

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie civil

Option : construction métallique

## **MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE**

Présenté par : **M<sup>elle</sup> YAICHE Ghenima**

### **Thème :**

**Etude comparative sur la base de l'évaluation des  
Performances parasismiques d'un bâtiment à structure  
métallique en fonction du type de contreventement  
Par la méthode «PUSH OVER»**

Soutenu devant le jury :

<b>M. MECHICHE</b> Mohand Oussalem	FGC/UMMTO	Président
<b>M. LABIOD</b> Mahfoud	FGC / UMMTO	Promoteur
<b>M. BOUDJEMIA</b> Ahmed	FGC / UMMTO	Examineur

*Septembre 2015*

# Remerciements

*Je tiens en premier à remercier le bon Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail jusqu'à sa fin.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon promoteur Mr Mahfoud LABIODE d'avoir proposé ce thème et dirigé mon travail.*

*Un grand merci pour Mr Lahlou DAHMANI, Mr Amar KAHIL, Mr Mohamed Oussalem MECHICHE pour leur aide et leurs précieux conseils ainsi que tous les professeurs qui ont la gentillesse de répondre à mes questions.*

*Tous mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer un remerciement tout spécial à mes parents, mes chers frères et sœurs pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de mes études.*

*Je tiens aussi à exprimer mes remerciements les plus sincères pour Mr Abdou BAHAZ professeur à l'université de Tlemcen et Mr Amine NEKMOUCHE pour leurs soutiens, orientations et leurs remarques qui m'ont permis de mener à bien ce travail.*

*Tous mes amis et amies, celles et ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu,*

*Enfin, mes remerciements les plus profonds à tous ceux qui m'ont soutenu et aidé pendant la réalisation de ce travail et particulièrement*

*Sabrina, Meriem, Amine, et Salim*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents.*

*Mes frères et sœurs.*

*Toute la famille yaiche.*

*La promotion M2 construction métallique,*

*Toutes les promotions de génie civil de l'année 2014-2015.*

*Tous mes amis.*

*Et à tous ceux qui me sont chers.*

# **SOMMAIRE**

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : SYNTHESE DES CONSTRUCTIONS METALLIQUES</b>	
I.1. Introduction .....	3
I.2 : systèmes des contreventements métalliques .....	3
I.2.1 : Ossatures à cadre ou en portique.....	4
I.2.2. Ossatures avec triangulation à barres centrées .....	5
I.2.3 : Ossatures avec triangulation à barres excentrées .....	7
I.3 : Conception sismique des Ossatures en portiques auto-stable.....	7
I.4 : Conception sismique des ossatures avec triangulation a barres centrées.....	8
I.5 : Conception sismique des ossatures avec triangulation a barres excentrée .....	8
I.5.1 : Longueur du tronçon sismique.....	9
I.5.2 : Limitations de rotation .....	10
I.6 : Facteur du comportement imposé par les normes .....	11
I.7 : La ductilité .....	14
I.9.1 : La ductilité de déformation .....	14
I.9.2 : La ductilité de déplacement.....	14
I.10 : Critères relatifs à la ductilité.....	15
<b>CHAPITRE II : METHODE D'ANALYSE NON LINEAIRE (PUSH OVER)</b>	
II.1. Introduction .....	16
II.2. Méthodes d'analyse non linéaire. ....	16
II.2.1. L'analyse non linéaire « time history » .....	16
II.2.2. L'analyse statique non linéaire analyse « Push over » .....	17
II.3. Les concepts fondamentaux de l'analyse « push over » .....	17
II.3.1. Définition de l'analyse « push over » .....	17
II.3.2. origine de l'analyse « push over» .....	18
II.3.3. But de l'analyse «push over » .....	18
II.4. Spectre de capacité. ....	19
II.4.1. Définition de la courbe de capacité $V=f(\Delta)$ .....	19
II.4.2. Transformation spectrale de la courbe de capacité. ....	20
II.4.3. Représentation bilinéaire de la courbe de la capacité. ....	21
II.5.Spectre de la réponse élastique (La demande sismique) .....	22

