentales :

La longueur du lien ( $e$ ) est l'un des paramètres clé qui contrôle la rigidité, la ductilité et le comportement des contreventements excentriques. Le ratio de la longueur du lien ( $\rho$ ) fournit une mesure adéquate pour la classification des liens et le contrôle du type de mécanisme plastique dans ces derniers. Le ratio de la longueur du lien  $\rho$  est donné par l'équation (1) :

$$\rho = \frac{e}{(M_P/V_P)} \quad (1)$$

Où  $M_P$  et  $V_P$  sont respectivement le moment plastique et l'effort tranchant plastique résistants du lien.

Le mode de plastification du lien, soit par cisaillement ou par flexion, dépend essentiellement de la valeur du ratio de la longueur du lien  $\rho$ . En effet, en se basant sur les équations d'équilibre d'un lien isolé, où les moments dans ce dernier sont considérés égaux à ses extrémités, et pour un matériau élastique – parfaitement plastique, on obtient une valeur théorique du ratio  $\rho_{théorique} = 2$ . Cette valeur définit la limite entre un lien dit court, qui se plastifie par cisaillement, et un lien dit long qui se plastifie par flexion.

Il existe une différence majeure entre le comportement des liens court et long. Bien que les liens longs offrent une plus grande liberté architecturale pour les ouvertures, les études

expérimentales conduites par Roeder et Popov [1,2] ont montré que la performance des liens courts, en termes de résistance et de ductilité, est nettement meilleure que les liens longs sous chargement cyclique. Au fil des années, Popov et al [3,4,5] ont proposé différentes valeurs limites du ratio  $\rho$  pour classifier les liens courts pour finalement être fixé à 1,6. Cette valeur est actuellement utilisée par de nombreux codes de conception y compris l'AISC 341-10 [44].

Des études ont également montré qu'il existe une classe de liens qui se plastifient simultanément en cisaillement et en flexion et qui combinent le comportement des liens courts et longs. Cette classe de lien est connue sous le nom de liens intermédiaires. Les premières études pour comprendre le comportement des liens intermédiaires ont été menées par Engelhardt et Popov [6] en 1989. Un total de 14 essais à échelle réduite ont été conduit sur des spécimens dont la valeur de leur ratio de longueur  $\rho$  varie entre 1,45 et 4,25. Les résultats de ces essais mettent en évidence une transition graduelle entre un comportement gouverné par une plastification en cisaillement et un comportement régit par une plastification en flexion, qui se produit quand  $\rho$  se situe entre 1,6 et 3. Les codes récents de conception pour leur part classifient les liens intermédiaires dans l'intervalle  $1,6 < \rho < 2,6$ , tandis que les liens longs sont à considérer si  $\rho > 2,6$ . Dans cette même étude, les auteurs ont également signalé l'effet considérable de l'interaction du moment fléchissant et de l'effort tranchant sur le comportement des liens intermédiaires, et que les liens courts et longs ne sont généralement pas affectés par cet interaction.

Les mécanismes plastiques des portiques à contreventement excentrique montrent clairement que les liens sont sujets à une rotation inélastique d'angle  $\gamma_p$  à ses extrémités. L'angle de rotation du lien est l'angle formé par ce dernier et la portion de la traverse en dehors du lien. En appliquant les principes de la théorie de plasticité, on peut facilement

estimer l'angle de rotation plastique du lien en fonction de la déformation plastique de l'étage (voir chapitre 3).

Les tests menés par Kasai and Popov [5] montrent que la capacité rotationnelle inélastique du lien dépend essentiellement de sa longueur. En effet, plus la longueur du lien est petite plus sa capacité rotationnelle augmente. Il est à noter que des raidisseurs intermédiaires sont nécessaires pour atteindre une grande capacité rotationnelle du lien.

Les limites admissibles de la capacité de déformation des liens sont données dans le tableau 1.1 conformément à l'AISC 341-10 [44].

Tableau 1. 1. Limites admissibles des angles de rotation des liens [44]

$e$	$e \leq 1,6 M_p/V_p$	$1,6 M_p/V_p < e < 2,6 M_p/V_p$	$e \geq 2,6 M_p/V_p$
$\gamma_a$ (rad)	0,08	$0,176 - 0,06 eV_p/M_p$	0,02

La rotation inélastique des liens doit être estimée durant la phase de conception. La manière la plus adéquate pour la détermination de cette mesure est l'analyse dynamique non-linéaire. Une autre alternative pour l'estimation de l'angle de rotation des liens est d'utiliser la méthode des rotules plastiques qui met approximativement en relation l'angle de rotation plastique du lien et le déplacement plastique de l'étage. Koboevic et al [7,8] ont confirmé l'adéquation de cette relation à travers des analyses temporelles non-linéaires sur des structures de faible et grande hauteur munies de contreventement excentré. Par ailleurs, ces mêmes études ainsi que d'autres études plus récentes [9,10] mettent en garde quant à la détermination des déplacements d'étage  $\Delta_p$  en utilisant des déplacements règlementaires amplifiés en se basant sur les résultats d'une analyse élastique. Ceci peut conduire à une estimation non sécuritaire de l'angle plastique de rotation  $\gamma_p$ .

Il est à noter que dans certains cas, les résistances plastiques de flexion et de cisaillement des liens peuvent être réduites en présence d'un effort axial dans ces derniers. Ce constat a été révélé lors de l'étude menée par Kasai et Popov [5], et à l'issue de laquelle les auteurs ont proposé des expressions pour réduire le moment plastique résistant et l'effort tranchant plastique résistant de l'élément lien. Cette modification dans les capacités de résistance des liens doit être prise en considération si le rapport  $P/P_y > 0,15$  (où  $P$  est l'effort axial appliqué et  $P_y$  est l'effort nominal de résistance plastique de la section brute).

Ghobarah et Ramadan [11] ont examiné l'influence de l'effort axial sur le comportement des liens dans les portiques à contreventement excentrique en réalisant des analyses non-linéaires sur des modèles numériques. Les résultats obtenus montrent que la présence d'un effort normal dans les liens réduit non seulement les capacités de résistance de ces derniers mais aussi leur capacité de rotation plastique et leur dissipation d'énergie. Certaines configurations de contreventement excentrique, notamment celle illustrée dans la figure 1.1-b impose des efforts axiaux importants dans les éléments liens comparé aux autres configurations. Dastmalchi [12] a mené des analyses temporelles non-linéaires sur des structures à 03 étages munies de système de contreventement similaire à celui de la figure 1.1-b. les résultats ont révélé que la valeur maximale du rapport  $P/P_y$  enregistrée dans les liens dépasse largement 0,15 et ce pour la plupart des séismes sélectionnés. Ceci indique que cette configuration favorise le développement d'efforts axiaux très importants dans les liens. Dastmalchi [12] a également étudié numériquement, par des analyses non-linéaires, le comportement des liens courts soumis à des taux très élevés d'efforts axiaux ( $0,15 < P/P_y < 0,5$ ). Le cisaillement des liens courts soumis à des efforts constants de compression a confirmé l'influence défavorable sur la capacité de résistance et la ductilité de ces liens, surtout si la longueur de ces deniers est augmentée. Il est judicieux de noter, comme

mentionné dans les commentaires de l'AISC 341-10 [44], que l'utilisation des liens courts est exigée dans le cas de la présence d'effort axiaux importants, vu que le comportement des liens intermédiaires et longs n'est pas assez investi.

### **1. 3. Modélisations numériques :**

Plusieurs techniques de modélisation ont été développées notamment par Ricles & Popov [13,14] qui proposent une approche dans laquelle l'élément lien est représenté par une poutre élastique linéaire comprenant des rotules inélastiques à ces extrémités. Chaque rotule est constituée d'une série de sous-rotules dans lesquelles les déformations plastiques sont concentrées. Cependant, le calibrage et l'intégration de cette approche dans les programmes d'analyse se sont avérés un peu complexes. Ramadan et Ghobarah [15] ont élaboré une procédure de modélisation en se basant sur la théorie proposée par [13,14], mais en utilisant de simple rotules inélastiques avec la possibilité d'incorporer ces dernières dans les programmes usuels d'analyse. Le modèle a été calibré en utilisant les résultats expérimentaux menées à Berkeley à l'université de Californie sur des liens en acier A36 [3,16,17]. La fiabilité de la méthode a été démontrée en comparant les résultats obtenus avec ceux des essais expérimentaux. En 2013, et dans le but d'une amélioration de la fiabilité à prédire le comportement des liens, Richards et Uang [18] ont modifié le modèle proposé par [15] en corrigeant une légère défaillance dans l'évaluation de la rigidité en cisaillement. La méthode améliorée a été utilisée par la suite dans une large étude paramétrique [18,19].

D'autres méthode plus élaborées ont été développées pour modéliser les éléments structuraux en acier qui ont tendance à se plastifier en cisaillement. Ces méthodes s'appliquent aussi aux éléments des portiques métalliques contreventés excentriquement.

En se basant sur la méthode proposée par Ricles et Popov [13,14], Kazemi and Erfani [20,21] ont introduit un modèle d'élément à rotules plastiques mixtes capable de simuler la plastification en flexion, en cisaillement, et leur interaction dans les portiques soumis à toute sorte de chargement que ce soit cyclique ou bien monotone. Le modèle d'élément a été testé sur des portiques à contreventement excentrique et les résultats obtenus numériquement ont été très satisfaisants comparés à ceux obtenus expérimentalement par Kasai et Popov [5]. Une version plus améliorée de ce modèle a été développée par Kazemi and Hoseinzadeh Asl [22] en intégrant en plus le comportement vis-à-vis de l'effort axial dans les rotules plastiques.

Saritas and Filippou [23] ont proposé des éléments comprenant une formulation à trois champs variationnels où les champs de déplacements, de contraintes, et de déformations sont indépendants. Le champ de déplacement est basé sur la théorie des poutres de Timoshenko. La réponse non-linéaire des éléments est dérivée de l'intégration de la section basée sur la relation multiaxiale contrainte-déformation du matériau en plusieurs points de contrôle le long de l'élément, tenant ainsi compte de l'interaction entre les contraintes normales, de cisaillement, et de la propagation des déformations inélastiques dans l'élément. Contrairement aux modèles d'éléments à rotules plastiques concentrées, le modèle proposé par [23] est général et ne nécessite pas de maillage raffiné ni de paramètres de calibrage pour différents types de chargement et de conditions aux limites. En effet, l'interaction effort axial-cisaillement-flexion est dérivée de la loi de comportement du matériau par l'intégration de la section à travers de petits tronçons de l'élément. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux a révélé la précision et la robustesse de cette méthode.

#### 1. 4. Liens verticaux :

Bien que les premières études expérimentales ont été conduites sur des portiques à contreventement excentrique comprenant des liens verticaux par Tanabashi et al [24], l'utilisation des liens horizontaux est devenue plus populaire au fil des années. Contrairement à ces derniers, la disposition verticale des liens offre un processus de réparation beaucoup plus simple après un séisme, et peut aussi fournir une solution adéquate pour la réhabilitation du bâti existant. Par conséquent, leur utilisation peut être avantageuse surtout dans les cas où les poutres de plancher doivent rester élastiques en raison de la présence de charges gravitaires très importantes.

Des études expérimentales menées par Seki et al [25] et Vetr [26] sur des structures contreventées excentriquement disposant de liens courts verticaux. Ces structures, à un et plusieurs étages, soumises à des chargements statique, cyclique, et dynamique ont révélé qu'ils peuvent être très ductiles et stables durant un chargement très intense à condition de disposer un maintien latéral adéquat au niveau des extrémités des liens. Les résultats d'une étude numérique réalisée par Fehling et al [27] ont mis en évidence l'importance d'un maintien latéral des extrémités du lien vertical. Une force égale à 1/50 de l'effort tranchant du lien a été jugée adéquate pour le dimensionnement du maintien latéral.

Les avantages d'un lien vertical hybride avec un acier à faible résistance pour l'âme et à haute résistance pour les semelles ont été démontrés par Shinabe et Takahashi [28]. De même, une étude numérique par éléments finis réalisée par Saedi Daryan et al [29] a révélé que l'utilisation de liens verticaux construits en acier à très faible résistance avec une limite d'élasticité  $f_y$  d'environ 100 MPa pouvait augmenter la dissipation d'énergie des structures à contreventement excentrique tout en réduisant notablement la probabilité d'un flambement local.

Initié par Fehling et al [189], un autre concept pour les systèmes de contreventement excentrique comprenant deux liens verticaux a récemment été investi expérimentalement et numériquement par Shayanfar et al [193,194], et les résultats reportés ont été très prometteurs. Ce concept peut être très avantageux dans le cas où des limitations dimensionnelles pour la poutre du plancher d'une structure existante ne permettent pas l'utilisation d'un lien vertical à section importante dans le processus de réhabilitation.

En 2012, Shayanfar et al [30] ont testé un lien vertical composé dans lequel ce dernier a été partiellement enrobé dans du béton armé. Les résultats ont révélé que le béton pouvait retarder le flambement de l'âme et augmenter significativement la résistance au cisaillement et la dissipation de l'énergie du spécimen. Néanmoins, le comportement du lien vertical composé devient similaire à celui d'un lien vertical nu quand la portion du béton soit entièrement endommagée à des stades avancés de chargement. Shayanfar et al [31] ont développé une méthodologie de conception basée sur la performance pour les systèmes de contreventement excentrique à liens verticaux. Cette méthodologie est similaire à celle proposée par Chao et Goel [32,33] pour la conception des systèmes incluant des liens horizontaux.

Dans une étude numérique récente menée par Massah and Dorvar [34], la conception et l'analyse des structures contreventées excentriquement à liens verticaux incluant des dispositifs en alliage à mémoire de forme ont été investies. Le matériau alliage à mémoire de forme peut restituer sa forme initiale même après de larges déformations à travers les effets de mémoire de forme, qui nécessitent une source de chaleur, et les effets de super-élasticité qui nécessitent le déchargement. Les dispositifs en alliage à mémoire de forme ont été montés sur les côtés des liens verticaux pour obtenir un système réversible à déformations résiduelles réduites.

En 2016, Wang et al [35] ont mené une étude expérimentale sur une structure à trois étages comprenant une seule travée. Cette structure est munie d'un système de contreventement excentrique à lien vertical (configuration en Y) construit en acier conventionnel tandis que les autres éléments sont construits en acier à haute résistance. Bien qu'une excellente performance cyclique a été reportée, des déformations hors plan significatives au niveau de la jonction lien – barre de contreventement (non maintenue latéralement) ont été observées et qui ont causé la rupture de l'assemblage poutre-lien au premier étage.

Shen Li et al [36] proposent une étude comparative entre quatre groupes de structures à 5, 10, 15 et 20 étages contreventées excentriquement avec des liens verticaux. L'utilisation d'un acier ordinaire et un acier de haute résistance a été proposé pour chaque groupe de structure. L'emploi d'un acier à haute résistance permet de réduire les sections transversales des éléments structuraux et de diminuer le coût de construction. La conception sismique basée sur la performance des portiques à contreventement excentrique a été proposée pour atteindre le même objectif pour les groupes de structure et avoir un mode de rupture idéal. Des analyses statiques non-linéaires (pushover) et dynamiques non-linéaires ont été réalisées sur tous les prototypes, en prenant en considération des séismes proches et éloignés. Les résultats montrent que les portiques conçus avec un acier de haute résistance avaient une capacité portante et un mode de rupture similaires à ceux de portiques en acier ordinaire ; cependant, la rigidité latérale du groupe de portique en acier à haute résistance été de 12 à 24% plus faible que les portiques en acier ordinaire. Le groupe de portiques conçus en acier de haute résistance utilisent mieux la déformation plastique des liens pour dissiper l'énergie, ce qui réduit la dissipation d'énergie des poutres.

### **1. 5. Conclusion :**

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux de recherche menés sur le comportement et la conception des structures contreventés excentriquement et qui couvre à la fois le comportement des liens et des éléments structuraux. Des études expérimentales et numériques portant sur les principales caractéristiques des liens ainsi que leurs exigences ont été présentées. Différentes techniques de modélisation numérique des liens ont également été discutées. En outre, les études qui se sont concentrées sur le comportement non linéaire des liens horizontaux et verticaux ont été revues en mettant l'accent sur l'approche du dimensionnement en capacité.

## Chapitre II

# Méthodologie De La Conception Sismique Basée Sur la Performance

### **2.1. Introduction:**

La méthodologie de conception sismique basée sur la performance des bâtiments a vu son utilisation de plus en plus fréquente en particulier pour la conception des bâtiments de grande hauteur. Cette méthodologie de conception structurale permet une plus grande flexibilité dans la conception, offre des possibilités de conception pour améliorer la performance des bâtiments, et encourage l'innovation. L'utilisation la plus courante de la conception basée sur la performance dans la pratique est de justifier certaines exceptions aux exigences spécifiques des règlements, telles que les limitations de hauteur de certains systèmes structurels. Une deuxième utilisation de cette méthode de conception est la capacité à démontrer des niveaux de performance plus élevés d'une structure pour différentes intensités d'un événement sismique.

La réponse de l'analyse non-linéaire des structures fait partie intégrante de la conception basée sur la performance. Les considérations de conception requises par le processus de cette méthodologie sont très étendues et nécessitent une connaissance approfondie du comportement structurel non linéaire, de la conception sismique, de la performance des bâtiments et de la modélisation analytique. Ces considérations ne représentent pas un obstacle à la conception des structures, mais bien au contraire ils permettent aux bâtiments d'atteindre un certain degré d'efficacité qui n'aurait pas été possible si l'on avait adopté une approche traditionnelle de conception fournie par les règlements de conception.

Le développement des méthodes de conception structurelle à partir d'une connaissance plus détaillée du comportement des bâtiments pendant un événement sismique aboutit très souvent à des solutions qui satisfont plus efficacement les niveaux de performance visés. Bien que la conception sismique basée sur la performance nécessite un effort supplémentaire dans la phase de conception, les avantages peuvent être importants telles

que la réduction des coûts de construction, et l'augmentation de la performance sismique des ouvrages.

### **2.2. Aperçu sur la conception sismique basée sur la performance :**

La conception sismique basée sur la performance est une méthodologie de conception très développée qui offre aux ingénieurs de structure une plus grande flexibilité de conception que celle offerte par les approches prescriptives des règlements sismiques. Cependant, la méthodologie implique également un effort beaucoup plus important dans les phases d'analyse et de conception, avec la vérification de la performance requise du bâtiment à de multiples niveaux d'aléas sismiques en utilisant des techniques d'analyse linéaire et non linéaire avancée.

La conception sismique basée sur la performance utilise en premier lieu les principes de l'ingénierie pour proportionner et détailler les systèmes et les composants structurels afin de répondre à des objectifs de performance spécifiques.

En utilisant la méthodologie de la conception sismique basée sur la performance, l'ingénieur de structure ne se concentre plus sur une approche prescriptive réglementaire qui consiste en une "vérification d'une liste d'éléments", mais exige du concepteur de mieux comprendre la performance du bâtiment et les objectifs des règlements.

### **2.3. Historique du développement des dispositions de la conception sismique basée sur la performance :**

Les tremblements de terre les plus importants de l'histoire (par exemple San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, et Northridge 1994) ont causé des dommages considérables et des temps d'arrêt aux entreprises, aux résidences et aux infrastructures en Californie. Suite à ces événements sismiques, les principaux secteurs du marché, tels que l'industrie aérienne dans la région de Los Angeles et l'industrie informatique dans la Silicon Valley, ont souhaité

améliorer la performance de leurs bâtiments afin de minimiser le risque de pertes humaines, les dommages des équipements, et l'arrêt de leurs installations existantes et nouvelles si un événement plus fréquent devait se produire. Cette demande a incité la communauté des ingénieurs aux Etats-Unis pour développer des méthodes de conception permettant d'évaluer la performance des structures existantes et de développer des méthodologies de conception pour améliorer la performance de ces systèmes, ainsi que des moyens de quantifier l'impact de ces améliorations. La performance des structures existantes est quantifiée par le développement d'objectifs de performance qui sont définis pour les systèmes structurels et leurs éléments.

Les principes fondamentaux de la conception sismique basée sur la performance ont été développés pour guider de manière rationnelle et efficace l'évaluation sismique et la conception des réhabilitations visant à améliorer la performance des structures existantes. Ces dispositions ont finalement donné naissance à la norme américaine *ASCE 41* [45]. L'actuelle version de l'*ASCE* décrit une série de niveaux d'évaluation pour les bâtiments existants. Certains niveaux de ces types de réhabilitation sont définis comme des niveaux 1 et 2, qui impliquent des procédures plus prescriptives. La méthodologie du niveau 3 utilise les principes de la conception sismique basée sur la performance et inclut des objectifs de performance qui sont implicites dans les règlements sismiques (figure 2.1).

Bien que les critères d'acceptation soient fournis dans une norme qui concerne l'évaluation sismique et la réhabilitation des bâtiments, ils sont aussi appropriés pour être appliqués aux nouveaux bâtiments.

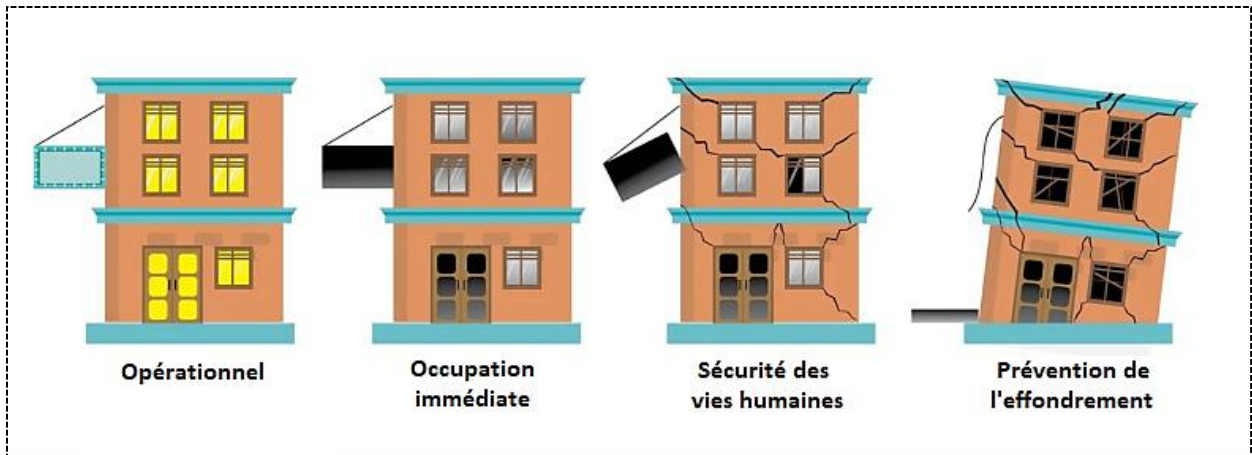


Figure 2.1. Niveaux de performance des bâtiments.