# SOMMAIRE

II.5.1. Le spectre de réponse élastique.....	22
II.5.2. Transformation spectrale de la demande sismique ( $S_a-S_d$ ) .....	23
II.6 : Point de performance .....	23
II.6. Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande .....	23
II.6.1. La demande est inférieure ou égale à la capacité.....	24
II.6.2. La demande est supérieure à la capacité .....	24
II.7. méthodes d'estimation du point de performance .....	25
II.7.1. Procédure A (itérative) .....	25
II.7.2. Procédure B (non itérative) .....	27
II.7.2.1. Développement des diagrammes ( $\xi_{eff}-S_d$ ) .....	28
a. La demande spectrale .....	28
b. La capacité sismique .....	29
II.7.2.2. La superposition des graphes ( $\xi_{eff}-S_d$ ) <sub>D</sub> Et ( $\xi_{eff}-S_d$ ) <sub>C</sub> ... ..	30
II.7.2.3. Variation du point de performance .....	30
II.8. Estimation de des degrés de dommages .....	31
II .8.1. L'échelle de dommage utilisé .....	31
II.8.2. Domaines des dommages.....	31

## CHAPITRE III : APPLICATION DE LA METHODE «PUSH OVER»

III.1. Introduction .....	33
III.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure .....	33
III.2 .1. Description et modélisation de la structure .....	33
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges .....	37
III.2.3. Analyse élastique linéaire de la structure .....	38
III.3. Vérification de la structure par rapport à la réglementation .....	39
III.4. Définition du comportement non linéaire de la structure .....	40
III.4.1. les rotules plastiques .....	40
III.4.2. Définition des rotules plastiques selon ETABS.....	42
III.4.3. Définition du chargement « Push over » .....	42
III.5. Analyse statique non linéaire.....	47
III.5.1 : Visualisation de la courbe de capacité.....	47
III.5.2 Visualisation de mécanisme de ruine (formation des rotules plastiques).....	48

# ***SOMMAIRE***

## **CHAPITRE IV : RESULTAT DE L'ANALYSE NON LINEAIRE (PUSH OVER)**

IV.1 : Introduction .....	51
IV.2 : Présentation des structures à étudier (dispositions des palées) .....	51
IV.3 : Structure en portique auto stables .....	53
IV.3.1 : Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ ) .....	53
IV.3.2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité .....	54
IV.3.3 : Evaluation de point de performance.....	54
IV.3.4 : Domaines de dommage .....	57
IV.3.5 : Les dégâts probables .....	58
IV.3.6 : Les mécanismes de ruine.....	59
IV.3.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta_{max}$ ). .....	60
IV.3.8 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique).....	60
IV.3.9 : Raideur initial de la structure ( $K_i$ ) .....	61
IV.3.10 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) .....	62
IV.1.11 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	63
IV.4. Structure renforcée avec triangulation a barres centrée .....	64
IV.4.1 : Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ ) .....	64
IV.4.2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité .....	65
IV.4.3 : Evaluation de point de performance.....	65
IV.4.4 : Domaines de dommage .....	67
IV.4.5 : Les dégâts probables .....	68
IV.4.6 : Les mécanismes de ruine.....	69
IV.4.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta_{max}$ ). .....	70
IV.4.8 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique).....	71
IV.4.9 : Raideur initial de la structure ( $K_i$ ) .....	71
IV.4.10 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) .....	71
IV.4.11 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	71
IV.5 Structure renforcée avec triangulation a barre excentrée .....	72
IV.5.1 : Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ ) .....	72
IV.5.2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité .....	72
IV.5.3 : Evaluation de point de performance.....	73

# ***SOMMAIRE***

IV.5.4 : Domaines de dommage .....	75
IV.5.5 : Les dégâts probables .....	76
IV.5.6 : Les mécanismes de ruine.....	77
IV.5.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta$ max). .....	78
IV.5.8 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique) .....	79
IV.5.9 : Raideur initial de la structure ( $K_i$ ) .....	79
IV.5.10 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) .....	79
IV.5.11 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	79