#### 2.4. Objectifs de la conception sismique basée sur la performance :

Les ingénieurs de structure utilisent la conception sismique basée sur la performance pour diverses raisons. Les objectifs communs sont les suivants :

- La possibilité de faire des exceptions à des exigences spécifiques des règlements, comme les limitations de hauteur pour certains types de systèmes structuraux résistants aux séismes.
- L'utilisation de systèmes structuraux innovants et de nouvelles notions de conception qui ne sont pas prescrits par les règlements.
- L'utilisation de matériaux à haute résistance et des dispositifs mécaniques non prescrits par les règlements.
- La réduction des dommages structurels et non structurels par l'amélioration des objectifs de performance sismique des bâtiments pour des niveaux d'intensité sismique déterminés.

### **2.5. Méthodes de conception traditionnelles et la conception basée sur la performance :**

Les dispositions présentes dans les règlements sont destinées à fournir un niveau minimum de sécurité pour les bâtiments construits. Ces dispositions normatives visent à fournir des critères de conception sûrs pour tous les types de bâtiments, allant de petites habitations d'un étage ou deux aux structures les plus élancées. En raison de cette large applicabilité prévue, les dispositions contiennent de nombreuses exigences qui ne sont pas spécifiquement applicables aux bâtiments de grande hauteur et qui peuvent donner lieu à des conceptions qui ne sont pas optimales, tant sur le plan économique que sécuritaire. Les progrès des méthodologies de conception basées sur la performance et la maturité des principes du dimensionnement en capacité permettent maintenant une approche plus directe, non prescriptive et rationnelle de l'analyse et de la conception des bâtiments de grande hauteur.

La conception sismique basée sur la performance, qui utilise la réponse de l'analyse non-linéaire, se distingue des méthodes d'analyse et de conception usuelles. L'analyse statique équivalente et l'analyse modale spectrale sont des méthodes d'analyse linéaire traditionnelles qui utilisent des facteurs de réduction sismique pour tenir compte de la dissipation de l'énergie à travers le comportement non linéaire. Ces méthodes exigent que les ingénieurs émettent des hypothèses concernant le niveau de dissipation d'énergie envisagé. À l'échelle du système structurel, un facteur de réduction sismique (où le coefficient de comportement  $R$ ) est appliqué sur la base d'une classification qualitative des systèmes structuraux prescrite par les règlements.

Le facteur de réduction sismique implique un niveau de dissipation d'énergie raisonnablement bien réparti. Il a été démontré que cela est convenable pour des bâtiments à géométrie conventionnelle et à hauteur modérée. À l'échelle des éléments structuraux, des

facteurs de modification de propriété sont appliqués à tous les éléments pour tenir compte de la rigidité effective des éléments. En conséquence, les zones critiques où une réponse non-linéaire significative susceptible de se développer peuvent être omises, ou alors la dissipation d'énergie peut être sous-estimée.

L'utilisation de la conception sismique basée sur la performance permet la prise en compte avec plus de précision de la dissipation d'énergie des éléments individuellement par la modélisation du comportement non linéaire de ces derniers.

Il a été démontré que l'utilisation de l'analyse modale spectrale réglementaire produisait des conceptions adéquates pour les bâtiments de grande hauteur lors des séismes majeurs. Malheureusement, le niveau et l'emplacement des dommages ne sont pas toujours bien prédits par cette méthode. Bien qu'il soit généralement démontré qu'elle est adéquate pour la majorité des bâtiments, de nombreux ingénieurs trouvent que les exigences prescrites dans les règlements limitent l'innovation et la créativité structurelles.

### **2.6. Objectifs de performance et demande sismique :**

Les objectifs de performance sismique à viser sont une considération importante lors de l'application de la méthodologie de conception sismique basée sur la performance, dans la mesure où des objectifs de performance améliorés peuvent être envisagés et des exceptions aux règlements peuvent être prises. Dans les deux cas, la justification d'une performance équivalente à celle du règlement est souvent requise. Les définitions des performances proviennent de l'*ASCE 7* [49] et de l'*ASCE 41* [45]. Les objectifs de performance de [49] sont principalement liés à la sécurité minimale des personnes pour un niveau d'évènement sismique associé à une catégorie de risque spécifiée. L'*ASCE 41* [45] identifie une série d'objectifs de performance qui peuvent être liés à des niveaux spécifiques d'intensité sismique. Les descriptions et les niveaux anticipés de dommages structurels et non

structuraux pour chaque objectif de performance sont décrits dans l'ASCE 41-13 [45] (tableau 1.1). Ces objectifs de performance ont été rédigés en tenant compte de la pratique américaine. D'autres codes internationaux (comme l'Eurocode 8-3, qui est analogue à l'ASCE 41-13) peuvent utiliser des objectifs et des niveaux différents de tremblement de terre, bien que le concept général reste le même.

Tableau 2.1. Niveau de performance des bâtiments selon l'ASCE 41-13 [45].

Niveaux de performance des bâtiments et contrôle des dommages			
	Prévention de l'effondrement (CP) niveau (5-D)	Sécurité des vies humaines (LS) niveau (3-C)	Occupation immédiate (IO) niveau (1-B)
Dégâts globaux	Sévères	modérés	Légers
<b>Eléments structuraux</b>	Peu de rigidité et de résistance résiduelles pour résister aux charges latérales, mais les poteaux et les murs porteurs continuent de supporter les charges gravitaires. Grandes déformations inter-étages permanentes. Certaines sorties bloquées. Le bâtiment est proche de l'effondrement en cas de répliques et ne devrait pas continuer à être occupé.	Un peu de résistance et de rigidité résiduelles demeurent dans tous les étages. Les éléments porteurs assurent leur rôle vis-à-vis des charges gravitaires. Pas de rupture hors plan des murs. Quelques déformations inter-étages permanentes. Dommages des cloisons. L'occupation n'est pas probable avant réparation. Le bâtiment peut ne pas être économiquement réparable.	Pas de déformations inter-étages permanentes. La structure conserve en grande partie sa résistance et sa rigidité d'origine. L'exploitation est possible.
<b>Eléments non structuraux</b>	Dommages importants. Les remplissages et les parpaings non maintenus se sont effondrés ou sont en train de s'effondrer.	Les risques de chute, comme les parpaings, atténués, mais de nombreux systèmes architecturaux, mécaniques et électriques sont endommagés.	Les équipements sont généralement sûrs mais peuvent ne pas fonctionner en raison d'une défaillance mécanique ou de l'absence de services. Quelques fissures sur les façades, les cloisons et les plafonds ainsi que sur les éléments structuraux. Les ascenseurs peuvent être remis en marche. La protection contre l'incendie reste opérationnelle.

### 2.7. Méthodologie :

La procédure consiste d'abord à appliquer les principes du dimensionnement en capacité suivi d'une série d'évaluations de la conception en se basant sur la performance. Premièrement, les principes du dimensionnement en capacité doivent être appliqués pour concevoir la structure de manière à ce qu'elle dispose d'un mécanisme de rupture ductile approprié sous l'effet de déformations latérales non linéaires, avec une claire définition des endroits et des éléments qui peuvent se comporter de manière non linéaire pendant la réponse sismique de la structure.

L'adéquation de la conception et l'obtention d'une performance acceptable du bâtiment doivent être démontrées en utilisant deux intensités du mouvement sismique :

- *Aptitude au service lors des tremblements de terre fréquents :*

Cette étape d'évaluation et de conception sismique est utilisée pour vérifier que le système structurel proposé répond aux exigences minimales de résistance et de rigidité requises par le niveau de service. Dans ce cas, la conception sismique doit prendre en considération les séismes ayant une probabilité de dépassement de 50 % en 30 ans (soit une période de retour de 43 ans). Les modèles structuraux utilisés dans l'évaluation de l'aptitude au service doivent incorporer des estimations réalistes de la rigidité et de l'amortissement en considérant des niveaux anticipés d'excitation et de dommages. Le but de cette évaluation est de confirmer que les éléments structuraux et non structuraux du bâtiment conservent leur fonctionnement général pendant et après un tel événement. Les réparations, si elles sont nécessaires, devraient être mineures et pourraient être effectuées sans affecter significativement l'utilisation et l'exploitation normales du bâtiment. Soumis à un tel niveau sismique, la structure du bâtiment et les composants non structuraux associés au bâtiment doivent rester essentiellement élastiques. Cette évaluation doit être réalisée en utilisant des analyses

dynamiques linéaires ou non linéaires tridimensionnelles. Une réponse essentiellement élastique peut être supposée pour les éléments lorsque les forces appliquées ne dépassent généralement pas la résistance prévue. Dans le cas contraire, ce dépassement ne doit pas être important au point d'affecter la résistance résiduelle ou la stabilité de l'ouvrage.

- *Faible probabilité d'effondrement et possibilité de réparation du bâtiment sous l'effet des mouvements sismiques extrêmement rares :*

Cette étape d'évaluation est utilisée pour vérifier la résistance et la rigidité minimales requises pour satisfaire les exigences du niveau maximal du séisme considéré. Cette évaluation doit être effectuée à partir de la réponse dynamique tridimensionnelle des analyses non linéaires. Ce niveau d'évaluation vise à démontrer une faible probabilité d'effondrement lorsque le bâtiment est soumis aux mouvements sismiques extrêmement rares. L'évaluation des exigences comprend à la fois les éléments structuraux du système de contreventement et les autres éléments structurels. Les revêtements et leurs connections à la structure doivent supporter les déplacements causés par le séisme maximal considéré sans défaillance.

### **2.8. Propriétés des matériaux :**

Les modèles structuraux doivent incorporer des estimations réalistes de la rigidité et de la résistance en tenant compte du niveau anticipé d'excitation et de dommages. Les propriétés réelles des matériaux doivent être utilisées partout, à la place des propriétés nominales ou spécifiées. La rigidité élastique (initiale) des éléments et composants en acier doit être modélisée en utilisant les propriétés de la section transversale brute et le module d'élasticité de l'acier. A défaut d'une justification détaillée, les valeurs fournies dans le tableau 2 peuvent être utilisées pour estimer les résistances probables de divers matériaux.

La résistance réelle est définie comme étant la résistance maximale probable d'un élément de structure en tenant compte de la variabilité inhérente de la résistance et de l'écroutissement du matériau.

Tableau 2.2. Résistance probable des matériaux selon l'AISC 2016 [44].

Matériau	Résistance probable	
	Résistance probable de plastification	Résistance probable ultime
<b><u>Structures en acier :</u></b>		
<i>Profilés laminés à chaud :</i>		
ASTM A36/A36M	$1,5f_y$	$1,2 f_y$
ASTM A572/A572M Grade 50	$1,1 f_y$	$1,1 f_y$
ASTM A913/A913M Grade 50, 60, 65 or 70	$1,1 f_y$	$1,1 f_y$
ASTM A992/A992M	$1,1 f_y$	$1,1 f_y$
<i>Plat :</i>		
ASTM A36/A36M	$1,3f_y$	$1,2 f_y$
ASTM A572/A572M Grade 50, 55	$1,1f_y$	$1,2 f_y$
<b><u>Béton :</u></b>	$f_{ce} = 1,3 f_c$	

### 2.9. Procédure de conception et d'analyse :

L'analyse et la conception sismiques du bâtiment doivent être effectuées en trois étapes dans le but de concevoir un bâtiment présentant les caractéristiques suivantes :

- ✓ Un comportement inélastique bien défini où les actions et les éléments non linéaires sont clairement identifiés, et où tous les autres éléments sont conçus de façon à offrir une plus grande résistance que celle exigée, pour pouvoir subir un comportement non linéaire. (Approche du dimensionnement en capacité).

- ✓ Les systèmes et les éléments structuraux et non structuraux du bâtiment demeurent en état de service lorsqu'ils sont soumis à un séisme fréquent (niveau de service) défini comme étant un événement dont la probabilité de dépassement est de 50 % en 30 ans.
- ✓ Le bâtiment présente une faible probabilité d'effondrement lors d'un événement extrêmement rare (de l'ordre de 10 % ou moins), et la possibilité d'être réparé après un tel événement.

Il est à noter qu'un processus d'examen complet et détaillé établi par un comité d'experts fait partie intégrante de ces critères de conception pour examiner et approuver l'approche de la conception et les évaluations de la performance du bâtiment.

#### **2.10. Dimensionnement en capacité :**

La conception du bâtiment doit être basée sur les principes de dimensionnement en capacité et les procédures analytiques décrites dans les normes en vigueur. Les critères de dimensionnement en capacité doivent être minutieusement sélectionnés pour chaque projet. Dans cette approche de conception, la structure est configurée de façon à concentrer le comportement ductile et inélastique dans des endroits spécifiques où les éléments sont détaillés pour développer un tel comportement de manière fiable. Ce comportement ductile permet de réduire la demande sismique sur les autres parties de la structure pour qu'elles demeurent essentiellement élastiques pendant la réponse sismique.

### 2.11. Classification des actions structurels :

Toutes les actions (déformations, déplacements, rotations ou autres déformations résultant de l'application des charges) doivent être classées comme étant contrôlées par les déformations ou par les forces.

Les actions contrôlées par la force doivent être classées comme critiques ou ordinaires selon les définitions données ci-dessous. Le tableau 2.3 identifie, pour les structures métalliques, quelques actions typiques contrôlées par la force et leurs catégories recommandées.

- **Action contrôlée par la déformation** : est une action pour laquelle une capacité de déformation inélastique fiable peut être atteinte sans dégradation de la résistance critique.
- **Action contrôlée par la force** : est une action qui n'est pas censée subir un comportement non linéaire en réponse sismique, et qui est évaluée sur la base de sa résistance. On distingue 02 catégories d'action contrôlée par la force :
  - ❖ **Action critique** : dont la rupture est susceptible d'entraîner un effondrement partiel ou total de la structure.
  - ❖ **Action ordinaire** : dont la rupture ne risque pas d'entraîner un effondrement de la structure ou peut entraîner un effondrement local n'affectant pas plus d'une travée dans un seul étage.

Tableau 2.3. Actions contrôlées par la force et leurs catégories pour les structures métalliques.

	Elément	Action sismique	Catégorie	
			Critique	Ordinaire
Structure métallique	Barres de contreventement dans les portiques contreventés excentriquement	Axiale	×	
	Poteaux dans les portiques contreventés et auto-stables	compression	×	
		traction		×
		cisaillement	×	
		Flexion (P-M)		×
	poutres dans les portiques contreventés	Axiale		×
		cisaillement	×	
		Flexion (P-M)		×
	Assemblages des portiques auto-stables	Flexion	×	
		Cisaillement	×	
	Goussets dans les assemblages des portiques contreventés	Axiale	×	
	Fermes	Axiale	×	
		Flexion	×	
		Cisaillement	×	

### 2.12. Evaluation de l'aléa sismique pour un site spécifique :

La conception sismique des structures doit inclure une évaluation appropriée des aléas sismiques. Ces aléas comprennent le niveau du tremblement de terre pour la conception des structures et la liquéfaction, les déformations du sol, la perte de portance et les risques de stabilité des pentes qui peuvent avoir un impact sur la performance des fondations. Les directives de la conception sismique basée sur la performance recommandent généralement

d'établir des tremblements de terre spécifiques au site, plutôt que d'utiliser un spectre réglementaire, adapté à l'événement cible considéré.

Une communication ouverte entre les ingénieurs géotechniques et les ingénieurs de structure est essentielle au développement de mouvements de sol spécifiques au site pour les bâtiments de grande hauteur. Ces communications devraient idéalement être initiées dès le début des projets. Les informations concernant les périodes fondamentales et celles des modes supérieurs sont impératives au développement des critères appropriés du mouvement de sol pour l'évaluations et la conception des structures. Si une analyse détaillée de l'interaction sol-structure est effectuée, des informations supplémentaires concernant l'emplacement, l'espacement, les dimensions des éléments structuraux ainsi que leurs propriétés mécaniques sont nécessaires.

### **2.13. Développement d'un spectre de réponse cible pour un site spécifique :**

En général, un spectre de réponse cible représentant le niveau de sismicité d'un site peut être déterminé en utilisant l'analyse probabiliste des risques sismiques, ou bien l'analyse déterministe des risques sismiques. D'autres méthodes d'analyse peuvent être employées telles que le spectre conditionnel moyen ou l'analyse de la réponse du sol. Toutes ces méthodes aboutissent à un spectre de réponse cible représentatif du mouvement de sol. Dans ce qui suit, seule les deux premières méthodes sont présentées.

#### **2.13.1 Analyse probabiliste des risques sismiques :**

Dans l'analyse probabiliste des risques sismiques, un niveau de secousse sismique est défini comme une probabilité de dépassement dans une période de temps donnée, généralement 50 ans. Les valeurs spectrales sont développées pour la même fréquence annuelle moyenne de dépassement, ce qui représente un aléa uniforme, d'où le terme de

spectre uniforme de l'aléa. Ce dernier comprend l'aléa sismique de toutes les sources considérées dans la zone d'étude et ne représente pas un seul tremblement de terre.

### **2.13.2 Analyse déterministe des risques sismiques :**

L'analyse déterministe des risques sismiques est une approche qui représente un scénario sismique unique. Il s'agit d'une approche relativement simple qui prend en compte l'occurrence d'un séisme d'une magnitude particulière, généralement un séisme maximal sur une faille particulière en considérant la distance la plus proche de la faille. Contrairement à l'analyse probabiliste, l'analyse déterministe ne considère pas explicitement la probabilité ou la fréquence d'occurrence d'un séisme particulier. L'incertitude est prise en compte par l'utilisation de l'écart type des relations prévisionnelles.

### **2.14. Développement et sélection des enregistrements sismiques pour un site spécifique:**

La sélection et le développement appropriés d'une suite de séries temporelles spécifiques d'un site constituent une étape essentielle à la conception sismique des bâtiments élancés. L'intention du processus de sélection des séries temporelles est de choisir celles qui ont des similitudes dans la magnitude, la distance, le mécanisme de faille, et la durée. L'une des particularités des bâtiments de grande hauteur est d'avoir des périodes de vibration relativement longues. Par conséquent, les mouvements sismiques sélectionnés pour l'analyse doivent avoir des caractéristiques sismiques appropriés tels que les impulsions de vitesse et de déplacement et une énergie adaptée aux longues périodes de vibration.

Traditionnellement, deux approches sont utilisées pour développer des séries temporelles spécifiques à un site donné ; l'adaptation spectrale (*spectral matching*) et la mise à l'échelle de l'amplitude spectrale (*spectral amplitude scaling*). Ces deux approches présentent des avantages et des inconvénients, qui sont discutés ci-dessous.

### 2.14.1. L'adaptation spectrale (spectral matching) :

Dans cette approche, la forme du spectre de réponse de la série temporelle originale est modifiée pour correspondre à un spectre de réponse cible (figure 2.2). L'adaptation peut être utilisée dans le domaine temporel ou fréquentiel. En général, l'approche de l'adaptation du domaine temporel est préférable car elle minimise le degré d'altération et de distorsion de la série temporelle originale. Cependant, ces deux approches peuvent modifier le contenu fréquentiel et/ou les caractéristiques de la série temporelle originale si l'adaptation spectrale n'est pas effectuée correctement. L'avantage de cette approche est que le spectre issu de la série temporelle est cohérent avec le spectre cible spécifique au site, et en tant que tel, il contrôle les valeurs spectrales excessivement élevées ou basses qui peuvent faire partie de l'enregistrement original. Cependant, l'inconvénient de cette approche est qu'elle réduit les variations naturelles des mouvements enregistrés, et élimine la dispersion des mouvements du sol qui peut être très importante.

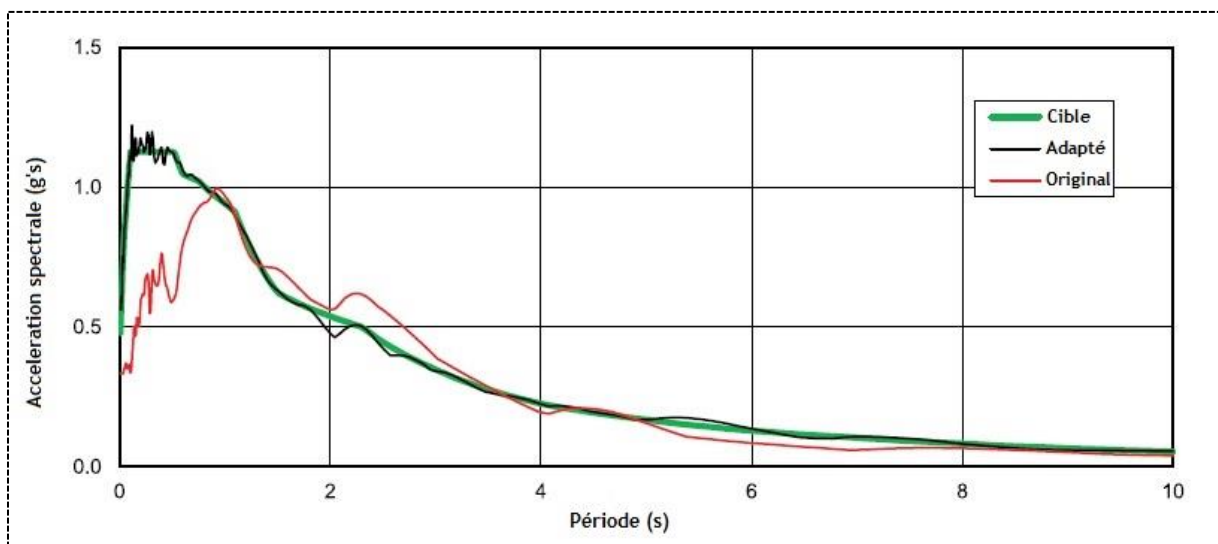


Figure 2.2. Exemple de spectre adapté [50].

### 2.14.2. Mise à l'échelle de l'amplitude spectrale (spectral amplitude scaling) :

Il s'agit d'une approche relativement simple dans laquelle un seul facteur est utilisé pour modifier les valeurs spectrales de la série temporelle originale. Un exemple de série temporelle mise à l'échelle spectrale est présenté à la figure 2.3. Étant donné qu'un seul facteur met à l'échelle l'ensemble du spectre par une seule valeur, il peut y avoir des écarts très importants entre le spectre mis à l'échelle et le spectre cible à n'importe quelle période. Cependant, les caractéristiques de la série temporelle restent inchangées (sauf l'amplitude).

L'avantage de cette approche est que les signatures naturelles des mouvements enregistrés en termes de forme, d'amplitude relative et de contenu fréquentiel (d'accélération, de vitesse et de déplacement) ne sont pas altérées, et par conséquent, la dispersion naturelle dans les mouvements du sol est préservée pour la conception. Cependant, la méthode de mise à l'échelle de l'amplitude spectrale pourrait entraîner une surestimation des mouvements du sol dans une gamme de périodes courtes comme illustré dans la figure 2.3

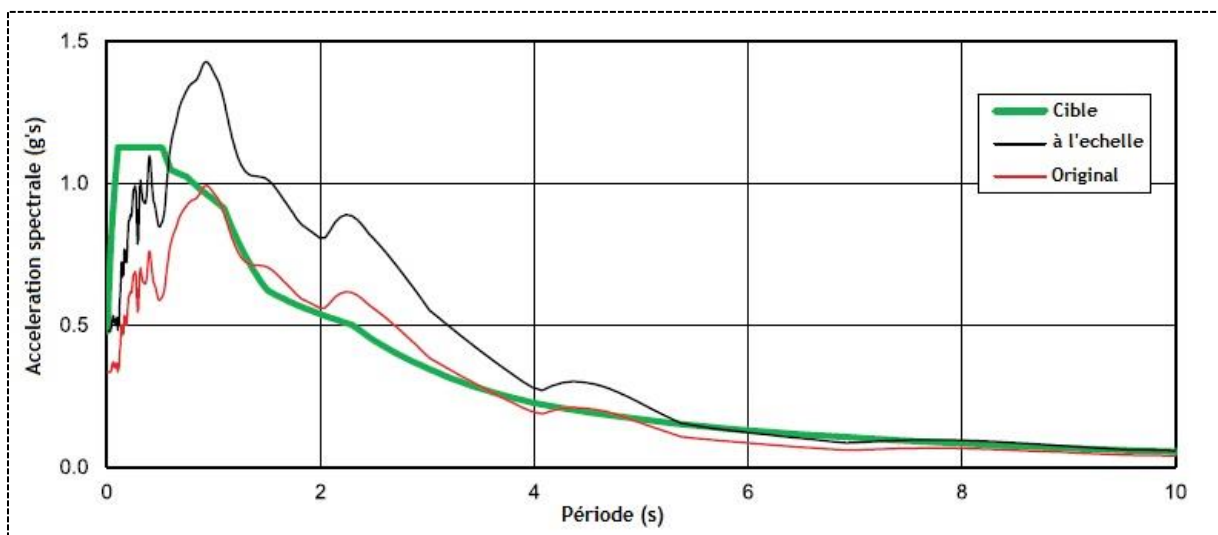


Figure 2.3. Exemple de spectre mis à l'échelle [50].

### **2.15. Conclusion :**

L'objectif de ce chapitre est de fournir une approche alternative, basée sur la performance, pour la conception et l'analyse sismique des bâtiments, avec une performance prévisible et sécuritaire lorsqu'ils sont soumis à des tremblements de terre. Ces dispositions permettent une identification plus précise des exigences pertinentes des bâtiments. Ainsi, l'application de la procédure contenue dans ce chapitre devrait permettre de concevoir des bâtiments qui résistent de manière efficace et fiable aux forces sismiques.

# Chapitre III

## Formalisme Conceptuel Des Contreventements Excentriques

### **3.1. Introduction :**

Bien que les portiques auto-stables en acier peuvent présenter un comportement inélastique ductile et stable sous une excitation sismique cyclique, les portiques à contreventement concentrique possèdent généralement une plus grande rigidité latérale qui peut limiter les dommages dus à la déformation inter-étage. Cependant, les portiques auto-stables sont relativement flexibles et leur conception est généralement régie par les limitations de la déformation inter-étage afin de contrôler les dégâts. D'autre part, la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie des portiques à contreventement concentrique peuvent se détériorer de manière significative si les barres de contreventement flambent sous charge sismique.

Les portiques à contreventement excentrique combinent avec succès les avantages des portiques auto-stables et des portiques à contreventement concentrique, à savoir une ductilité et une rigidité latérale élevées, tout en éliminant les inconvénients de ces deux systèmes en limitant l'activité inélastique à un segment ductile de la poutre et en maintenant les barres de contreventement essentiellement élastiques (pas de flambement), ce qui permet de conserver une rigidité latérale élevée pendant les séismes.

Les portiques à contreventements excentriques sont caractérisés par un segment isolé de la poutre, que l'on appelle lien. Chaque diagonale de contreventement est connectée, au moins à l'une de ses extrémités, au lien plutôt qu'à la jonction poteau-poutre. Toute activité inélastique est censée être confinée dans les liens qui devront être correctement conçus. Les liens agissent comme des fusibles structurels qui peuvent dissiper l'énergie sismique absorbée sans dégradation de la résistance et de la rigidité, limitant ainsi les forces transférées aux poteaux adjacents, aux diagonales de contreventement et aux parties de la poutre en dehors des liens. Les configurations typiques des portiques à contreventement

excentrique sont illustrées dans la figure 3.1; dans laquelle la longueur du lien ( $e$ ) de chaque type est mise en évidence.

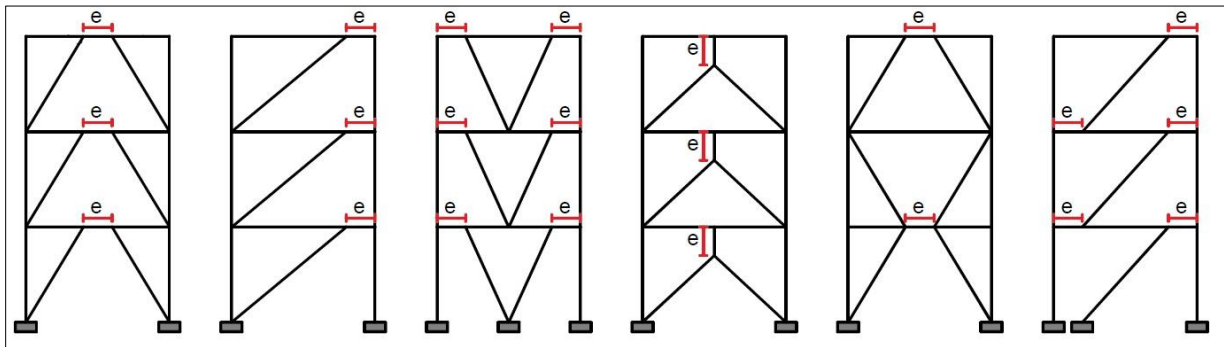


Figure 3.1. Configurations typiques des portiques à contreventement excentrique.

### 3.2. Philosophie de conception :

La figure 3.2 montre les mécanismes plastiques souhaitables pour les systèmes de contreventement excentrique. La plastification des liens (zones hachurées), se produit sur la hauteur du portique. La partie restante de la structure est alors conçue pour rester essentiellement élastique. Une comparaison des mécanismes plastiques prévus entre les portiques auto-stables, les portiques à contreventements centrés et les portiques à contreventements excentrés est illustrée dans la figure 3.3. Dans les deux premiers systèmes de contreventement, la dissipation de l'énergie est assurée par la déformation au droit des extrémités des poutres et des pieds de poteaux (rotules plastiques), et des diagonales de contreventement respectivement. Dans les systèmes de contreventement excentrique, en revanche, l'activité inélastique est concentrée au niveau des liens. Ces derniers doivent donc être conçus avec le plus grand soin pour avoir une résistance et une ductilité appropriées. Tous les autres composants structurels (segments de poutre à l'extérieur des liens, diagonales de contreventement, poteaux et connections) sont proportionnés selon les principes du dimensionnement en capacité pour rester essentiellement élastiques durant un séisme.

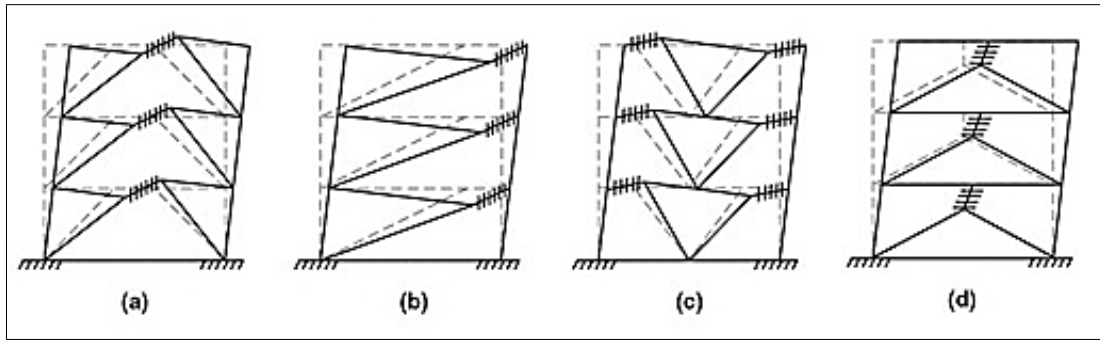


Figure 3.2. Mécanismes plastiques prévus pour les systèmes de contreventement excentriques.

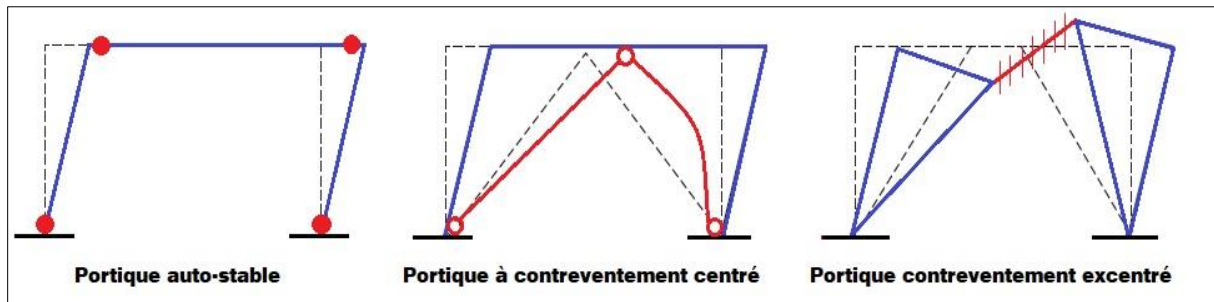


Figure 3.3. Comparaison des mécanismes plastiques des systèmes usuels de contreventement.

### 3.3. Longueur critique des liens courts :

En fonction de la longueur du lien, les forces de cisaillement ou de flexion domineront le comportement à la rupture de ce dernier. On désigne par « liens courts » et « liens longs » les liens dont le comportement est dominé par cisaillement et par flexion respectivement. De plus, en raison du comportement inélastique, une troisième classification apparaît dans le cas où le comportement du lien est dominé par un effet combiné de cisaillement et de flexion ; ces liens sont appelés « liens intermédiaires ».

Un lien dans un portique contreventé excentriquement subit en général trois forces : axiale, cisaillement, et flexion (figure 3.4). L'effet de l'effort axial sera discuté un peu plus loin dans ce chapitre.

En ignorant l'effort axial et l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort de cisaillement dans le lien, des rotules de flexion se forment aux deux extrémités du lien

lorsque les moments  $M_a$  et  $M_b$  atteignent le moment plastique  $M_p$ . Lorsque l'effort de cisaillement atteint sa capacité plastique  $V_p$ , des rotules de cisaillement se forment (figure 3.5). Pour les sections en I, La capacité plastique de cisaillement et le moment plastique sont calculées comme suit :

$$M_p = Z f_y \quad (3.1)$$

$$V_p = \tau_y A_{lw} = 0,6 f_y (d - 2t_f) t_w \quad (3.2)$$

Avec :

$f_y$  : limite d'élasticité du matériau.

$d$  : hauteur totale de la section du lien.

$t_w$  et  $t_f$  : épaisseurs de l'âme et de la semelle respectivement.

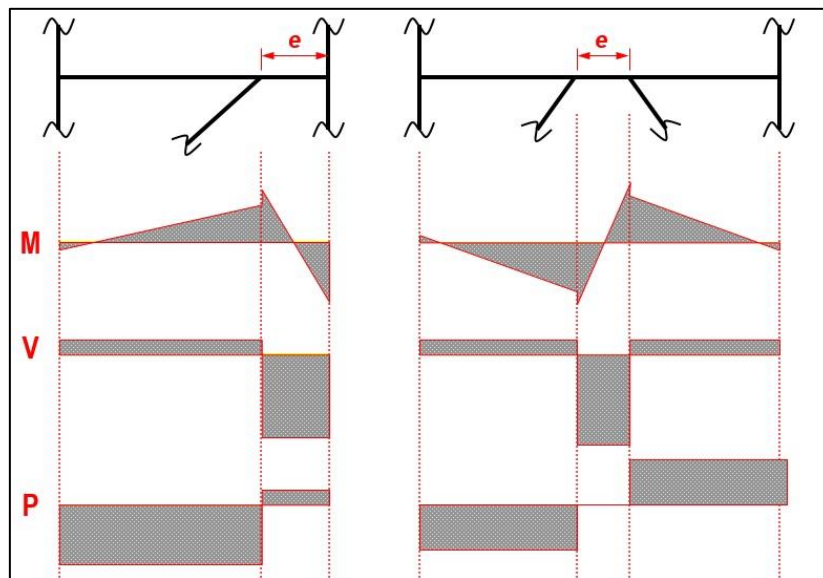


Figure 3.4. Diagrammes des différentes sollicitations dans les liens.

A partir de l'équation d'équilibre statique du lien, on constate que la plastification par cisaillement et par flexion se produit simultanément lorsque  $M = M_p$  et  $V = V_p$ , ou lorsque :

$$e = \frac{2M_p}{V_p} \quad (3.3)$$

Dans les liens courts, c'est-à-dire lorsque la longueur du lien  $e \leq \frac{2M_p}{V_p}$ , la plastification par cisaillement du lien se produit. Lorsque  $e > \frac{2M_p}{V_p}$ , on parle alors de liens longs et les rotules plastiques se forment par flexion aux extrémités de ces derniers.

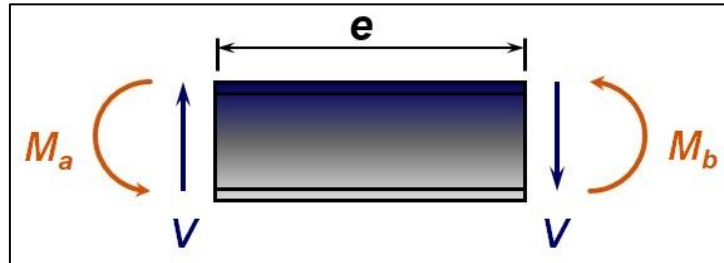


Figure 3.5. Sollicitations dans un lien isolé.

En se basant sur la théorie de la plasticité, l'équation (3.3) peut être légèrement modifiée pour inclure l'effet de l'interaction entre le moment  $M$  et l'effort tranchant  $V$ . Néanmoins, les résultats des tests expérimentaux effectués par (Kasai et Popov) [37] indiquent que l'interaction est faible et qu'elle peut être ignorée.

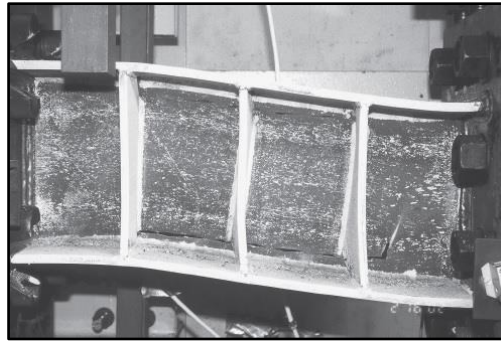
Les résultats des essais ont également montré qu'un lien court muni de raidisseurs correctement disposés peut atteindre la limite de l'écroutissage et développer une résistance au cisaillement égale à  $1,5V_p$ . Les moments d'extrémité d'un lien qui s'est plastifié en cisaillement peuvent continuer à augmenter en raison de cet écroutissage et, par conséquent, des rotules de flexion peuvent se développer.

Afin d'éviter des déformations par flexion très élevées qui peuvent conduire à un flambage sévère des semelles, ces moments d'extrémité sont limités à  $1,2 M_p$ , et la longueur maximale,  $e$ , dans l'équation (3.3) pour un lien court est modifiée [37] comme suit :

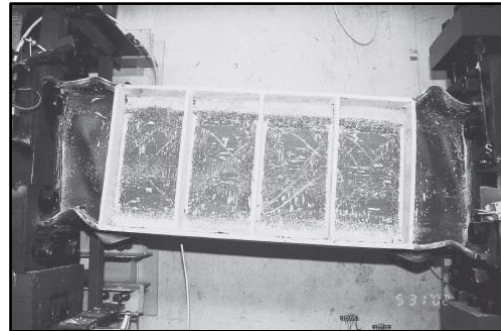
$$e = \frac{2(1,2 M_p)}{1,5 V_p} = \frac{1,6 M_p}{V_p} \quad (3.4)$$

### 3.4. Classification et capacité de déformation des liens :

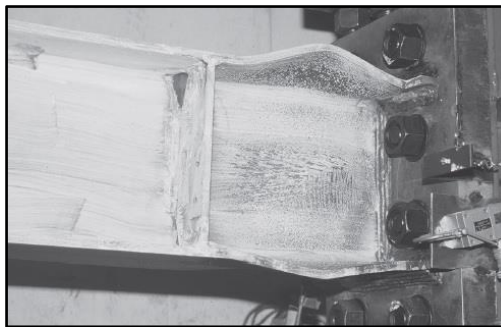
L'effet de la longueur du lien sur le mode de rupture et la capacité de déformation a été démontré par Okazaki et al [39]. Les résultats dans la figure 3.6-a montrent qu'une plastification en cisaillement relativement uniforme de l'âme s'est produite sur toute la longueur du lien, ce qui a produit une grande capacité de déformation. Il faut noter que la disposition de raidisseurs rapprochés s'avère très efficace pour empêcher le flambage par cisaillement des liens courts. D'autre part, les liens ayant une longueur  $e \geq 2,6 M_p/V_p$  (liens longs) développent un comportement dominé principalement par la flexion sous forme de voilement local au niveau des semelles du lien (Figure 3.6-c). La capacité de déformation est très limitée car l'âme du lien ne s'est pas plastifiée sur toute sa longueur et n'a pas contribué à la déformation plastique. Pour les spécimens des liens dont la longueur « e » est comprise entre  $1,6 M_p/V_p < e < 2,6 M_p/V_p$ , le comportement est celui d'un lien intermédiaire (figure 3.6-b). Le cisaillement et la flexion sont tous deux dominants dans ce cas, où la déformation plastique est simultanément due au voilement par flexion dans les semelles et au voilement par cisaillement dans les panneaux d'extrémité de l'âme.



(a) - Lien court



(b) - Lien intermédiaire



(c) - Lien long

Figure 3.6. Modes de rupture des liens [39].

Les mécanismes plastiques illustrés dans la figure 3.8 montrent que les liens subissent une rotation inélastique d'angle ( $\gamma_p$ ). Ce dernier est l'angle de rotation plastique entre le lien et la partie de la poutre située à l'extérieur du lien. Les liens doivent avoir une capacité de déformation suffisante pour répondre à la déformation exigée. Les essais montrent que la capacité de rotation inélastique d'un lien dépend de sa longueur; plus la longueur est courte, plus la capacité de rotation est importante [38]. Pour développer une grande capacité de rotation, des raidisseurs intermédiaires assez rapprochés sont nécessaires. La capacité de déformation admissible du lien, ( $\gamma_a$ ), telle qu'elle est donnée par l'AISC 341 [44], est présentée dans la figure 3.7.

L'angle de rotation plastique du lien ( $\gamma_p$ ) peut être facilement estimé géométriquement en supposant un comportement rigide-plastique des éléments du portique. La relation entre l'angle de déformation plastique de l'étage ( $\theta_p$ ) et l'angle de rotation plastique du lien ( $\gamma_p$ ) est illustrée dans la figure 3.8. Il faut noter que l'angle de rotation plastique du lien est le même que ce soit dans le cas d'une plastification par cisaillement ou par flexion. Le mécanisme plastique des liens dépend des propriétés du matériau utilisé telles que la capacité de flexion, la capacité de cisaillement et de l'écroutissage.