## **CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE**

V.1 : Introduction .....	80
V.2 : Courbes de capacité.....	80
V.3 : Les déplacements et les accélérations au point de performance .....	81
V.4 : Déplacement inter-étage maximal.....	82
V.5 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) .....	83
V.6 : Raideur initiale de la structure ( $K_e$ ) .....	83
V.7 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) .....	84
V.8 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) .....	85
V.9 : <i>Formation des rotules plastiques</i> .....	87
V.9 : Conclusion.....	90
<b>VI : CONCLUSION GENERALE</b> .....	91
<b>REFERENCE BIBLIOGRAPHIE</b> .....	93
<b>ANNEXS</b> .....	95

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : SYNTHÈSE DES CONTREVENTEMENTS MÉTALLIQUES

<i>Figure (I.1) : Ossatures en portique</i> .....	4
<i>Figure (I.2) : Ossatures avec triangulation à barres centrées</i> .....	5
<i>Figure (I.3) : Contreventement en X</i> .....	5
<i>Figure (I.4) : Contreventement en V</i> .....	6
<i>Figure (I.5) : Contreventement en K</i> .....	6
<i>Figure (I.6) : Ossatures avec triangulation à barres excentrées</i> .....	7
<i>Figure (I.7) : Rotation <math>\theta_p</math> du tronçon d'excentrement</i> .....	10

### CHAPITRE II : MÉTHODE D'ANALYSE NON LINÉAIRE (PUSH OVER)

<i>Figure (II.1) : La courbe de push over</i> .....	17
<i>Figure (II.2) : Système équivalent à un seul degré de liberté</i> .....	18
<i>Figure (II.3) : La courbe de capacité <math>V=f(\Delta)</math></i> .....	19
<i>Figure (II.4) : Transformation spectrale de la courbe de capacité</i> .....	21
<i>Figure (II.5) : La représentation bilinéaire de la courbe de capacité</i> .....	21
<i>Figure (II.6) : Transformation de la demande sismique</i> .....	23
<i>Figure (II.7) : La demande est inférieure ou égale à la capacité</i> .....	24
<i>Figure (II.8) : La demande est supérieure à la capacité</i> .....	24
<i>Figure (II.9) : Organigramme de la procédure itérative.</i> .....	26
<i>Figure (II.10) : Diagramme <math>(\xi_{eff}-S_d)</math> de la demande sismique.</i> .....	27
<i>Figure (II.11) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.</i> .....	28
<i>Figure (II.12) : Diagramme <math>(\xi_{eff}-S_d)</math> de la capacité sismique.</i> .....	29
<i>Figure (II.13) : Superposition des graphes <math>(\xi_{eff}-S_d)_D</math> et <math>(\xi_{eff}-S_d)_C</math></i> .....	30

<b>Figure (II.14) :</b> Superposition des diagramme $((\xi_{eff} - Sd)_c$ et $((\xi_{eff} - Sd)_d$ .....	30
<b>Figure (II.15) :</b> Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	32

### **CHAPITRE III : APPLICATION DE LA METHODE PUSH OVER**

<b>Figure (III.1) :</b> vue perspective de la structure.....	34
<b>Figure (III.2) :</b> Plancher mixte avec des connecteurs acier-béton.....	35
<b>Figure (III.3) :</b> Loi de comportement utilisé par le logiciel Etabs. ....	41
<b>Figure (III.4) :</b> Définition des rotules plastiques.....	42
<b>Figure (III.5) :</b> Les rotules dans les poutres .....	43
<b>Figure (III.6) :</b> Les rotules dans les palées .....	43
<b>Figure (III.7) :</b> Les rotules dans le tronçon d'excentrement.....	44
<b>Figure (III.8) :</b> Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	45
<b>Figure (III.9) :</b> Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X.....	46
<b>Figure (III.10) :</b> Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y.....	46
<b>Figure (III.11) :</b> La courbe de capacité.....	47
<b>Figure (III.12) :</b> Courbe de capacité sous la forme $S_a=f(S_d)$ .....	48
<b>Figure (III.13) :</b> Formation des rotules plastiques.....	49
<b>Figure(III.14) :</b> La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages .....	49