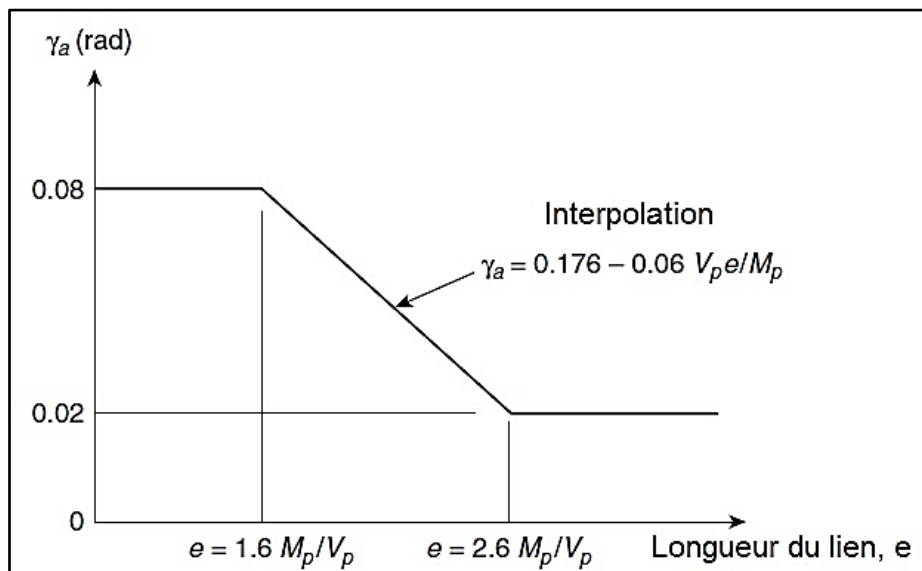


Figure 3.7. Angles de rotation admissibles des liens selon l'AISC 341 [44].

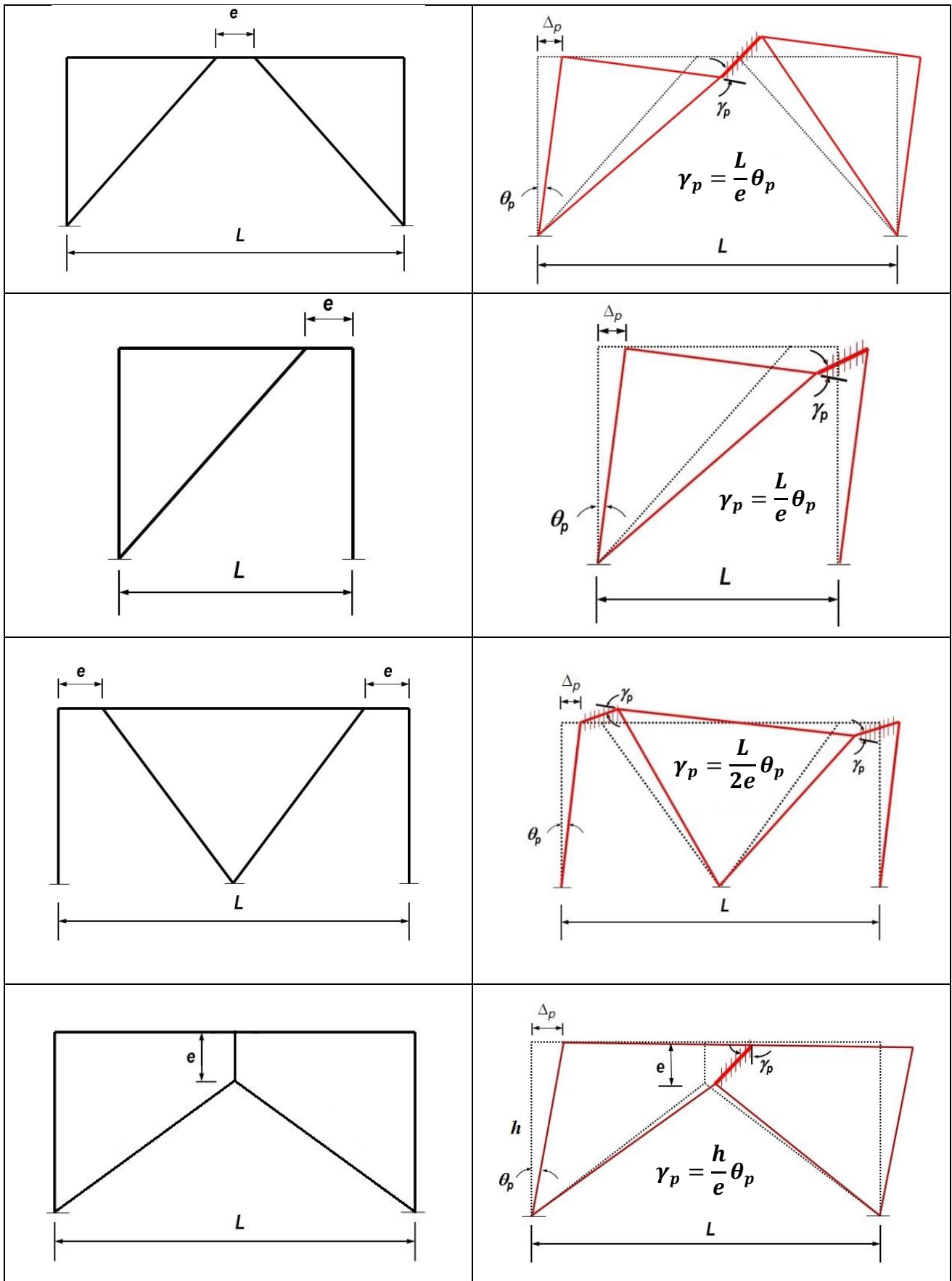


Figure 3.8. Mécanismes plastiques et angles de rotation plastique des portiques contreventés excentriquement selon l'AISC 341 [44].

Comme la déformation élastique totale de l'étage est généralement petite, l'angle de déformation plastique de ce dernier ( $\theta_p$ ) peut être estimé de manière conservative comme étant la déformation plastique totale de l'étage divisée par sa hauteur :

$$\theta_p \approx \frac{\Delta_p}{h} = \frac{C_d \Delta_e}{h} \quad (3.5)$$

Avec :

$\Delta_p$  : déformation plastique de l'étage.

$\Delta_e$  : déformation élastique de l'étage produite par la force sismique de calcul.

$C_d$  : facteur d'amplification de la déflexion (égal à 4 dans les cas des systèmes de contreventement excentriques).

$h$  : hauteur d'étage.

Les équations pour la détermination des intervalles de longueur et les angles de rotation plastiques admissibles des liens ont été développées pour la gamme des sections américaine W (H ou I pour les sections européennes) comme spécifié dans les dispositions sismiques de l'AISC 341[44] :

- Liens courts (plastification par cisaillement) :

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad ; \quad \gamma_a = 0,08 \text{ rad}$$

- Liens longs (plastification par flexion) :

$$e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p} \quad ; \quad \gamma_a = 0,02 \text{ rad}$$

- Liens intermédiaires (plastification par cisaillement et flexion combinée) :

$$1,6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2,6 \frac{M_p}{V_p} \quad ; \quad \gamma_a = \textit{interpolation entre } 0,08 \text{ et } 0,02 \text{ rad}$$

### 3.5. Effet de l'effort axial :

La présence d'un effort axial dans le lien réduit non seulement ses capacités de flexion et de cisaillement mais aussi sa capacité de déformation inélastique [11, 37]. Lorsque l'effort axial,  $P_u$ , dépasse 15 % de l'effort résistant plastique,  $P_y = A_g f_y$ , l'équation d'interaction  $(P - M)$ ,  $\left[ \frac{M}{M_p} = 1,18 \left( 1 - \frac{P_u}{P_y} \right) \right]$ , peut être utilisée pour calculer le moment plastique réduit

$M_{pa}$  :

$$M_{pa} = 1,18 M_p \left( 1 - \frac{P_u}{P_y} \right) = \frac{M_p}{0,85} \left( 1 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (3.6)$$

En se basant sur le critère d'élasticité de Von Mises,  $(\sigma^2 + 3\tau^2 = \sigma_y^2)$ , la capacité réduite de cisaillement vaut :

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left( \frac{P_u}{P_y} \right)^2} \quad (3.7)$$

En définissant le ratio de l'effort axial normalisé  $\rho'$  comme suit :

$$\rho' = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_y} = \left( \frac{P_u}{V_u} \right) \left( \frac{A_g}{0,6A_{lw}} \right) \quad (3.8)$$

Et en remplaçant  $M_p$  et  $V_p$  dans l'équation (3.4) par  $M_{pa}$  et  $V_{pa}$ , la valeur réduite de la longueur du lien  $e$  lorsque  $\rho' > 0,5$  peut être estimée comme suit [37] :

$$e = \frac{1,6M_p}{V_p} (1,15 - 0,3\rho') \quad (3.9)$$

Cette correction n'est pas nécessaire si  $\rho' \leq 0,5$ , auquel cas l'AISC 341 [44] exige que la longueur du lien "e" ne dépasse pas celle donnée par l'équation (3.4).

### 3.6. Raidisseurs dans les liens selon l'AISC 341 [44] :

Des raidisseurs d'âme à pleine profondeur doivent être placés symétriquement de part et d'autre de l'âme du lien, au niveau des extrémités des diagonales. Ces raidisseurs d'extrémité doivent avoir une largeur combinée qui n'est pas inférieure à  $(b_f - 2t_w)$ , et une épaisseur qui n'est pas inférieure à  $0,75t_w$  ou 10 mm (la plus grande de ces deux valeurs étant retenue). Le lien doit être raidi afin de retarder l'apparition du voilement au niveau de l'âme et d'empêcher le voilement local des semelles. La disposition et l'espacement "s" des raidisseurs d'âme intermédiaires dépendent de la longueur du lien.

- a) Pour les liens courts ( $e \leq 1,6 M_p/V_p$ ), des raidisseurs d'âme intermédiaires doivent être disposés avec un espacement "s" qui ne dépasse pas les valeurs suivantes :

$$s \leq 30 t_w - d/5 \quad \text{pour } \gamma_p = 0,08 \text{ rad}$$

$$s \leq 52 t_w - d/5 \quad \text{pour } \gamma_p = 0,02 \text{ rad}$$

$$\text{interpolation} \quad \text{pour } 0,02 \leq \gamma_p \leq 0,08 \text{ rad}$$

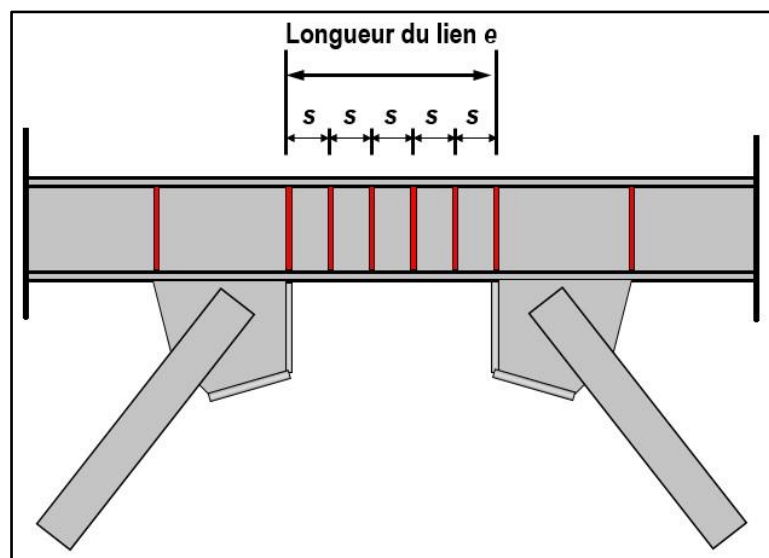


Figure 3.9. Disposition des raidisseurs dans les liens courts.

- b) Pour les liens longs ( $2,6 M_p/V_p \leq e \leq 5 M_p/V_p$ ), des raidisseurs d'âme intermédiaires doivent être disposés à une distance de  $1,5 b_f$  de chaque extrémité du lien.

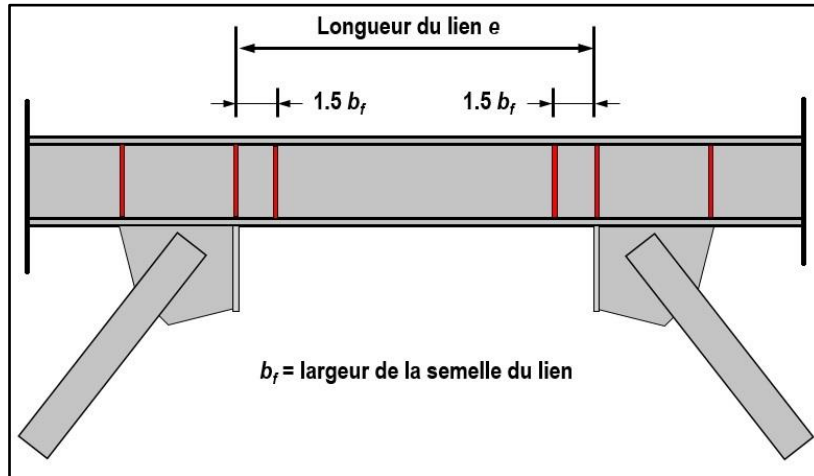


Figure 3.10. Disposition des raidisseurs dans les liens longs.

- c) Pour les liens intermédiaires ( $1,6 M_p/V_p \leq e \leq 2,6 M_p/V_p$ ), la disposition des raidisseurs d'âme intermédiaires doit satisfaire aux exigences de a) et b) à la fois.

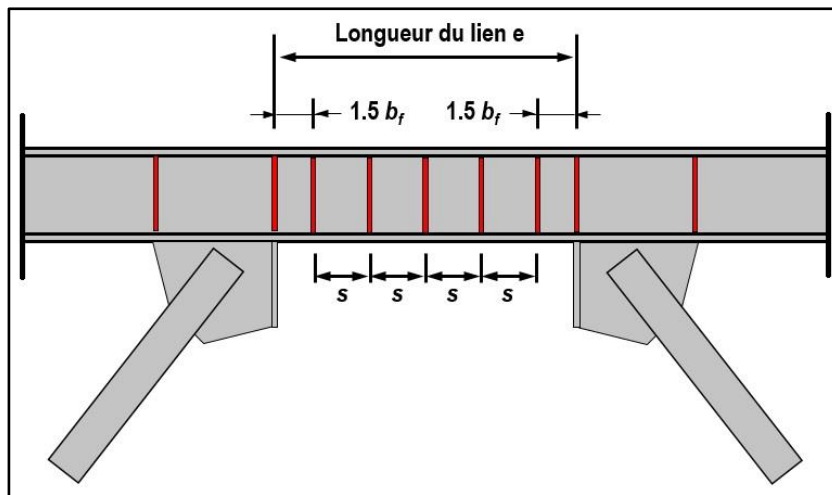


Figure 3.11. Disposition des raidisseurs dans les liens intermédiaires.

- d) Pour les liens dont la longueur  $e$  est supérieure à  $5 M_p/V_p$ , aucun raidisseur d'âme n'est requis.

### 3.7. Limitations des liens:

Les liens dans les contreventements excentriques sont conçus comme des fusibles structurels et sont dimensionnés pour les forces sismiques de calcul spécifiées par les codes en vigueur. Les dimensions de ces éléments doivent donc être sélectionnées en fonction des combinaisons sismiques de base, de telle manière que l'aire réelle de l'âme soit égale ou légèrement supérieure à l'aire de l'âme requise.

Dans la norme *AISC 341* [44], les sections des liens en forme de I doivent être sismiquement compactes, c'est-à-dire que les rapports largeur / épaisseur de l'aile et de l'âme pour les états limites de voilement local doivent satisfaire aux exigences des éléments hautement ductiles. Cependant, l'exigence stricte de l'élanement de la semelle, ( $b_f/2t_f \leq 0,30\sqrt{E/F_y}$ ), exige souvent une section plus lourde avec une aire d'âme importante. Un surdimensionnement des liens n'est pas souhaitable du point de vue du dimensionnement en capacité, car cela a un impact direct sur la conception des contreventements, des poteaux et des poutres en dehors des liens.

Comme les moments aux extrémités d'un lien court ne sont pas censés être élevés, en se basant sur l'étude analytique de Richards et Uang [40] et sur la vérification expérimentale effectuée par Okazaki et al [41], l'élanement limite ( $b_f/2t_f$ ) a été assoupli de  $0,30\sqrt{E/F_y}$  à  $0,38\sqrt{E/F_y}$ .

### 3.8. Maintien latéral des liens :

Pour assurer un comportement cyclique stable, un lien en forme de I doit être maintenu latéralement à chaque extrémité pour éviter une éventuelle torsion hors du plan de ce dernier [42, 43]. Ce maintien latéral a également un autre rôle qui est de stabiliser les barres excentrées du contreventement et la partie de la poutre à l'extérieur du lien. La dalle de

béton ne peut à elle seule assurer un maintien latéral suffisant. Par conséquent, l'*AISC 341* [44] exige que les ailes supérieures et inférieures du lien en forme de I soient maintenues aux extrémités. Le maintien latéral doit avoir une résistance et une rigidité suffisante pour renforcer les zones des rotules plastiques susceptibles d'apparaître dans les éléments hautement ductiles.

La résistance requise pour chaque maintien latéral au droit des extrémités du lien doit être évaluée comme suit :

$$P_u = 0,06R_yF_yZ/h_0 \quad (3.10)$$

Où :

$h_0$  : est la distance entre les lignes moyennes des semelles du lien,

$R_y$  : est le ratio de la contrainte probable de plastification à la contrainte d'élasticité minimale de l'acier utilisé,

$Z$  : est le module plastique de la section en (mm<sup>3</sup>).

Pour les liens en profilés creux, le maintien latéral aux extrémités de ces éléments n'est pas nécessaire en raison de leur rigidité inhérente à la torsion, à condition que le moment d'inertie par rapport à l'axe faible,  $I_y$ , soit supérieur à  $0,67I_x$ . ( $I_x$  est le moment d'inertie du lien par rapport à son axe fort).

### **3.9. Dimensionnement en capacité des autres composants structuraux :**

L'approche de base dans la conception des contreventements excentriques résistants aux séismes est que la plastification, sous charge sismique, doit être limitée principalement aux liens, puisqu'ils sont les éléments les plus ductiles du portique. Pour ce faire, il convient de concevoir les diagonales, les poteaux et les segments de poutre à l'extérieur des liens pour les forces maximales générées dans ces éléments par la pleine plastification et l'écroutissement

des liens. Le concept du dimensionnement en capacité exige que le calcul de la résistance du lien soit non seulement basé sur la contrainte de plastification probable de l'acier, mais aussi sur la prise en compte de l'érouissage de ce dernier.

La résistance au cisaillement du lien est alors augmentée, d'abord par le facteur de sur-résistance du matériau,  $R_y$ , puis par un facteur d'érouissage cyclique,  $\omega$ , qui varie selon le type d'élément. La résistance au cisaillement ajustée ( $V_l$ ) s'écrit alors :

$$V_l = \omega(R_y V_n) \quad (3.11)$$

Où :  $V_n$  est la résistance nominale de cisaillement calculée comme suit :

$$V_n = \min \left\{ V_p, \frac{2M_p}{e} \right\} \quad (3.12)$$

Les provisions sismiques de l'*AISC* [44] adoptent cette approche de dimensionnement en capacité pour les diagonales, les poteaux et les segments de poutre. L'*AISC* [44] spécifie que les diagonales doivent être conçues pour les forces correspondant à un effort de cisaillement du lien égal à  $1,25R_y V_n$  (dans ce cas,  $\omega$ , est pris égal à 1,25). Ces diagonales, reliées au lien par un assemblage rigide, participent à la résistance d'une partie du moment d'extrémité généré par le lien, réduisant ainsi le moment dans les segments de poutre. Il est à noter que l'effort axial dans les diagonales augmente lorsque l'angle d'inclinaison de ces dernières est réduit. Il est donc souhaitable que l'angle soit maintenu au-dessus de  $40^\circ$ .

Dans le même esprit, les segments de poutre en dehors des liens doivent être conçus pour les forces correspondant à un effort de cisaillement du lien égal à  $1,1R_y V_n$ . En effet, L'*AISC 341* [44] permet de réduire le facteur d'érouissage,  $\omega$ , de 0,88 pour les segment de poutre à l'extérieur du lien, de sorte que le facteur d'érouissage devient 1,1 ( $\omega = 1,25 \times 0,88 = 1,1$ ). Cette réduction est justifiée par le fait que le plancher collaborant, qui est généralement ignoré dans les calculs, augmente considérablement la résistance des segments de poutre.

De plus, les essais ont montré qu'une plastification limitée des segments de poutre n'est pas préjudiciable à la performance des systèmes de contreventement excentriques, tant que la stabilité de la poutre est assurée. Il convient de noter que les efforts réels dans les segments de poutre sont supérieurs aux efforts calculés avec un facteur d'écroutissage réduit, mais la plastification limitée et la présence de plancher collaborant compensent le déficit de la résistance requise. Dans ce contexte, il est tout de même recommandé au concepteur d'utiliser une valeur plus élevée du facteur d'écroutissage dans des situations telles que l'absence d'un plancher collaborant ou bien l'utilisation d'un profilé reconstitué soudé (PRS) pour les liens.

Le dimensionnement des segments de poutre pose toutefois une difficulté particulière lorsque ces derniers ne sont pas en mesure de résister aux efforts ultimes requis par le lien. En effet, dans la plupart des cas, les liens et les segments de poutre à l'extérieur sont normalement constitués d'un même élément. Par conséquent, si le segment de poutre n'a pas une résistance suffisante pour résister aux forces de calcul générées par le lien, l'augmentation de la section de la poutre n'est souvent pas utile. En effet, lorsque la section du segment de poutre est augmentée, celle du lien l'est également, et les forces de calcul appliquées sur le segment de poutre sont par conséquent augmentées. Pour résoudre ce problème, l'utilisation de liens courts au lieu de liens longs réduira les efforts ultimes dans les liens. De plus, l'utilisation de diagonales avec une grande rigidité flexionnelle réduit la demande sur les segments de poutre, puisqu'une bonne partie du moment d'extrémité du lien serait transférée aux diagonales.