### **CHAPITRE IV : RESULTAT DE L'ANALYSE NON LINEAIRE (PUSH OVER)**

<b>Figure (IV.1) :</b> Vue en élévation de la structure en portique auto-stable (Dans les deux sens) .....	51
<b>Figure (IV.2) :</b> Vue en élévation de la structure avec triangulation a barre centrée	51
<b>Figure (IV.3) :</b> Vue en élévation de la structure avec triangulation a barre excentrée .....	52
<b>Figure (IV.4) :</b> Courbe de capacité selon le sens X-X.....	53
<b>Figure (IV.5) :</b> Courbe de capacité selon le sens Y-Y.....	53

<b>Figure (IV.6) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.....</b>	<b>54</b>
<b>Figure (IV.7) : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X.....</b>	<b>55</b>
<b>Figure (IV.8) : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y.....</b>	<b>55</b>
<b>Figure (IV.9) : Point de performance selon le sens X-X.....</b>	<b>56</b>
<b>Figure (V.10) : Point de performance selon le sens Y-Y.....</b>	<b>56</b>
<b>Figure (IV.11) : Domaines des dommages selon X-X.....</b>	<b>57</b>
<b>Figure (IV.12) : Domaines des dommages selon Y-Y.....</b>	<b>58</b>
<b>Figure (IV.13) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure (IV.14) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure (IV.15) : Courbe de capacité selon le sens X-X.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure (IV.16) : Courbe de capacité selon le sens Y-Y.....</b>	<b>64</b>
<b>Figure (IV.17) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.....</b>	<b>65</b>
<b>Figure (IV.18) : Point de performance selon le sens X-X.....</b>	<b>66</b>
<b>Figure (IV.19) : Point de performance selon le sens Y-Y.....</b>	<b>66</b>
<b>Figure (IV.20) : Domaines des dommages selon X-X.....</b>	<b>67</b>
<b>Figure (IV.21) : Domaines des dommages selon Y-Y.....</b>	<b>68</b>
<b>Figure (IV.22) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X.....</b>	<b>69</b>
<b>Figure (IV.23) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y.....</b>	<b>69</b>
<b>Figure (IV.24) : Courbe de capacité selon le sens X-X.....</b>	<b>72</b>
<b>Figure (IV.25) : Courbe de capacité selon le sens Y-Y.....</b>	<b>72</b>
<b>Figure (IV.26) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure (IV.27) : Point de performance selon le sens X-X.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure (IV.28) : Point de performance selon le sens Y-Y.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure (IV.29) : Domaines des dommages selon X-X.....</b>	<b>75</b>
<b>Figure (IV.30) : Domaines des dommages selon Y-Y.....</b>	<b>76</b>
<b>Figure (IV.31) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X.....</b>	<b>77</b>

**Figure (IV.32) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y.....77**

### **CHAPITRE V : ETUDE COMPARATIVE**

**Figure (V.1) : Courbes de capacité selon x-x.....80**

**Figure (V.2) : Courbes de capacité selon y-y.....80**

**Figure (V.3) : Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens X-X.....81**

**Figure (V.4) : Les déplacements (Sdp) et les accélérations (Sap) au point de performance selon le sens Y-Y.....81**

**Figure (V.5) : Le déplacement inter étage maximal .....82**

**Figure (V.6) : Demande en ductilité des structures étudiées .....83**

**Figure (V.7) : Raideur initiale des variantes étudiées .....84**

**Figure (V.8) : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante .....84**

**Figure (V.9) : Indicateur de dégradation global des structures étudiées .....85**

**Figure (V.10) : séquence de formation de rotules plastiques pour les trois structures étudiée selon y-y.....87**

**Figure (V.11) : séquence de formation de rotules plastiques pour les trois structures étudiée selon x-x.....88**

### **LISTE DES TABLEAUX**

## **CHAPITRE I : SYNTHÈSE DES CONTREVENTEMENTS MÉTALLIQUES**

<b>Tableau (I.1) :</b> angle de rotation du tronçon sismique.....	10
<b>Tableau (I.2) :</b> Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003 .....	11
<b>Tableau (I.3) :</b> limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement selon EC8 .....	12
<b>Tableau (I.4) :</b> Exigences relatives à la classe de section des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement de référence ....	15