Pour les poteaux, les exigences de dimensionnement sont similaires à celles des diagonales et des segments de poutre. Comme le lien est le seul composant du portique conçu pour subir une déformation inélastique, les poteaux doivent être calculés pour résister

aux efforts combinés générés par la pleine plastification et l'écroutissement de tous les liens situés au-dessus du poteau. Un facteur d'écroutissement réduit ( $\omega = 1,1$ ) peut être utilisé dans le cas des structures contenant trois étages ou plus. Cette réduction est tolérée, car la probabilité que tous les liens au-dessus du poteau atteignent simultanément leur résistance maximale au cisaillement est faible. Si tous les liens n'atteignent pas simultanément leur résistance maximale au cisaillement, le dimensionnement des poteaux avec un facteur d'écroutissement de 1,25 serait trop conservateur, et il peut donc être réduit à 1,1. Pour les structures de moins de trois étages, il est plus probable que tous les liens au-dessus du poteau atteignent simultanément leur pleine résistance. Dans ce cas, les poteaux doivent être conçus en prenant en compte un facteur d'écroutissement égal à 1,25.

### **3.10. Conclusion :**

L'aspect conceptuel des systèmes de contreventements excentriques est présenté en détail dans ce chapitre ainsi que les dispositions et les exigences fournies par l'AISC-341. Les contreventements excentriques offrent des avantages indéniables par rapport aux systèmes de contreventements conventionnels puisqu'ils fournissent à la fois une grande rigidité latérale et une bonne ductilité. L'élément lien constitue le paramètre clé de ce système de contreventement qui agit comme un fusible structurel, et devra donc faire l'objet d'un soin particulier lors de la phase de conception. En effet, l'activité inélastique est concentrée dans les liens qui dissipent l'énergie sismique en se déformant plastiquement tout en permettant aux autres éléments structuraux de rester dans le domaine élastique.

# Chapitre V

## Expérimentation Numérique

#### 4.1. Introduction :

Les portiques à contreventements excentriques dissipent l'énergie sismique à travers la déformation des liens par cisaillement ou par flexion. Différentes configurations structurelles peuvent être adoptées basées sur la disposition des contreventements. En effet les liens peuvent être disposés horizontalement (type K), faisant partie intégrante des poutres, ou bien verticalement (type Y) comme étant des éléments indépendants des poutres. La disposition verticale des liens offre un processus de réparation beaucoup plus simple après un évènement sismique, et peut aussi fournir une solution adéquate pour la réhabilitation des bâtiments existants. Des essais menés sur des structures disposants de liens verticaux [25, 26] ont révélé un comportement très ductile et stable durant un chargement très intense à condition de disposer un maintien latéral adéquat au niveau des extrémités des liens pour empêcher une éventuelle déformation hors plan de ces derniers.

De nombreuses études analytiques et expérimentales ont été menées sur les deux configurations présentant leurs avantages et leurs inconvénients individuellement. Dans ce chapitre, une étude comparative de la performance sismique de ces deux configurations a été effectuée avec des conditions de chargement similaires. Une série d'analyses statique non-linéaire (pushover) et dynamique incrémentale (IDA) a été effectuée sur des structures à 5, 10 et 15 étages. Un total de 21 enregistrements sismiques a été sélectionné pour l'analyse dynamique incrémentale comprenant 14 séismes proches et 7 séisme éloignés comme le préconise FEMA P695 [46]. Les résultats en termes de déplacements inter-étages, de niveau de performance et d'accélération maximale du sol (PGA) correspondante ont été comparés.

#### 4.2. Modèle numérique de validation :

En premier lieu, un modèle numérique a été élaboré pour s'assurer que les résultats numériques pouvaient représenter le comportement des portiques contreventés excentriquement dans des conditions réelles. Pour ce faire, l'essai expérimental réalisé par *Shen Li et al* [36] a été utilisé pour construire un modèle numérique à l'aide du logiciel *Seismostruct 2021* [52]. Le spécimen testé par [36] et qui a fait l'objet d'une comparaison avec le modèle numérique est un portique à l'échelle 1/2 composé d'un étage à une seule travée et muni d'un contreventement excentrique à lien vertical. Le spécimen a été fabriqué avec un acier de haute résistance. La hauteur et la largeur de ce spécimen sont respectivement de 1,8 m et 3,6 m, tandis que la longueur du lien est de 0,5 m.

Le tableau 4.1 présente les sections des profilés reconstitués soudés (PRS) et les matériaux des éléments utilisés pour la confection du spécimen [36]. Une charge verticale de 400 kN a été appliquée au sommet des poteaux pour simuler les forces axiales qui leur sont transférées par la superstructure. Des essais de chargement monotone et pseudo-statique ont été réalisés à une vitesse de chargement de 0,05 mm/s jusqu'à la rupture [36].

Tableau 4. 1. Sections des éléments et matériaux du spécimen [36].

Eléments	Sections	Matériaux
Poteau	H150××150×6×10	Q460 ( $f_y = 460 \text{ MPa}$ )
Poutre	H225×125×6×10	Q460 ( $f_y = 460 \text{ MPa}$ )
Lien	H225×125×6×10	Q345 ( $f_y = 345 \text{ MPa}$ )
Diagonale	H125×120×6×10	Q460 ( $f_y = 460 \text{ MPa}$ )

En se basant sur cette étude expérimentale, un modèle numérique a été établi à l'aide du logiciel *Seismostruct 2021* [52]. Le type d'élément 'InfrmFBPH'; (*inelastic plastic-hinge force-based frame element*), a été défini pour les éléments poteau et poutre, où les rotules plastiques sont concentrées au niveau des extrémités de ces éléments. Pour les éléments lien et diagonale de contreventement, les types 'InfrmDBPH'; (*inelastic plastic-hinge displacement-based frame element*), et 'inelastic truss' ont été respectivement choisis. La figure 4.1 illustre le modèle numérique du spécimen étudié.

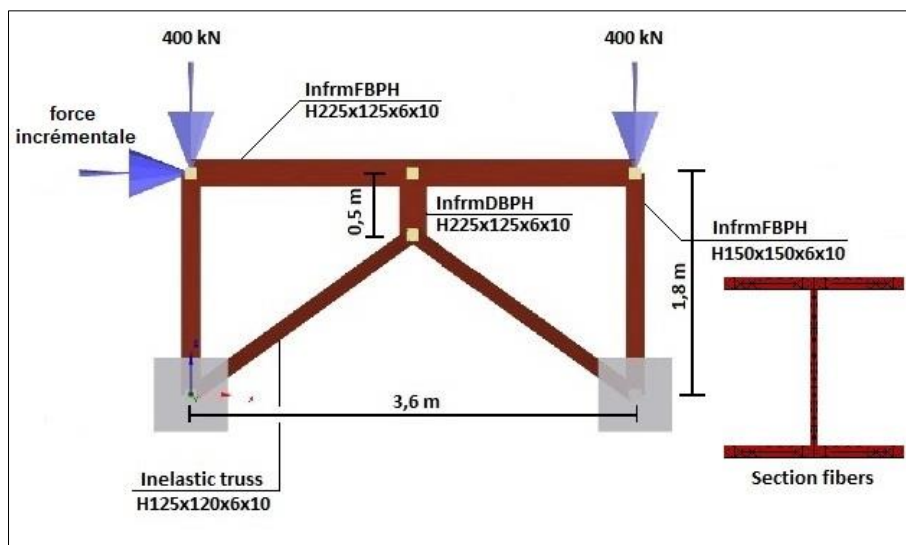


Figure 4.1. Modèle numérique du spécimen étudié.

La loi de comportement utilisée pour le matériau acier est gouvernée par le modèle bilinéaire avec écrouissage cinématique (figure 4.2), et les paramètres de modélisation des éléments sont sélectionnés conformément au tableau 9.7 de l'*ASCE 41-17* [45].

Une analyse pushover a été conduite sur ce modèle en imposant une force incrémentale au sommet du poteau jusqu'à la ruine du modèle. Les résultats obtenus ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement par [36] (figure 4.3).

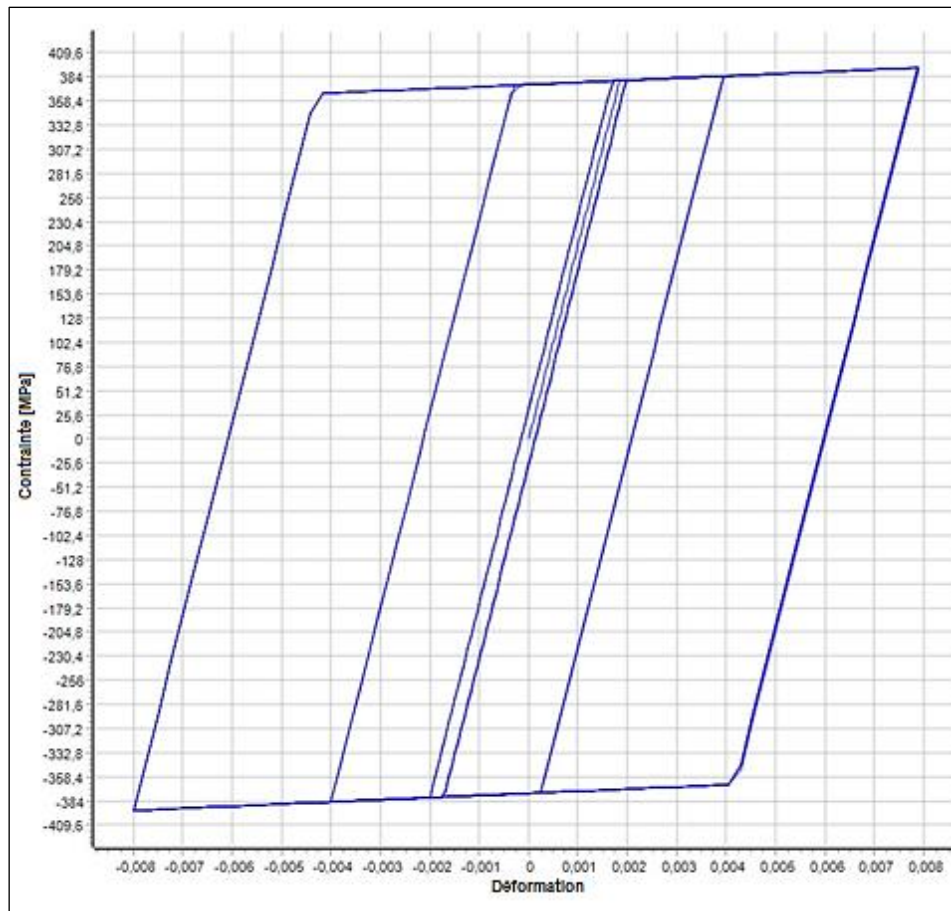


Figure 4.2. Diagramme contraintes-déformations du matériau acier Q345.

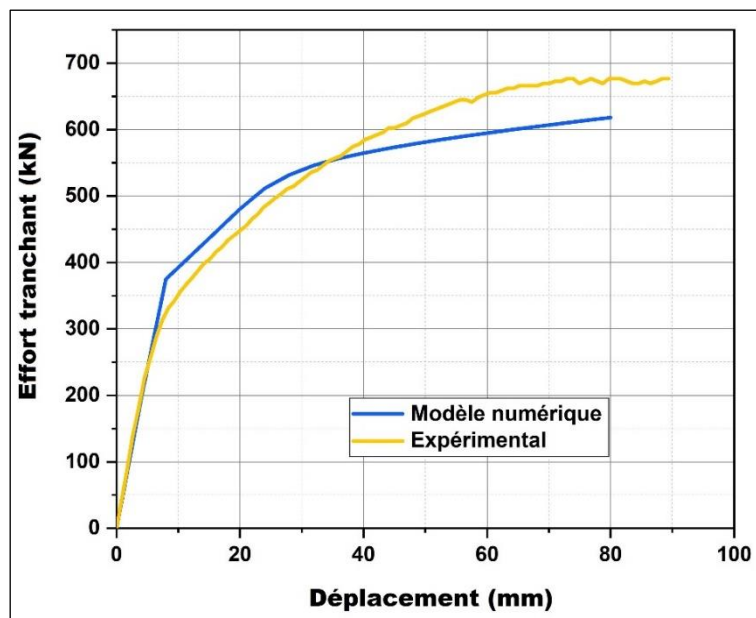


Figure 4.3. Comparaison des résultats des modèles numérique et expérimental [36].

Les résultats du test expérimental [36] révèlent que l'effort tranchant ultime était approximativement égal à 680 kN tandis que dans le modèle numérique, une valeur de 618 kN a été enregistrée. Les résultats de l'analyse numérique semblent assez cohérents et avoisinent ceux de l'essai expérimental avec un écart relatif maximal de 9% (62 kN). On peut donc conclure que la modélisation numérique est capable de simuler la réponse du modèle expérimental avec une précision suffisante, et qu'elle peut être utilisée pour prédire le comportement dynamique des portiques contreventés excentriquement.

#### **4.3. Analyse statique non-linéaire (Pushover) et dynamique incrémentale :**

L'analyse *pushover* est une méthode qui permet d'estimer la capacité d'une structure soumise à une charge latérale donnée. Dans cette méthode, des poussées forcées, exprimées en termes de forces horizontales ou de déplacements, sont appliquées au système structurel et sont réparties sur la hauteur de la structure de manière à simuler les forces d'inertie ou leurs effets. La charge incrémentale appliquée  $P$  est maintenue proportionnelle au modèle de charge nominale ( $P^o$ ) défini initialement par l'utilisateur [ $P = \lambda(P^o)$ ]. Le facteur de charge  $\lambda$  est automatiquement augmenté par le programme jusqu'à ce qu'une limite définie par l'utilisateur, ou une défaillance numérique (non convergence), soit atteinte.

L'analyse *dynamique incrémentale (IDA)*, également appelée *pushover dynamique*, est une méthode d'analyse qui peut être utilisée pour estimer la capacité structurelle sous un chargement sismique. Elle fournit une représentation continue de la réponse de la structure, dans les domaines élastique et plastique jusqu'à l'effondrement. Le concept de l'IDA n'est pas nouveau. Néanmoins il a récemment acquis une certaine popularité et une large utilisation comme méthode d'estimation de la capacité globale des systèmes structurels.

La méthode consiste à soumettre un modèle structurel à un ou plusieurs enregistrements sismiques, chacun étant graduellement incrémenté selon plusieurs niveaux d'intensité. Multiples analyses dynamiques sont effectuées et la réponse de ces analyses est tracée en fonction du niveau d'intensité de l'enregistrement. Les courbes résultantes, appelées courbes IDA, donnent une indication de la performance du système à tous les niveaux d'excitation d'une manière similaire à la courbe charge-déplacement de la méthode statique pushover.

Dans cette étude, les portiques à 5, 10 et 15 étages munis de contreventement excentrique à liens verticaux (type Y) conçus par [36] ont été adoptés (figures 4.4, 4.6 et 4.8). Ces prototypes ont été dimensionnés conformément au code sismique chinois GB 50011-2010 [48], pour un niveau d'aléa sismique de 0,3g avec une probabilité de dépassement de 10% sur 50 ans. La méthodologie de conception basée sur la performance a été employée pour concevoir ces portiques. Cette méthodologie est utilisée pour prédire le mode idéal de rupture prévu pour les structures où les liens sont les éléments dissipatifs, tandis que le reste des éléments sont non dissipatifs et demeurent dans un état élastique durant un tremblement de terre. La conception sismique basée sur la performance prend les déplacements plastique et ultime de la structure comme des objectifs de performance, et le mode idéal de rupture des structures comme limite de performance lors d'un séisme.

Les portiques adoptés sont caractérisés par une hauteur d'étage typique de 3,6 m et trois travées identiques de 7,2 m. Des liens de 0,8 m de longueur sont disposés verticalement.

À l'exception des poteaux, où des sections rectangulaires creuses ont été utilisées, des profilés reconstitués soudés en forme de H ont été attribués à tous les éléments de structure. Les tableaux 4.2 à 4.4 résument les sections adoptées pour chaque élément de structure.

Outre les prototypes mentionnés plus haut, des modèles à 5, 10 et 15 étages dotés de contreventement excentriques à liens horizontaux (type K) ont également été étudiés en parallèle (figures 4.5, 4.7 et 4.9), en utilisant les mêmes sections et les mêmes dimensions géométriques pour assurer une comparaison équitable.

Une analyse pushover a été réalisée sur l'ensemble des prototypes en utilisant les mêmes paramètres de modélisation que dans le modèle de validation. Une force incrémentale a été appliquée à tous les modèles jusqu'à ce qu'ils atteignent un déplacement cible de 2%. Les connections entre les éléments sont considérées comme étant rigides. Le matériau utilisé est un acier Q345 dont la limite d'élasticité nominale est de 345 MPa, et le module d'élasticité égal à  $2,06 \times 10^5$  MPa. Les charges permanente et d'exploitation appliquées sur les étages sont égales à 36 kN/ml et 14,4 kN/ml respectivement. Pour le dernier étage, des charges permanente, d'exploitation et de neige égales respectivement à 43.2, 14.4, et 2.52 kN/ml sont appliquées.

Tableau 4. 2. Sections des éléments du portique à 5 étages.

étages	Poutres	Liens	Poteaux intermédiaires	Poteaux rives	diagonales
5	H410×150×6×10	H330×150×4×10	□ 400×400×16	□ 300×300×12	H200×200×8×12
4	H440×150×10×16	H420×180×6×10	□ 450×450×18	□ 350×350×16	H200×200×10×16
3	H490×180×10×16	H410×180×8×12	□ 500×500×18	□ 350×350×16	H200×200×10×16
2	H520×200×10×16	H470×180×8×12	□ 550×550×20	□ 400×400×18	H220×220×10×16
1	H550×200×10×16	H500×180×8×12	□ 550×550×20	□ 450×450×18	H220×220×10×16

Tableau 4. 3. Sections des éléments du portique à 10 étages.

étages	Poutres	Liens	Poteaux intermédiaires	Poteaux rives	diagonales
10	H440×160×6×10	H320×140×5×10	□ 350×350×16	□ 350×350×12	H200×200×10×16
9	H480×200×8×12	H310×150×8×14	□ 400×400×16	□ 350×350×12	H200×200×10×16
8	H490×200×10×16	H430×180×8×14	□ 450×450×18	□ 400×400×16	H220×220×10×16
7	H530×220×10×16	H420×200×10×16	□ 450×450×20	□ 400×400×16	H220×220×10×16
6	H560×240×10×16	H470×200×10×16	□ 500×500×20	□ 450×450×18	H220×220×10×16
5	H540×240×12×18	H510×200×10×16	□ 500×500×20	□ 450×450×18	H250×250×10×16
4	H570×240×12×18	H470×200×12×18	□ 550×550×22	□ 500×500×20	H250×250×10×16
3	H590×240×12×18	H490×200×12×18	□ 550×550×22	□ 500×500×20	H250×250×10×16
2	H610×240×12×18	H510×200×12×18	□ 600×600×25	□ 550×550×20	H250×250×10×16
1	H620×240×12×18	H520×200×12×18	□ 600×600×25	□ 550×550×20	H250×250×10×16

Tableau 4. 4. Sections des éléments du portique à 15 étages.

étages	Poutres	Liens	Poteaux intermédiaires	Poteaux rives	diagonales
15	H380×150×8×12	H340×170×6×10	□ 450×450×18	□ 300×300×16	H200×200×10×16
14	H420×200×10×14	H420×200×8×12	□ 500×500×18	□ 350×350×16	H220×220×10×16
13	H510×200×10×14	H440×200×10×14	□ 550×550×20	□ 350×350×16	H250×250×12×18
12	H500×220×12×16	H450×200×12×16	□ 600×600×20	□ 400×400×16	H250×250×12×18
11	H560×220×12×16	H510×200×12×16	□ 600×600×20	□ 400×400×16	H280×280×16×20
10	H550×220×14×18	H560×200×12×16	□ 650×650×20	□ 450×450×18	H280×280×16×20
9	H560×240×14×18	H610×200×12×16	□ 650×650×22	□ 450×450×18	H280×280×16×20
8	H590×240×14×18	H650×200×12×16	□ 650×650×25	□ 500×500×20	H300×300×16×20
7	H600×250×14×18	H600×200×14×18	□ 650×650×25	□ 500×500×20	H300×300×16×20
6	H620×250×14×18	H620×200×14×18	□ 700×700×25	□ 550×550×22	H300×300×16×20
5	H590×250×16×20	H650×200×14×18	□ 750×750×28	□ 550×550×22	H340×340×18×22
4	H610×250×16×20	H590×250×16×20	□ 800×800×30	□ 600×600×25	H340×340×18×22
3	H620×250×16×20	H610×250×16×20	□ 800×800×30	□ 600×600×25	H340×340×18×22
2	H620×260×16×20	H620×250×16×20	□ 850×850×30	□ 650×650×25	H340×340×18×22
1	H620×260×16×20	H630×250×16×20	□ 850×850×30	□ 650×650×25	H340×340×18×22

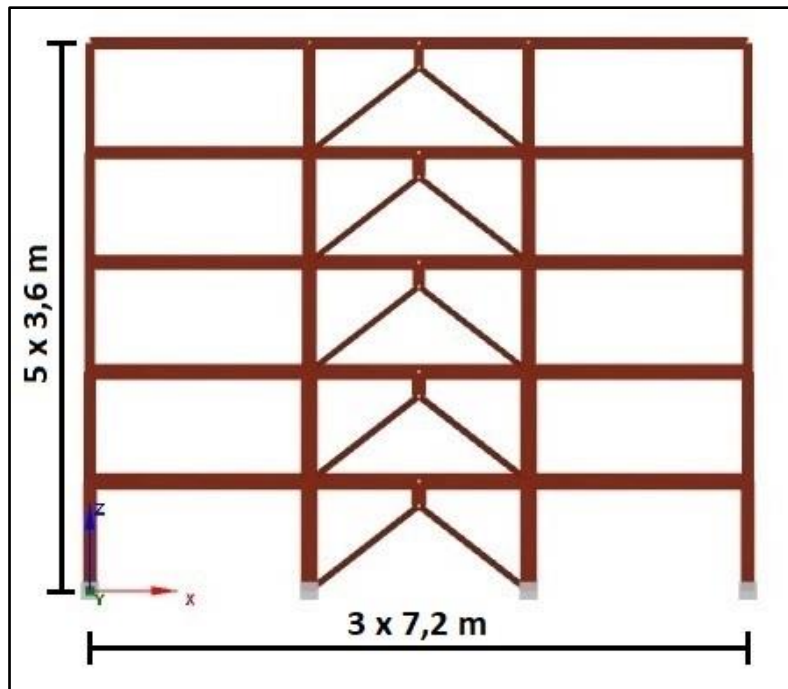


Figure 4.4. Portique à 5 étages (type Y).

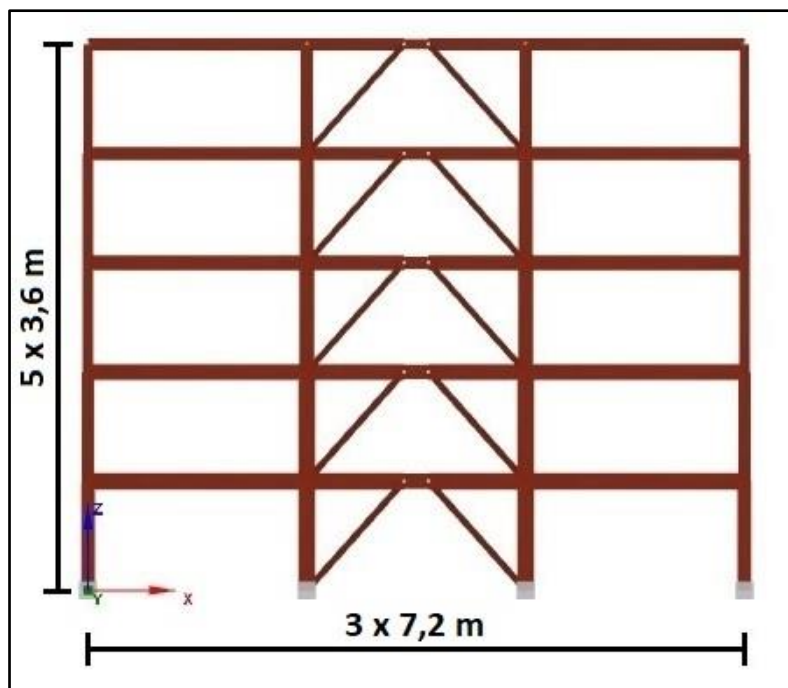


Figure 4.5. Portique à 5 étages (type K).

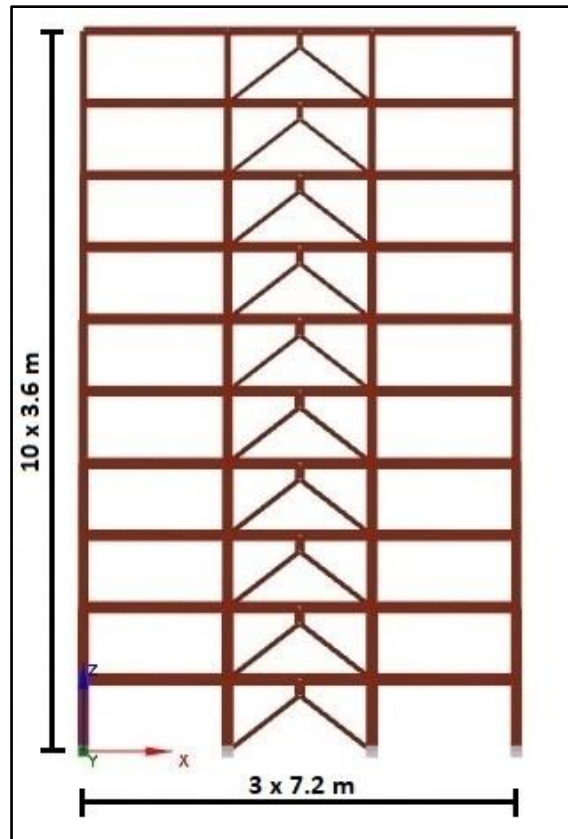


Figure 4.6. Portique à 10 étages (type Y).

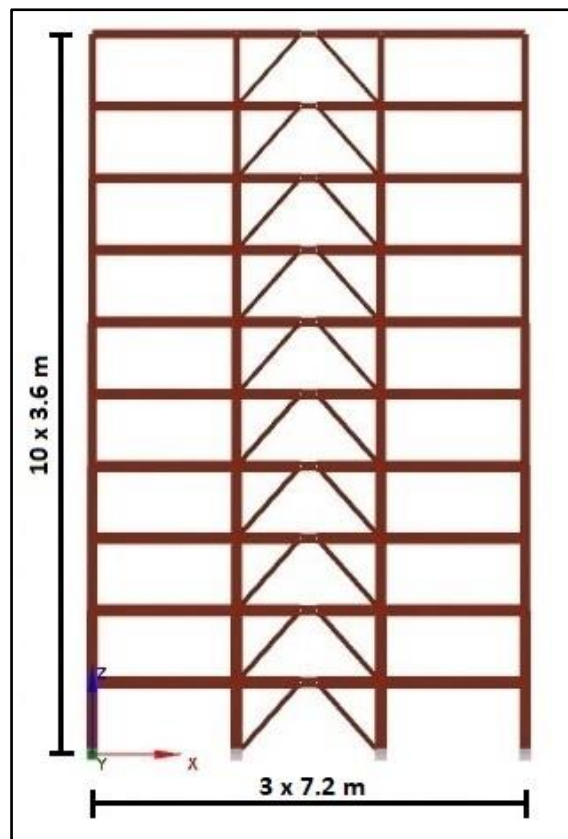


Figure 4.7. Portique à 10 étages (type K).

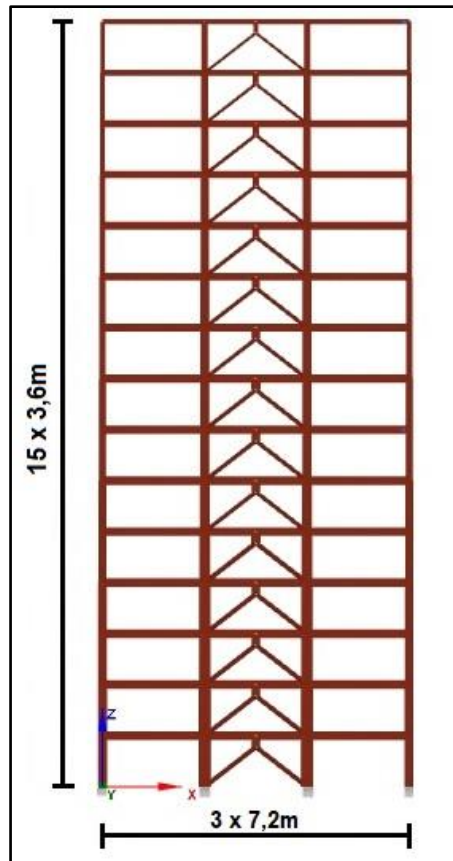


Figure 4.8. Portique à 15 étages (type Y).

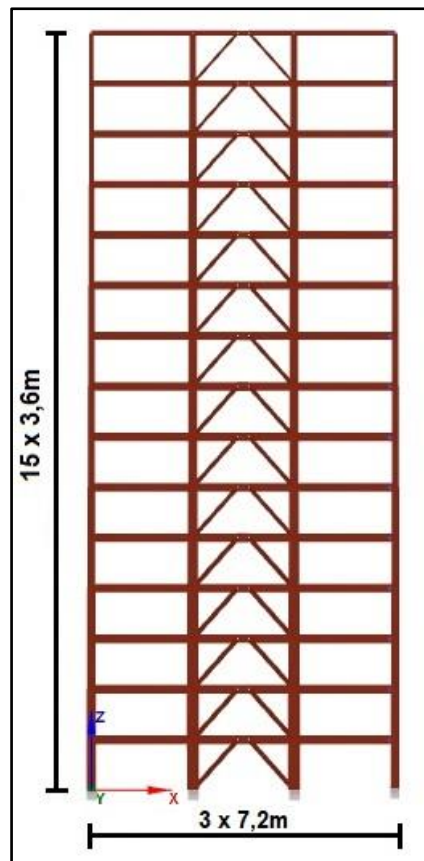


Figure 4.9. Portique à 15 étages (type K).

Les périodes fondamentales obtenues par l'analyse modale des prototypes étudiés sont présentées dans le tableau 4.5.

Tableau 4. 5. Périodes fondamentales des différents prototypes.

Modèle	T1 (s)	T2 (s)	T3 (s)
<b>5-étages type Y</b>	0,722	0,273	0,164
<b>5-étages type K</b>	0,610	0,225	0,137
<b>10-étages type Y</b>	1,296	0,465	0,270
<b>10-étages type K</b>	1,191	0,415	0,231
<b>15-étages type Y</b>	1,726	0,578	0,323
<b>15-étages type K</b>	1,647	0,542	0,294

Une analyse dynamique incrémentale (IDA) a également été réalisée sur tous les prototypes en utilisant une série d'enregistrements sismiques à savoir : 14 séismes proches et 7 séismes éloignés, sélectionnés dans la base de données PEER NGA, comme le recommande FEMA P695 [46]. Chaque enregistrement représente une intensité sismique particulière et est utilisé à différentes échelles de façon à ce que la structure subisse un large intervalle de comportements élastique et inélastique. Les tableaux 4.6 et 4.7 résument les enregistrements sismiques sélectionnés pour cette analyse.

Tableau 4. 6. Enregistrements sismiques proches.

Evènement sismique	Année	Station	Magnitude	Rjb (km)
<b>Cape Mendocino</b>	1992	Petrolia	7.0	9.5
<b>Darfield_ New Zealand</b>	2010	TPLC	7.0	6.11
<b>Duzce_ Turkey</b>	1999	Lamont 1062	7.1	9.14
<b>Erzincan_ Turkey</b>	1992	Erzincan	6.7	2.0
<b>Gazli_ USSR</b>	1976	Karakyr	6.8	3.92
<b>Imperial Valley-06</b>	1979	Chihuahua	6.5	7.29
<b>Irpinia_ Italy-01</b>	1980	Sturno (STN)	6.9	6.78
<b>Kobe_ Japan</b>	1995	Port Island	6.9	3.31
<b>Kocaeli_ Turkey</b>	1999	Yarimca	7.5	1.38
<b>Loma Prieta</b>	1989	Saratoga - Aloha Ave	6.9	7.58
<b>Nahanni_ Canada</b>	1985	Site 1	6.9	2.48
<b>Niigata_ Japan</b>	2004	NIG017	6.8	4.22
<b>Northridge-01</b>	1994	N Hollywood - Coldwater Can	6.7	7.89
<b>Superstition Hills-02</b>	1987	Superstition Mtn Camera	6.5	5.61

Tableau 4. 7. Enregistrements sismiques éloignés

Evènement sismique	Année	Station	Magnitude	Rjb (km)
<b>Imperial Valley-06</b>	1979	Delta	6.5	22.03
<b>Irpinia_ Italy-01</b>	1980	Calitri	6.9	13.34
<b>Loma Prieta</b>	1989	Gilroy Array #4	7.0	13.81
<b>San Fernando</b>	1971	LA-Hollywood Stor FF	6.6	22.77
<b>Spitak_ Armenia</b>	1988	Gukasian	6.7	23.99
<b>Superstition Hills-02</b>	1987	Westmorland Fire Sta	6.5	13.03
<b>Tabas_ Iran</b>	1978	Boshrooyeh	7.4	24.07

Le paramètre sélectionné pour étudier le niveau de performance des modèles est le déplacement relatif inter-étages. Pour les systèmes de contreventement excentrique, FEMA 356 [47] recommande les valeurs limites des déplacements relatifs inter-étages illustrées dans le tableau 4.8 pour chaque niveau de performance.

Tableau 4. 8. Niveaux de performance et leurs valeurs des déplacements relatifs correspondantes [47].

Niveau de performance	Valeurs recommandés (%)
<b>Immediate occupancy (IO)</b>	0.5
<b>Life safety (LS)</b>	1.5
<b>Collapse prevention (CP)</b>	2.0

#### 4.4. Résultats et discussions :

##### 4.4.1. Analyse statique non-linéaire (Pushover) :

Les résultats de l'analyse statique non-linéaire (pushover) obtenus sont comparés et discutés dans cette section. Les courbes pushover ainsi que la distribution des déplacements relatifs inter-étages de tous les prototypes étudiés sont illustrés sur les figures 4.10 à 4.15.

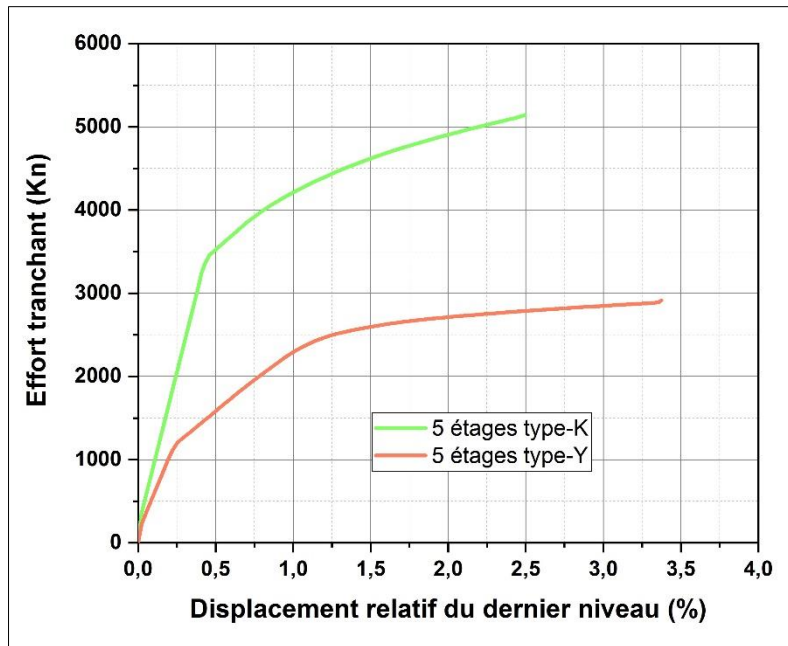


Figure 4.10. Courbes pushover des modèles à 5 étages type K et Y.

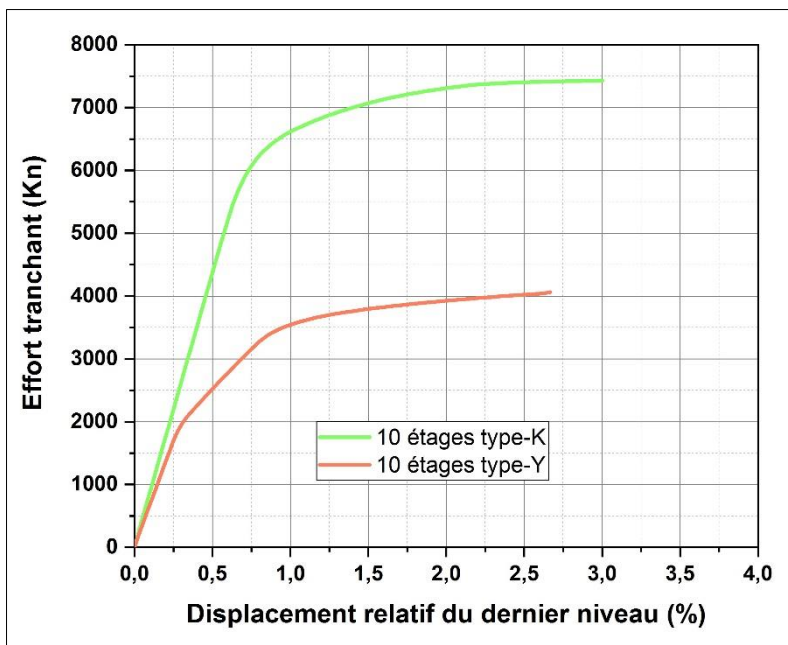


Figure 4.11. Courbes pushover des modèles à 10 étages type K et Y.

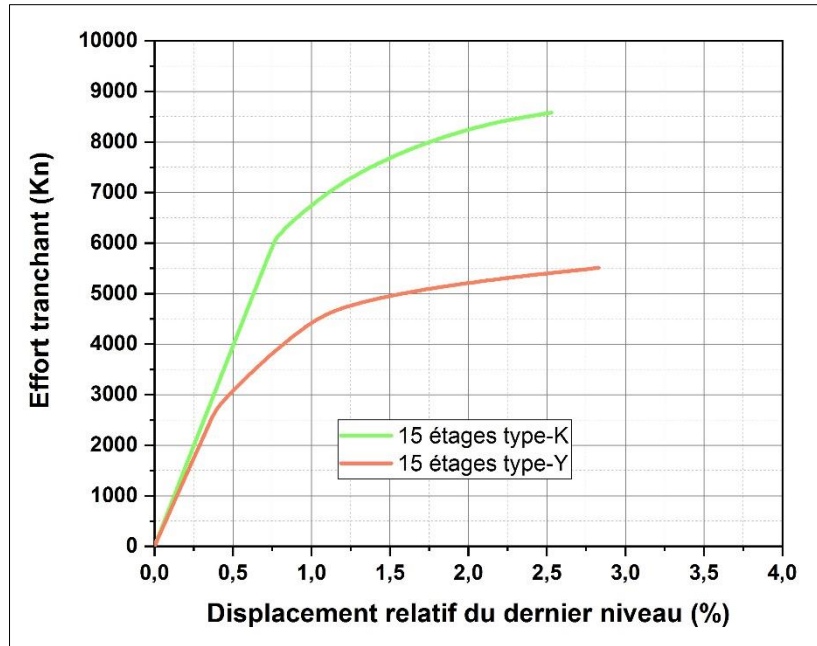


Figure 4.12. Courbes pushover des modèles à 15 étages type K et Y.

Les figures 4.10 à 4.12 illustrent les courbes de la réponse structurelle (courbes pushover) des prototypes étudiés lorsqu'ils sont soumis à des charges latérales. Les courbes de réponse sont représentées par l'effort tranchant à la base  $V$  en fonction des déplacements relatifs horizontaux au sommet. D'après la figure 4.10 (modèle à 5 étages), on peut constater que la rigidité élastique, définie par la pente de la partie linéaire des courbes, est supérieure de 44% pour le système de contreventement de type K. Ce constat demeure valable à mesure que le nombre d'étage augmente (modèle à 10 et 15 étages). La résistance ultime ( $V_{max}$ ) fournie par les systèmes de contreventement à liens horizontaux (type K) est nettement plus importante que celle des systèmes disposant de liens verticaux (type Y). Il est à noter que pour les systèmes de contreventement de type K, les efforts tranchants ultimes enregistrés pour les modèles à 5, 10 et 15 étages sont supérieures de 81%, 86% et 64% que ceux enregistrés pour le type Y respectivement.

Si l'on considère le déplacement ultime  $\delta_u$  et le déplacement plastique  $\delta_y$ , on peut définir la ductilité par le rapport  $(\frac{\delta_u}{\delta_y})$ . D'après les courbes de capacité obtenues par l'analyse pushover

des différents modèles, on remarque que les systèmes de contreventement de type Y offrent une meilleure ductilité comparée à ceux de type K.

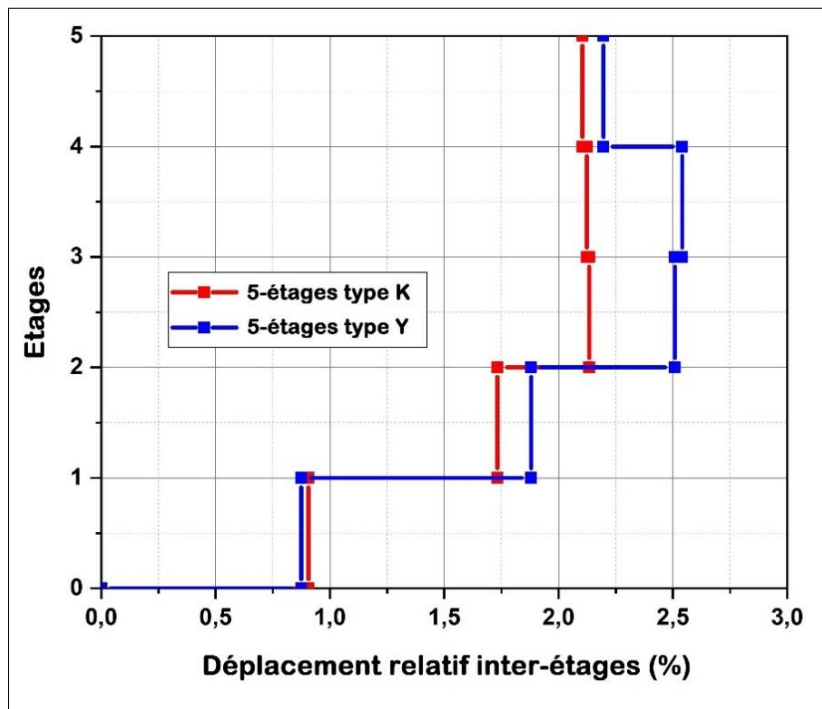


Figure 4.13. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 5 étages type K et Y.

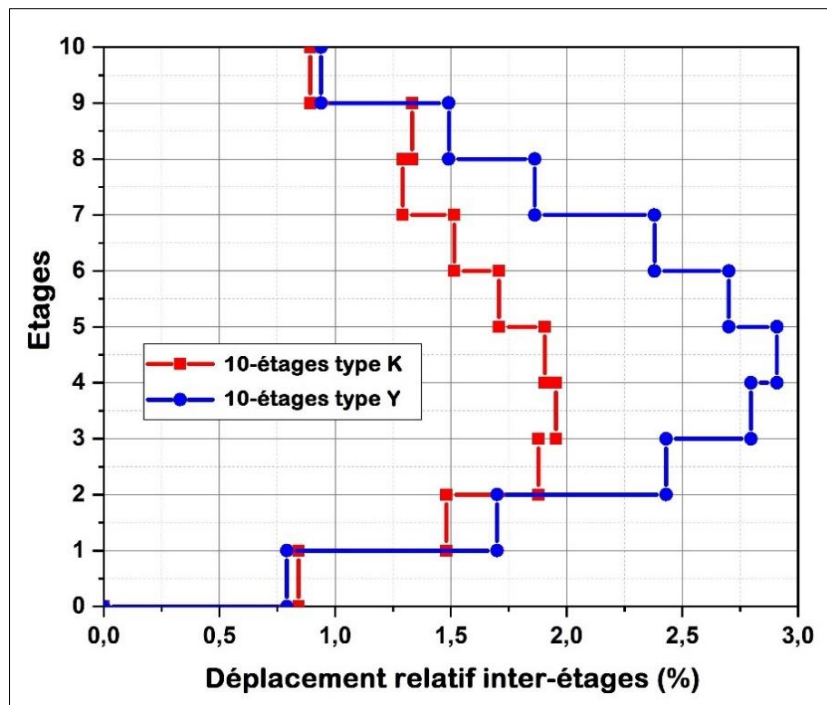


Figure 4.14. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 10 étages type K et Y.