## **CHAPITRE II : MÉTHODE D'ANALYSE NON LINÉAIRE (PUSH OVER)**

<b>Tableau (II.1) :</b> Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique (K) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ ) .....	29
<b>Tableau (II.2) :</b> Type de comportement structurel .....	29
<b>Tableau (II.3) :</b> Echelle des dommages.....	31

## **CHAPITRE III : APPLICATION DE LA MÉTHODE PUSH OVER**

<b>Tableau (III.1) :</b> Les propriétés de mécanique des profilées.....	35
<b>Tableau (III.2) :</b> Les propriétés mécaniques de béton.....	36

## **CHAPITRE IV : RESULTAT DE L'ANALYSE NON LINÉAIRE (PUSH OVER)**

<b>Tableau (IV.1) :</b> Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens .....	54
<b>Tableau (IV.2) :</b> Valeur du point de performance.....	56
<b>Tableau (IV.3) :</b> Les domaines de dommages .....	57
<b>Tableau (IV.4) :</b> Déplacements inter-étages .....	60
<b>Tableau (IV.5) :</b> Déplacements inter-étages maximal .....	60
<b>Tableau (IV.6) :</b> Demande en ductilité suivant les deux sens .....	61
<b>Tableau (IV.7) :</b> Les valeurs de $V_y$ , $D_y$ et $K_i$ .....	62
<b>Tableau (IV.8) :</b> Les valeurs de $V_p$ , $D_p$ et $K_p$ .....	63
<b>Tableau (IV.9) :</b> Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.....	65

<b>Tableau (IV.10) : Valeur du point de performance</b> .....	66
<b>Tableau (IV.11) : Les domaines de dommages</b> .....	67
<b>Tableau (IV.12) : Déplacements inter-étages</b> .....	70
<b>Tableau (IV.13) : Déplacements inter-étages maximal</b> .....	70
<b>Tableau (IV.14) : Demande en ductilité suivant les deux sens</b> .....	71
<b>Tableau (IV.15) : Les valeurs de <math>V_y</math>, <math>D_y</math> et <math>K_i</math></b> .....	71
<b>Tableau (IV.16) : Les valeurs de <math>V_p</math>, <math>D_p</math> et <math>K_p</math></b> .....	71
<b>Tableau (IV.17) : Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens</b> .....	73
<b>Tableau (IV.18) : Valeur du point de performance</b> .....	74
<b>Tableau (IV.19) : Les domaines de dommages</b> .....	75
<b>Tableau (IV.20) : Déplacements inter-étages</b> .....	78
<b>Tableau (IV.21) : Déplacements inter-étages maximal</b> .....	78
<b>Tableau (IV.22) : Demande en ductilité suivant les deux sens</b> .....	79
<b>Tableau (IV.23) : Les valeurs de <math>V_y</math>, <math>D_y</math> et <math>K_i</math></b> .....	79
<b>Tableau (IV.24) : Les valeurs de <math>V_p</math>, <math>D_p</math> et <math>K_p</math></b> .....	79

# **INTRODUCTION GENERALE**

## 1. INTRODUCTION

L'étude des structures soumises aux actions sismiques revêt un caractère important dans les pays à forte sismicité.

L'évaluation et l'interprétation des dommages produits par les actions sismiques de différentes intensités constituent toujours une provocation pour les chercheurs et les ingénieurs, les poussant à améliorer et recherche des nouvelles conceptions.

Pour minimiser les dégâts et les pertes soient humaines où matériels engendrés par le séisme, nous devons réaliser des structures qui répondent de mieux en mieux à des exigences parasismiques (résistance, ductilité, stabilité, performance sismique...).

Les structures métalliques sont actuellement l'un des systèmes de construction les plus utilisés à travers le monde. Dans le cas de l'Algérie, ce type de construction est largement préféré après le séisme de Boumerdes du 21.05.2003, en raison de leurs principaux avantages en zones sismiques.

Ces structures ont généralement une grande capacité à dissiper l'énergie sismique par le mécanisme d'apparition progressive des rotules plastiques à comportement hystérétiques ductile et stables.