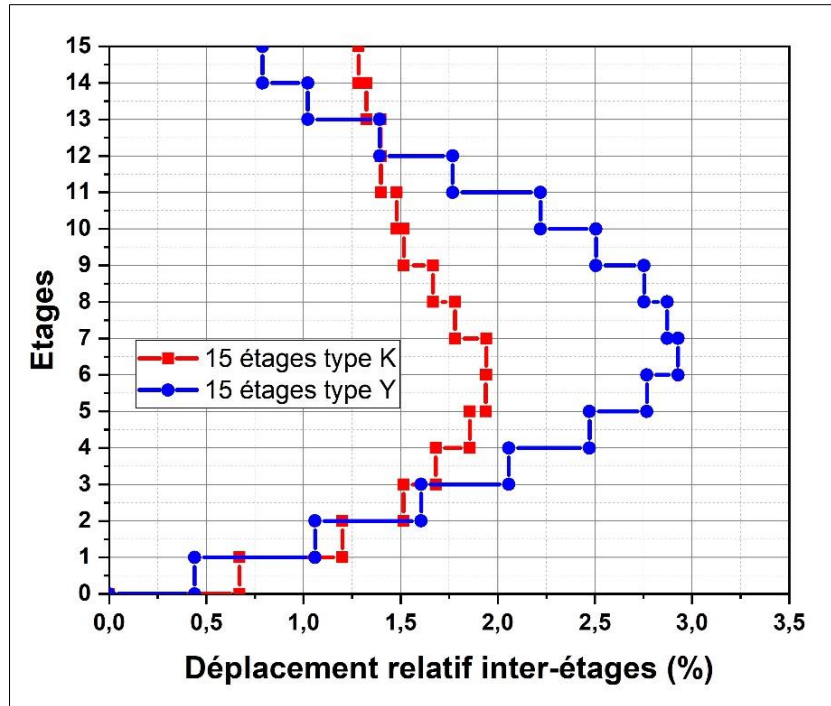


Figure 4.15. Déplacements relatifs inter-étages des modèles à 15 étages type K et Y

Les figures 4.13 à 4.15 illustrent les profils de distribution des déplacements inter-étages le long de la hauteur des portiques lorsque le déplacement cible au sommet est de 2%. Cette distribution est sensiblement similaire pour les type Y et K avec d'importants déplacements au niveau des étages intermédiaires, et des déplacements plus faibles au niveau des étages supérieurs et inférieurs. Néanmoins, Les systèmes de contreventement de type K exhibent une plus grande rigidité latérale et ce pour tous les cas étudiés. En effet, on constate que les modèles munis de contreventement à liens verticaux (type Y) présentent des déplacements relatifs inter-étages plus importants que ceux à liens horizontaux (type K), en particulier dans les étages intermédiaires. L'écart maximal des déplacements relatifs inter-étages entre les types K et Y est d'environ 20 % pour les modèles à 5 étages (déplacement relatif maximal au 3ème étage), 53 % pour les modèles à 10 étages (déplacement relatif maximal au 5ème étage) et 51% pour les modèles à 15 étages (déplacement relatif maximal au 7ème étage).

D'après FEMA 356 [47], la déformation du lien atteint l'état limite plastique lorsque la valeur du déplacement relatif d'un étage dépasse 2 %. Les résultats, présentés dans les figures 4.13 à 4.15, montrent clairement que la plastification des liens dans les modèles de type Y s'est déjà produite au niveau des étages intermédiaires, au moment où dans les modèles de type K, les liens atteignent juste l'état limite plastique.

#### **4.4.2. Analyse dynamique incrémentale (IDA) :**

Une série d'analyses dynamiques incrémentales a été effectuée sur les modèles précédents afin d'examiner la performance des contreventements de types K et Y à différentes intensités sismiques et d'évaluer les accélérations maximales du sol (PGA) correspondant à chaque niveau de performance.

Le maximum des déplacements relatifs enregistré pour chaque modèle étudié sous l'effet des 21 séismes sélectionnés sont illustrés dans les figures 4.16 à 4.22, où l'accélération maximale du sol (PGA) représente la mesure de l'intensité sismique et le déplacement relatif maximal représente la réponse des structures.

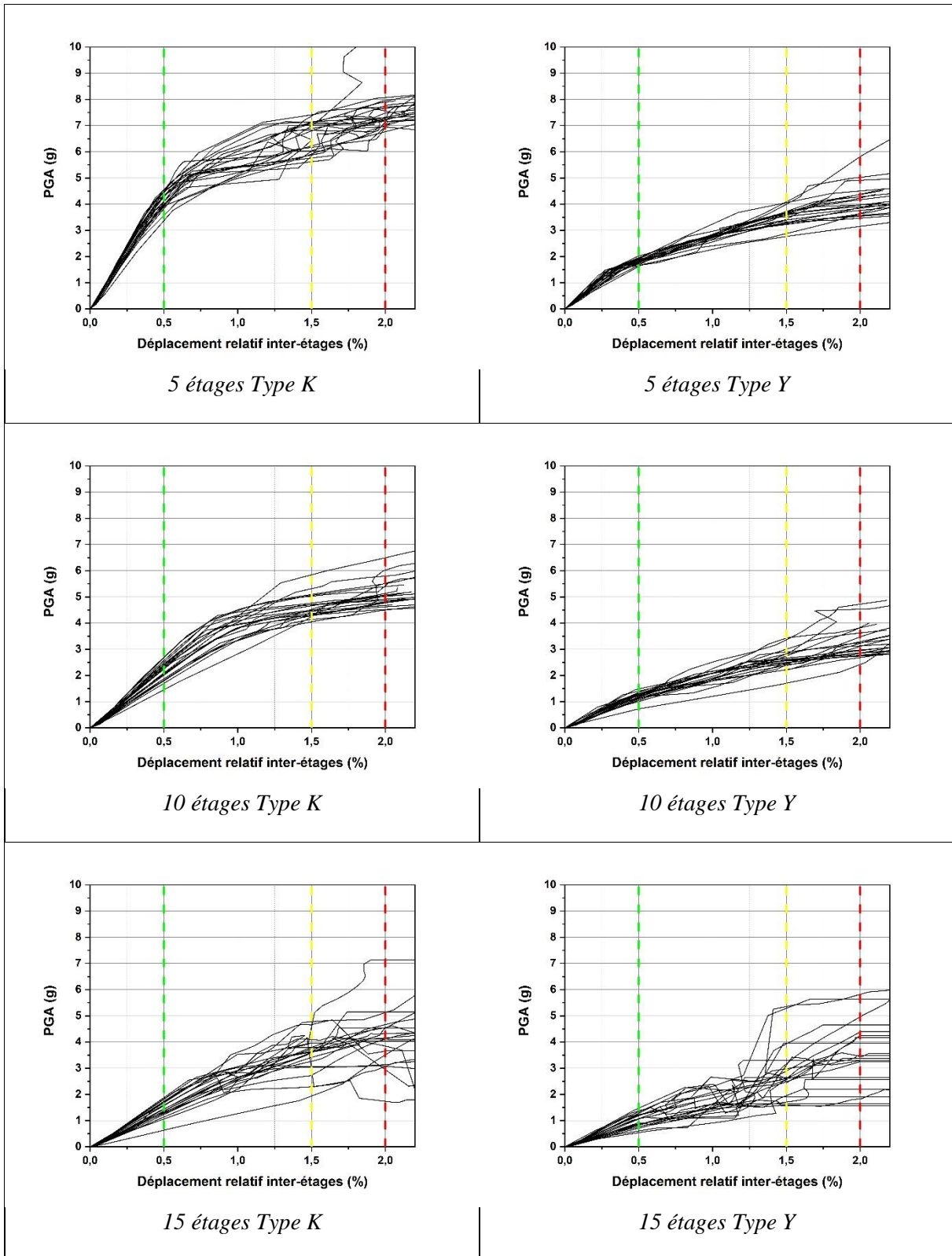


Figure 4.16. Courbes IDA des prototypes étudiés.

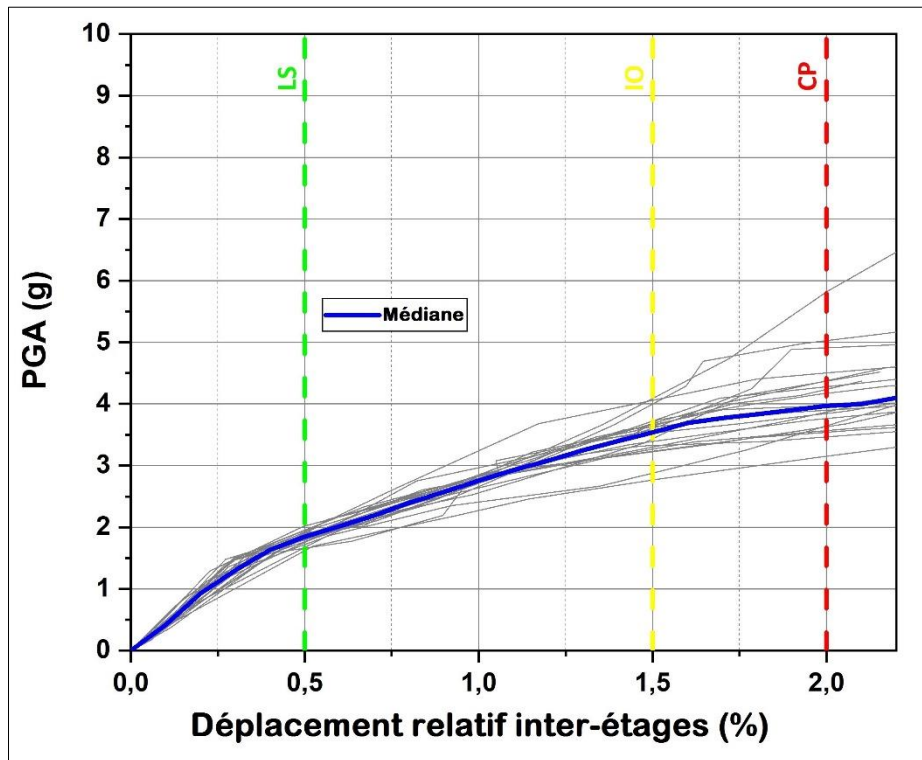


Figure 4.17. Courbes IDA du modèle à 5 étages type Y.

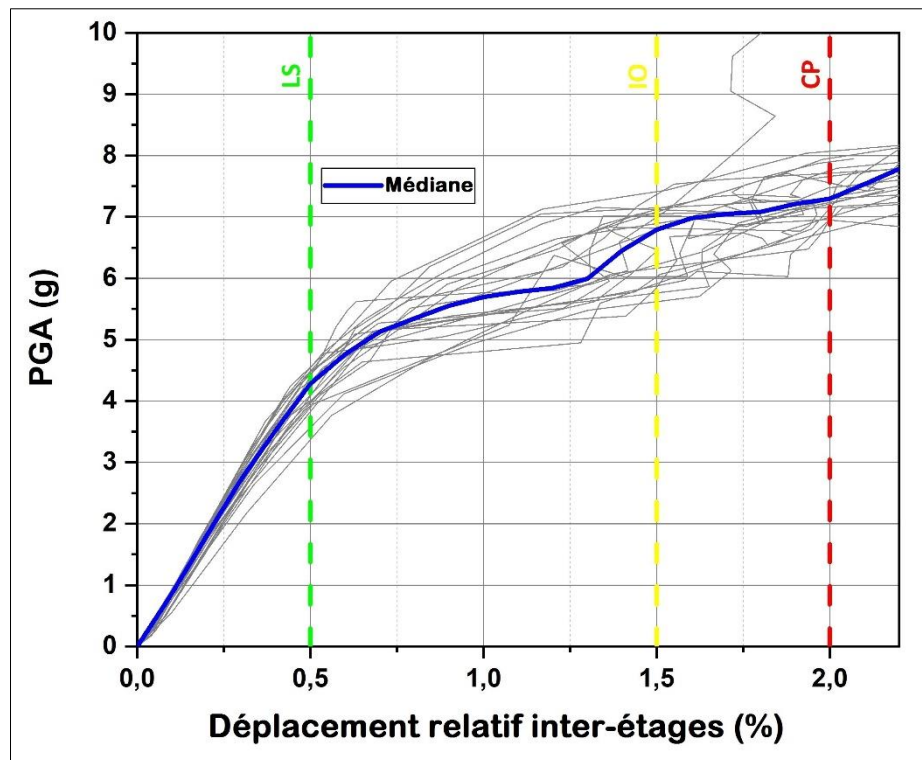


Figure 4.18. Courbes IDA du modèle à 5 étages type K.

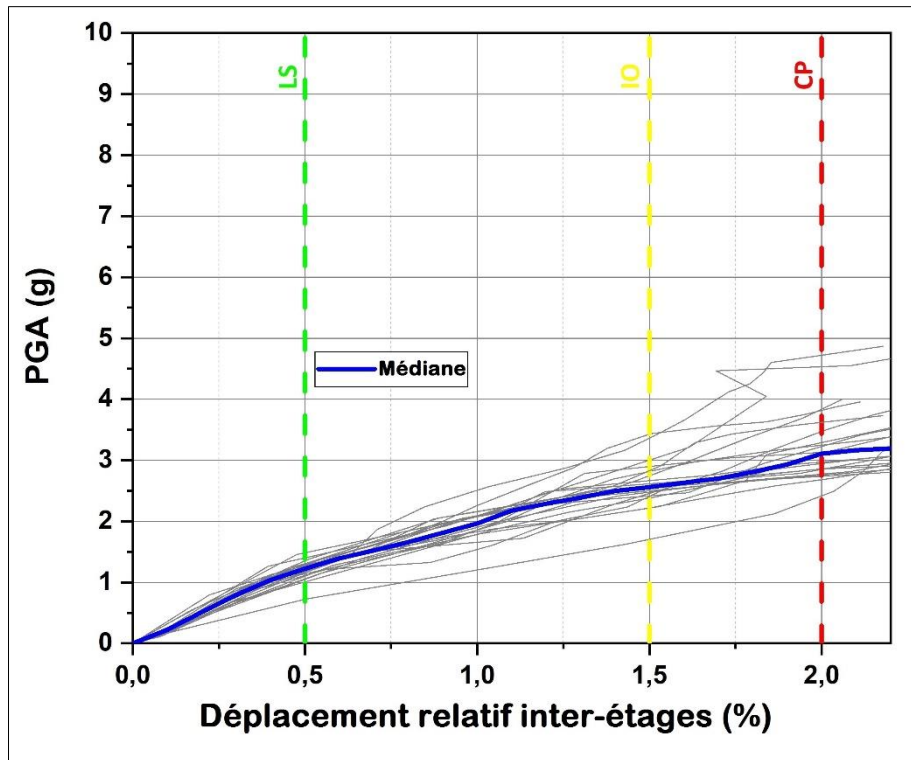


Figure 4.19. Courbes IDA du modèle à 10 étages type Y.

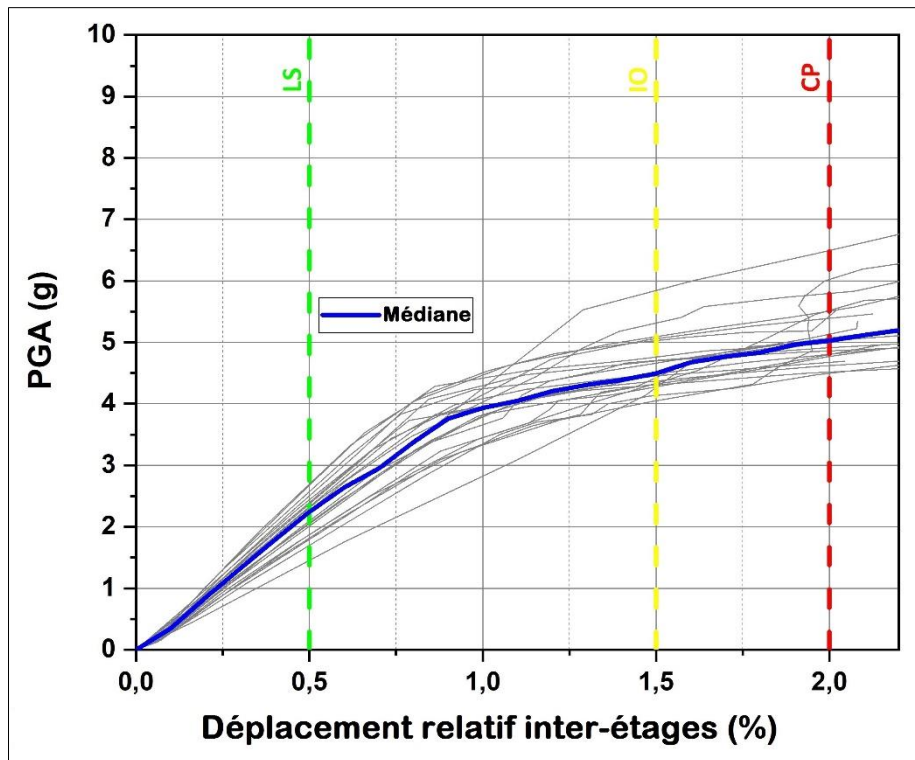


Figure 4.20. Courbes IDA du modèle à 10 étages type K.

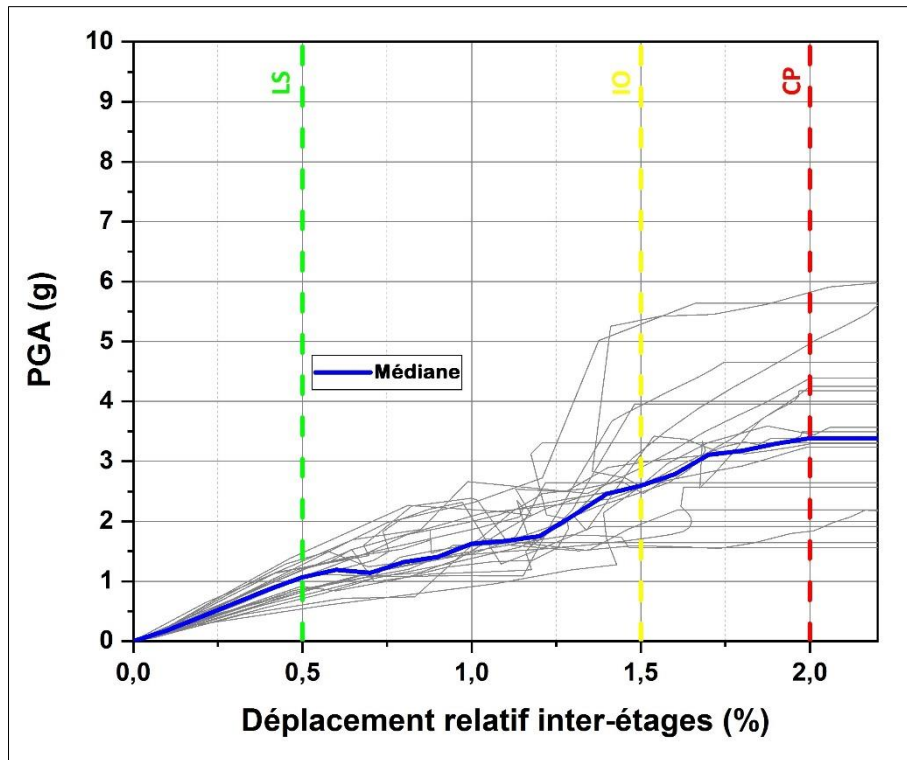


Figure 4.21. Courbes IDA du modèle à 15 étages type Y.

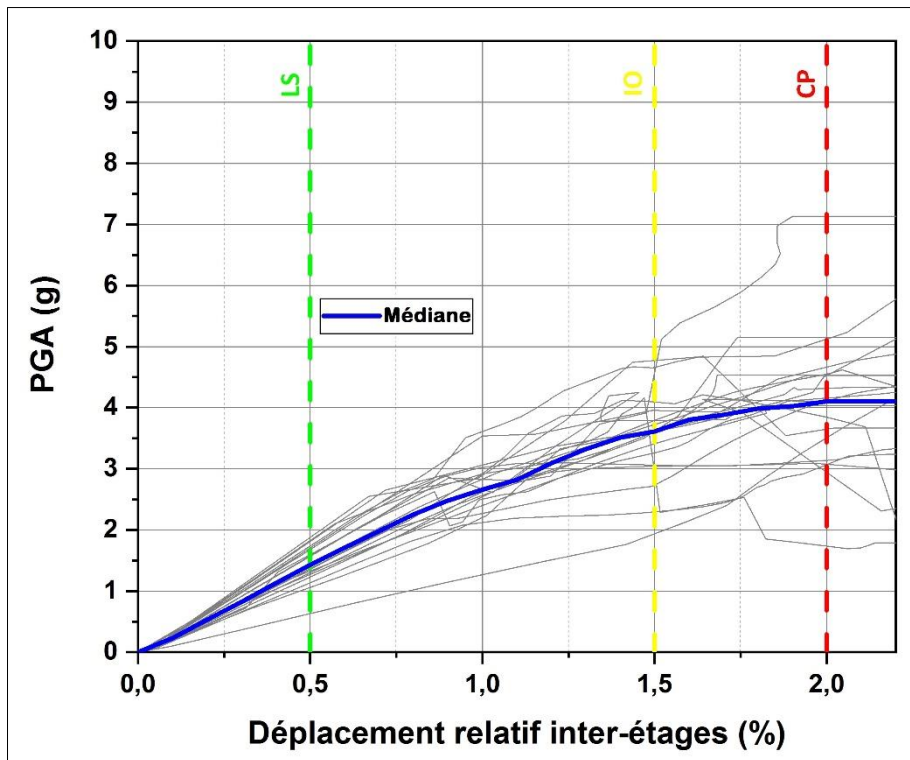


Figure 4.22. Courbes IDA du modèle à 15 étages type K.