Dans notre recherche, nous nous intéressons particulièrement à l'évaluation de la performance sismique des structures métalliques en :

- portiques auto stables,
- système a barres centrées
- système a barres excentrées

Souvent les séismes forts poussent les structures à aller au-delà de leurs limites élastiques et de travailler dans leurs domaines plastiques. Une étude a été menée dans ce sens afin de prédire le comportement réel de ces structures face à ces sollicitations sismiques avec l'analyse statique non linéaire « Push over » qui englobe des notions principales pour une analyse inélastique :

- Capacité sismique.
- Demande sismique
- Point de performance
- Degré de dommage

Ce travail a aussi pour principaux buts la comparaison entre le comportement non linéaire de ces structures.

Après une introduction générale ou la problématique et détaillée, et ou les principaux buts visés sont définis, afin de permettre aux lecteurs de s'imprégner rapidement du sujet et de suivre sans aucune difficulté les développements intervenants dans les différents chapitres.

## Introduction général

*Le chapitre I* est consacré à l'introduction des différents types de contreventements adoptés pour cette étude.

*Dans le chapitre II* il est donne un aperçu sur les méthodes d'analyse non linéaire. Et particulièrement la méthode de l'analyse statique non linéaire (Push over)

Pour laquelle tous les détails concernant son application, et la procédure qui permet de déterminer la courbe de capacité et le point de performance pour les trois types de structures. sont regroupés *dans le chapitre III*.

Pour la modélisation nous avons utilisé le logiciel de calcul non linéaire « **Etabs nonlinear V9.6** » exposé dans le *quatrième chapitre*, Dans ce chapitre, nous présentons les résultats et leurs interprétations.

*Le chapitre V* est réservé à l'étude comparative des différents résultats

Et à la fin, ce travail est clôturé par une conclusion générale.

***CHAPITRE : I***

---

***SYNTHESE DES CONSTRUCTIONS***

***METALLIQUES***

### ***1.1 : Introduction***

De nombreux constats, à posteriori de dommages subis par les structures à la suite de tremblements de terre, attestent que les structures métallique sont celles qui se comportent mieux .On peut trouver plusieurs raisons à cela :

- La ductilité de l'acier, des éléments et de la structure elle-même. On retiendra que la ductilité est la propriété qu'un matériau, un élément ou une structure a à se déformer dans le domaine plastique sans rupture ou ruine prématurée.
- Grande capacité des éléments métalliques d'absorber l'énergie dissipée par le séisme.

Ces deux qualités intrinsèques : bonne ductilité et grande capacité d'absorption d'énergie quelque soit le mode de sollicitation ne se trouvent systématiquement pas assurées dans les autres matériaux : béton et bois.

- Rapport élevé de résistance /masse qui permet d'avoir des structures légères.
- Avantages que présente la fabrication des éléments en usine dans la réduction des aléas de la construction sur chantier.

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, chocs etc.). Autrement dit, la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doivent permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations sans perte de résistance ou de stabilité.

Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle.

Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant.

### ***1.2 : systèmes des contreventements métalliques***

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non auto-stables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc.

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres auto-stables.

Le choix d'un système adéquat de contreventement est important dans le comportement des structures appelées à résister aux actions sismiques.

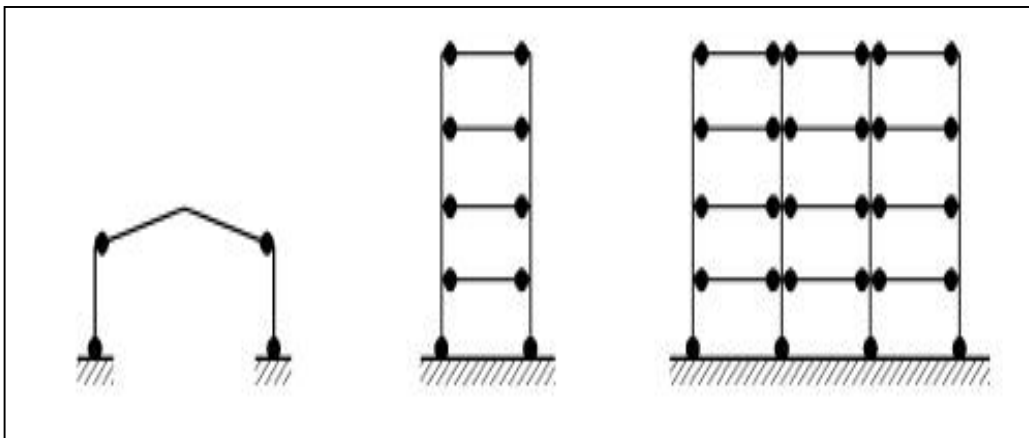
Classiquement il ya trois types de contreventement :