Les médianes des courbes IDA sont tracées pour chaque prototype étudié pour faciliter la comparaison (figures 4.23 à 4.25). Les niveaux de performances IO, LS, et CP ont été reportés sur ces figures conformément à leurs valeurs respectives recommandées par FEMA 356 [47].

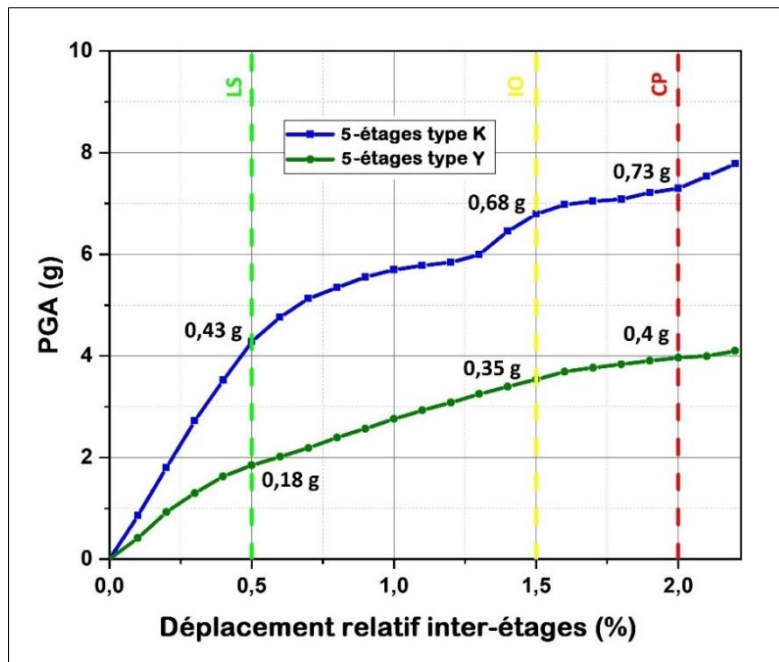


Figure 4.23. Médianes des courbes IDA du modèle à 5 étages type K et Y.

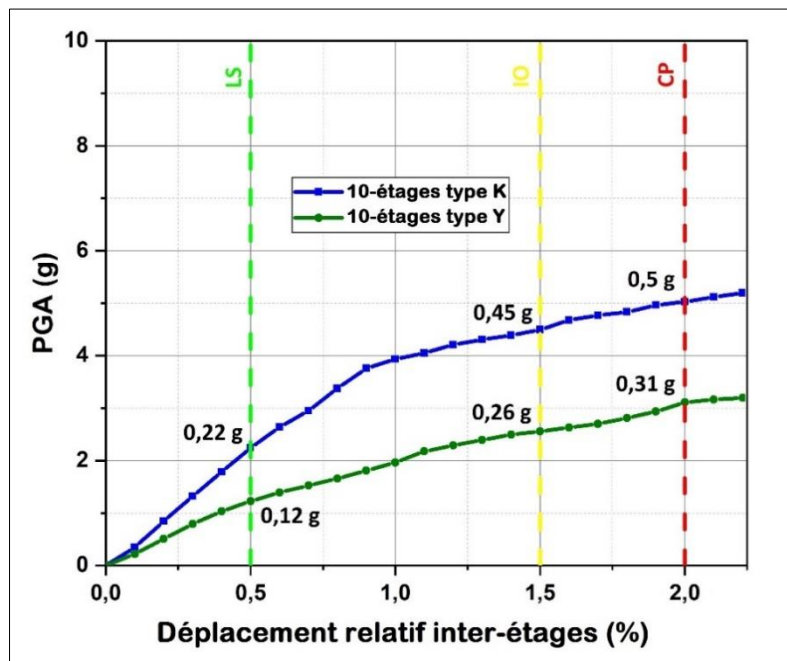


Figure 4.24. Médianes des courbes IDA du modèle à 10 étages type K et Y.

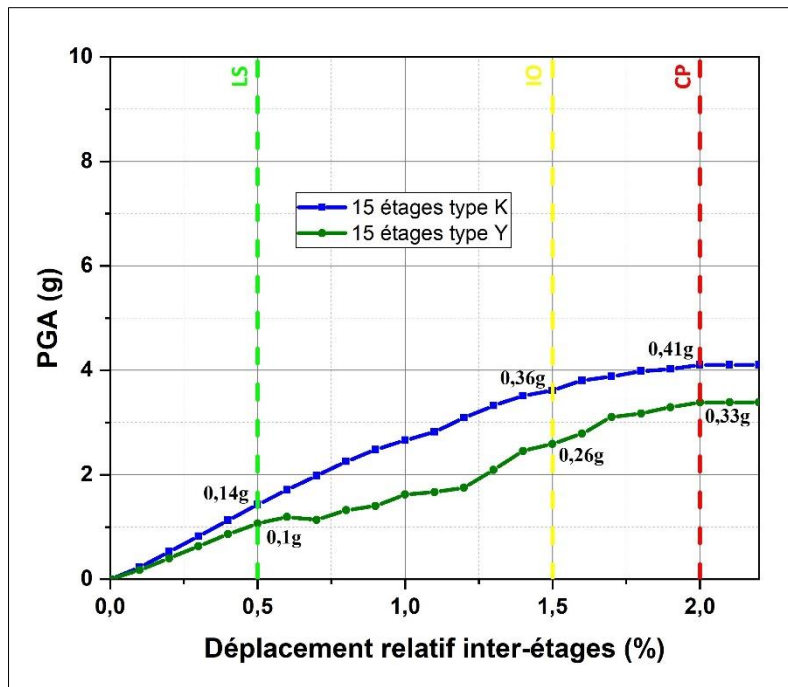


Figure 4.25. Médianes des courbes IDA du modèle à 15 étages type K et Y.

Les résultats montrent que les accélérations maximales du sol (PGA) nécessaires pour atteindre les différents niveaux de performance sélectionnés sont nettement supérieures dans le cas des modèles à liens horizontaux (type K). Dans les prototypes à 5 étages, une accélération maximale (PGA) de 0,73g a été enregistrée pour le type K contre 0,4g pour le type Y et ce pour le niveau de performance CP. Dans les modèles à 10 étages, le type K atteint la limite de 2% pour une accélération maximale (PGA) de 0,5g tandis que le type Y atteint la même limite à 0,31g. enfin, dans les modèles à 15 étages, les accélérations maximales du sol (PGA) enregistrées pour le niveau de performance CP sont respectivement de 0,33g et 0,41g pour les types Y et K.

Dans ce cas, les contreventements excentriques de type K des prototypes à 5,10 et 15 étages exigent une intensité sismique supérieure de 1.83, 1.61 et 1.24 fois respectivement à celle nécessaire au type Y pour atteindre le même niveau de performance CP.

On constate que plus la hauteur de la structure augmente, plus l'intensité sismique conduisant à la plastification des liens diminue. Ceci est dû au fait que l'influence des modes supérieurs de vibration n'est pas très significative pour les structures de faibles périodes qui présentent en général des niveaux de fiabilité plus élevés.

Les résultats montrent également que la plastification des liens dans les deux types se produit à des intensités sismiques supérieures à celles pour lesquelles les structures ont été conçues, c'est-à-dire 0,3g. Ceci prouve encore une fois l'efficacité de la méthodologie de conception basée sur la performance qui permet aux structures d'atteindre des niveaux de performances visés avec un comportement sismique prévisible.

Il est à noter que le système de contreventement de type K nécessite des sections réduites des éléments structuraux pour atteindre les mêmes niveaux de performance que pour le type Y, ce qui impacte directement le coût de la construction.

**Conclusion générale et perspectives :**

Des analyses statiques non-linéaires (pushover) et dynamiques incrémentales (IDA) ont été réalisés sur des modèles numériques à 5, 10 et 15 étages munies de contreventement excentriques à liens horizontaux (type K) et verticaux (type Y). Une étude comparative entre ces deux types a été faite en terme de performance sismique en fixant trois niveaux de performance à savoir : l'occupation immédiate (IO), la sécurité des personnes (LS), et la prévention de l'effondrement (CP). L'accélération de pointe (PGA) a été sélectionnée pour la mesure de l'intensité sismique et les déplacements relatifs inter-étages comme paramètre de la réponse des structures.

A la lumière des résultats obtenues, les conclusions suivantes s'imposent :

- Les portiques conçus avec la méthodologie de conception basée sur la performance ont tous atteint leurs objectifs de performance avec une fiabilité appréciable. Ceci est dû aux principes fondamentaux de cette méthodologie qui exige la définition de façon explicite des zones et des éléments de la structure où l'activité inélastique doit se produire pour dissiper l'énergie sismique. Ainsi, ces éléments devront être dimensionnés avec le plus grand soin afin qu'ils puissent développer une capacité adéquate pour subir des déformations plastiques. Toutefois, Cette méthodologie de conception nécessite un effort supplémentaire dans la phase de conception et une connaissance approfondie du comportement structurel non linéaire, de la conception sismique, de la performance des bâtiments, et de la modélisation analytique pour pouvoir prédire et contrôler efficacement le comportement des structures.

- Les systèmes de contreventements excentriques ont démontré leur fiabilité à résister au séismes majeurs et satisfaire les objectifs de performance prévus. Cependant, les contreventements excentriques à liens horizontaux (type K) ce sont avérés plus performant et offrent une plus grande rigidité latérale que ceux à liens verticaux (type Y). Avec des sections similaires d'éléments structuraux, les modèles étudiés de type K atteignent les niveaux de performance visés à des intensités sismiques plus élevées que ceux des modèles de type Y. la configuration des contreventements excentriques de type K nécessite donc des sections moins importantes pour atteindre les mêmes objectifs de performance fournit par la configuration de type Y, ce qui rend cette dernière moins économique et influe sur les coûts de construction. Ceci dit, la configuration de type Y offre une excellente ductilité et des avantages indéniables avec un processus de réparation beaucoup plus simple après un séisme, et une solution adéquate pour la réhabilitation des bâtiments existants.
- La modélisation numérique a prouvé encore une fois sa fiabilité à simuler avec une précision acceptable le comportement post-élastique des structures. Le développement et l'intégration de modèles analytiques très robustes dans les logiciels de calcul a donné naissance à des outils très sophistiqués capables de prédire les déformations inélastiques des structures sous chargement intense. La modélisation numérique constitue une importante alternative aux essais expérimentaux à condition de bien maîtriser le processus de simulation et d'appliquer les paramètres de modélisation adéquats fournis par les normes de conception en vigueur.

- A travers cette étude, l'accent est mis sur ce système de contreventement qui combine la ductilité des portiques auto-stables et la rigidité latérale des contreventements à palées triangulées centrées. Les avantages qu'offre les systèmes de contreventements excentriques sont nombreuses tant sur le plan économique que sur le plan performance. D'où l'intérêt à notre réglementation de se doter de ce système de contreventement et permettre ainsi aux concepteurs de garantir des niveaux de performance remarquables aux structures face à des séismes majeurs.

Afin d'améliorer la conception des contreventements excentriques et leurs applications, les topics suivants nécessitent davantage d'investigations :

- Des recherches plus approfondies sur le comportement des liens très courts ( $\rho < 1$ ) sont nécessaires pour tirer profit de leurs importantes capacités de rotation inélastique dans les systèmes de contreventement excentrique. Dans le même ordre d'idée, compte tenu des performances incertaines des liens très longs ( $\rho > 3 \sim 3,5$ ) signalées dans certaines études numériques, des recherches supplémentaires visant à identifier leurs déficiences et leurs limites seraient bénéfiques.
- Il existe un besoin impératif de recherche pour étudier l'effet d'un effort axial important sur le comportement des liens intermédiaires et longs. Plus encore, l'effet de la présence d'un effort de traction sur l'augmentation de la sur-résistance des liens nécessite une attention particulière, comme mentionné dans certaines études récentes.
- La prise en compte de la présence d'une dalle en béton armé sur l'augmentation de la sur-résistance des liens n'a pas été étudiée de manière adéquate. Cet effet peut être hasardeux, en particulier du point de vue du dimensionnement en capacité. D'où la

nécessité de développer des méthodes pour l'estimation de cette augmentation et qui peuvent être appliquées dans la pratique.

- Un réel besoin de recherche dans le domaine des assemblages entre poteaux et liens, étant donné que la plupart des assemblages adaptés aux portiques autostables présentent des performances médiocres lorsqu'elles sont utilisées en tant que liaisons entre les liens et les poteaux.
- La recherche sur les contreventements excentriques à liens verticaux est très limitée par rapport à leurs semblables horizontaux. Il serait plus judicieux de concentrer la recherche sur le comportement et la conception de cette configuration afin de pouvoir résoudre les problèmes liés à la stabilité des liens verticaux et les dispositions constructives à mettre en place.

**Références bibliographiques:**

- [1] C.W. Roeder, E.P. Popov, Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loading, University of California, Berkeley, UCB/EERC-77/18, 1977.
- [2] C.W. Roeder, E.P. Popov, Cyclic shear yielding of wide-flange beams, *J. Eng. Mech.Div. ASCE* 104 (4) (1978) 763–780.
- [3] K.D. Hjelmstad, E.P. Popov, Seismic behavior of active beam link in eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-83/15, 1983.
- [4] D.N. Manheim, E.P. Popov, Plastic shear hinges in steel frames, *J. Struct. Eng. ASCE* 109 (10) (1983) 2404–2419.
- [5] K. Kasai, E.P. Popov, General behavior of WF steel shear link beams, *J. Struct. Eng. ASCE* 112 (2) (1986) 362–382.
- [6] M.D. Engelhardt, E.P. Popov, Behavior of long links in eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-89/01, 1989.
- [7] S. Koboevic, S.O. David, Design and seismic behaviour of taller eccentrically braced frames, *Can. J. Civ. Eng.* 37 (2) (2010) 195–208.
- [8] S. Koboevic, J. Rozon, R. Tremblay, Seismic performance of low-to-moderate height eccentrically braced steel frames designed for North American seismic conditions, *J. Struct. Eng. ASCE* 138 (12) (2012) 1465–1476.
- [9] P.W. Richards, B. Thompson, Estimating inelastic drifts and link rotation demands in EBFs, *AISC Eng. J.* (3) (2009) 123–135.
- [10] G.J. O'Reilly, T.J. Sullivan, Direct displacement-based seismic design of eccentrically braced steel frames, *J. Earthq. Eng.* 20 (2) (2016) 243–278.

- [11] A. Ghobarah, T. Ramadan, Effect of axial forces on the performance of links in eccentrically braced frames, *Eng. Struct.* 12 (2) (1990) 106–113.
- [12] S. Dastmalchi, Numerical Study of Axial Load Effect on the Seismic Behavior of Shear Links in Eccentrically Braced Frames (M.Sc. Thesis) Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Maryland, College Park, MD, 2014.
- [13] J.M. Ricles, E.P. Popov, Dynamic analysis of seismically resistant eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-87/07, 1987.
- [14] J.M. Ricles, E.P. Popov, Inelastic link element for EBF seismic analysis, *J. Struct. Eng. ASCE* 120 (2) (1994) 441–463.
- [15] T. Ramadan, A. Ghobarah, Analytical model for shear-link behavior, *J. Struct. Eng. ASCE* 121 (11) (1995) 1574–1580.
- [16] K. Kasai, E.P. Popov, A study of seismically resistant eccentrically braced frames, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-86/01, 1986.
- [17] J.M. Ricles, E.P. Popov, Experiments on eccentrically braced frames with composite floors, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, Report No. UCB/EERC-87/06, 1987.
- [18] P.W. Richards, C.M. Uang, Development of testing protocol for short links in eccentrically braced frames, Department of Structural Engineering, University of California at San Diego, San Diego, CA, Report No. SSRP–2003/08, 2003.
- [19] P.W. Richards, C.M. Uang, Testing protocol for short links in eccentrically braced frames, *J. Struct. Eng. ASCE* 132 (8) (2006) 1183–1191.
- [20] M.T. Kazemi, S. Erfani, Mixed shear-flexural (VM) hinge element and its applications, *Sci. Iran. Trans. Civ. Eng.* 14 (3) (2007) 193–204.

- [21] M.T. Kazemi, S. Erfani, Special VM link element for modeling of shear–flexural interaction in frames, *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 18 (2) (2009) 119–135.
- [22] M.T. Kazemi, M. Hoseinzadeh Asl, Modeling of inelastic mixed hinge and its application in analysis of the frames with reduced beam section, *Int. J. Steel Struct.* 11 (1) (2011) 51–63.
- [23] A. Saritas, F.C. Filippou, Frame element for metallic shear-yielding members under cyclic loading, *J. Struct. Eng. ASCE* 135 (9) (2009) 1115–1123.
- [24] R. Tanabashi, K. Naneta, T. Ishida, On the rigidity and ductility of steel bracing assemblage, *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, IAEE, Rome 1974*, pp. 834–840.
- [25] M. Seki, H. Katsumata, H. Uchida, T. Takeda, Study on earthquake response of twostoried steel frame with y-shaped braces, *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan 1988*, pp. 65–70.
- [26] M.G. Vetr, *Seismic Behavior, Analysis and Design of Eccentrically Braced Frames With Vertical Shear Links (Ph.D. Thesis) Department of Civil and Environmental Engineering, Technische Universität Darmstadt, Darmstadt, Germany, 1998.*
- [27] E. Fehling, W. Pauli, J.G. Bouwkamp, Use of vertical shear-links in eccentrically braced frames, *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam, The Netherlands 1992*, pp. 4475–4480.
- [28] Y. Shinabe, Y. Takahashi, The present state of eccentric brace design in Japan, *Proceedings of the 4th Pacific Structural Steel Conference, Singapore 1995*, pp. 813–820.
- [29] A. Saedi Daryan, H. Bahrampoor, M. Ziaei, A. Golafshar, M.A. Assareh, Seismic behavior of vertical shear links made of easy-going steel, *Am. J. Eng. Appl. Sci.* 1 (4) (2008) 368–377.
- [30] M.A. Shayanfar, M.A. Barkhordari, A.R. Rezaeian, Experimental study of cyclic behavior of composite vertical shear link in eccentrically braced frames, *Steel Compos. Struct.* 12 (1) (2012) 13–29.

- [31] M.A. Shayanfar, A.R. Rezaeian, A. Zanganeh, Seismic performance of eccentrically braced frame with vertical link using PBPD method, *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 23 (1) (2014) 1–21.
- [32] S.H. Chao, S.C. Goel, Performance-based seismic design of EBF using target drift and yield mechanism as performance criteria, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan, Ann Arbor, MI, Report No. UMCEE 05-05, 2005.
- [33] S.H. Chao, S.C. Goel, Performance-based seismic design of EBF using target drift and yield mechanism as performance criteria, *AISC Eng. J.* (3) (2006) 173–200.
- [34] S.R. Massah, H. Dorvar, Design and analysis of eccentrically braced steel frames with vertical links using shapememory alloys, *Smart Mater. Struct.* 23 (11) (2014).
- [35] F. Wang, M. Su, M. Hong, Y. Guo, S. Li, Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite, *J. Constr. Steel Res.* 120 (2016) 176–187.
- [36] Li S, Wang Q-r, Li X-l, Tian J-b. Seismic performance of Y-type eccentrically braced frames combined with high strength steel based on performance-based seismic design. *Struct Design Tall Spec Build.* 2019, e1689.
- [37] Kasai. K, and Popov. E. P, General Behavior of WF Steel Shear Link Beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112 (2) (1986b) 362–382.
- [38] Kasai. K, and Popov. E. P, Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 112 (3) (1986a), 505–523.
- [39] Okazaki. T, Arce. G, Ryu. H.-C and Engelhardt. M. D, Recent Research on Link Performance in Steel Eccentrically Braced Frames, *Proceedings of the 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, IAEE*, (2004).

- [40] Richards. P. W and Uang. C. M, Effect of Flange Width-Thickness Ratio on Eccentrically Braced Frames Link Cyclic Rotation Capacity, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131 (10) (2005) 1546–1552.
- [41] Okazaki. T, Arce. G, Ryu. H.-C and Engelhardt. M. D, “Experimental Study of Local Buckling, Overstrength, and Fracture of Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 131 (10) (2005) 1526–1535.
- [42] Hjelmstad. K. D and Lee. S. G, Lateral Buckling of Beams in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, ASCE, 14 (4) (1989) 251–272.
- [43] Engelhardt. M. D and Popov. E. P, Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118 (11) (1992) 3067–3088.
- [44] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, (2005, 2010, 2016).
- [45] ASCE, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, VA, (2006 - 2017).
- [46] Quantification of Building Seismic Performance Factors - FEMA P695. Washington, DC, USA: U.S. Department of Homeland Security, FEMA, (2009).
- [47] FEMA, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, (2000).
- [48] GB 50011-2010 Code for Seismic Design of Buildings, Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People’s Republic of China, Beijing, China, (2010).
- [49] American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE, Published by American Society of Civil Engineers, (2017).

[50] Golesorkhi. R, Joseph. L, Klemencic. R Shook. D & Viise, J. Performance Based Seismic Design for Tall Buildings: An output of the CTBUH Performance-Based Seismic Design Working Group. Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, (2017).

[51] Bruneau Michel, Uang Chia-Ming and Sabelli Rafael, Ductile Design of Steel Structures, 2nd Edition, US: McGraw-Hill Professional, (2011).

[52] Seismosoft, SeismoStruct. (2021).