- Structures de type en portique.
- Structures à contreventement centrées.
- Structures à contreventement excentrées.

### ***1.2.1 : Ossatures à cadre ou en portique***

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres (poutres poteaux).

Les portiques autos-tables sont connus pour leur comportement très ductile, en raison de leur très bonne flexibilité.



***Figure (I.1) : Ossatures en portique***

*(Zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).*

### ***1.2.2 : Ossatures avec triangulation à barres centrées***

Ce sont des structures, pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs, et ou avec les jonctions poteau-poutre. La résistance aux forces horizontales pour ce type est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont par nature raides.

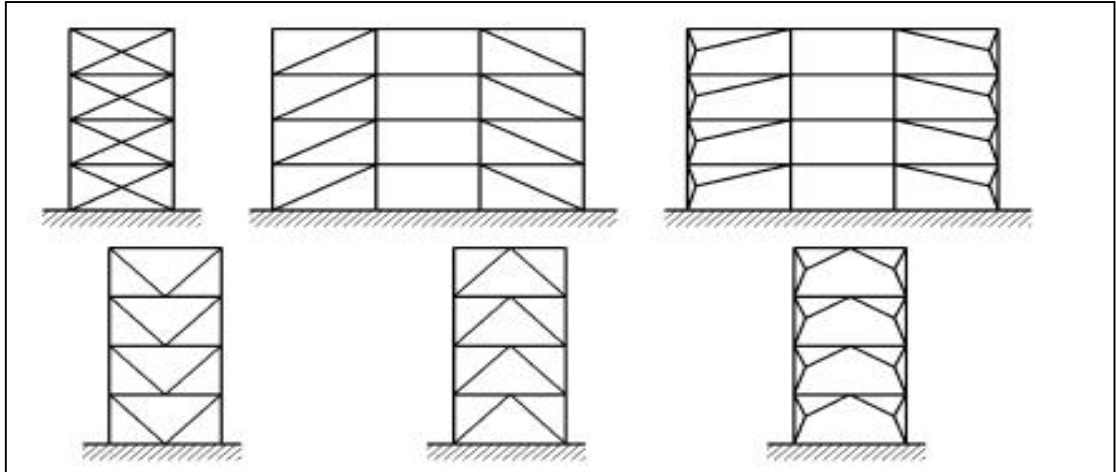


Figure (I.2) : Ossatures avec triangulation à barres centrées

**I.2.2.1 : Quelques types de contreventement à barres centrées**

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement à barres centrées parmi lesquelles on peut citer :

❖ **Contreventement en X**

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des diagonales de sections réduites, qui peuvent ne pas se situer sur une même travée figure (I-3). Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie, qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

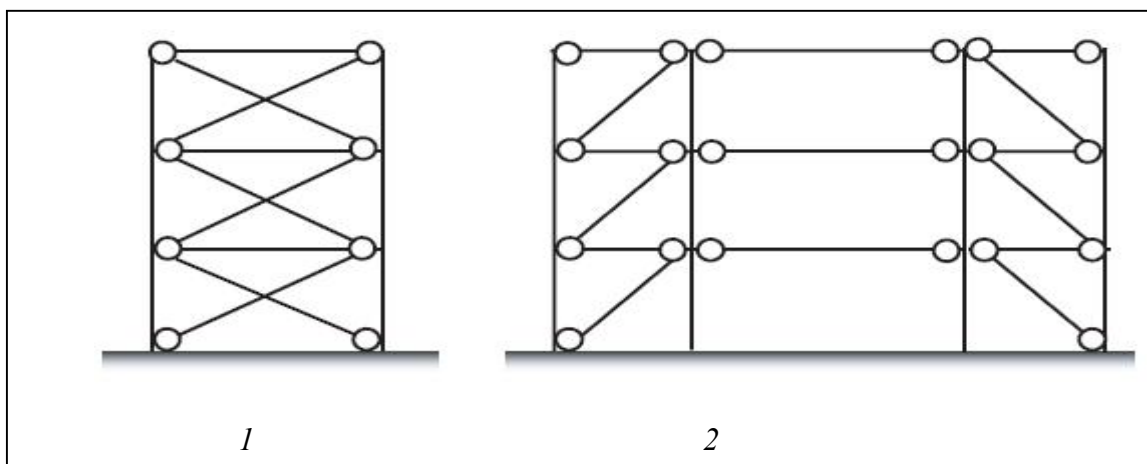


Figure (I.3) : Contreventement en X

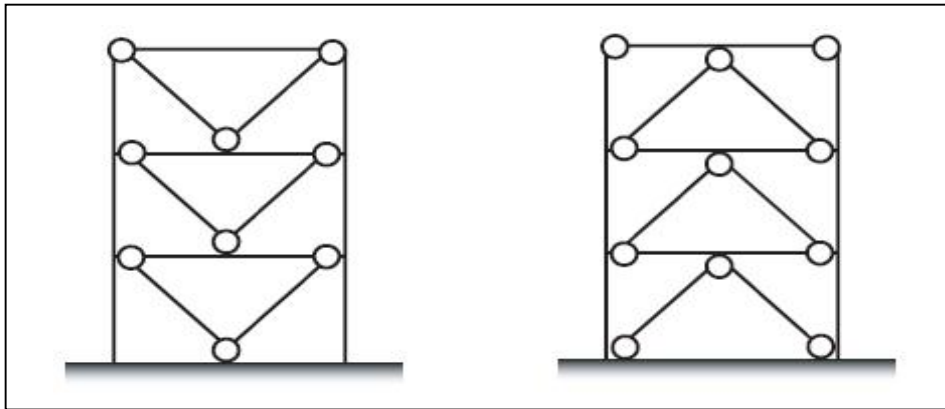
(1) diagonales sur la même travée

(2) diagonales sur deux travées différentes

**❖ Contreventement en V**

Dans lesquels la résistance aux forces horizontales ne peut être assurée que par la participation conjointe des diagonales tendues et comprimées ; le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une membrure horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

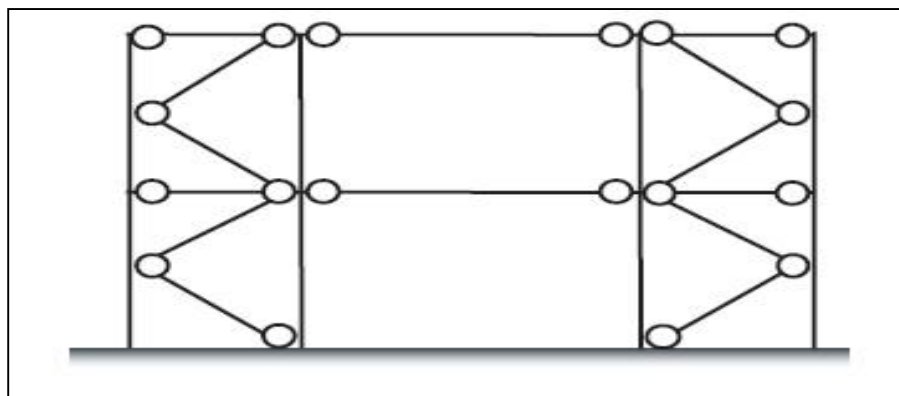
L'inconvénient dans ce cas est que les diagonales comprimées flambent. Ce type de contreventement est moins dissipatif, Cependant, il possède une certaine ductilité si les poutres sont dimensionnées sans tenir compte de leurs appuis sur le v.



**Figure (I.4) : Contreventement en V**

**❖ Contreventement en K :**

Dans ce cas l'intersection des diagonales se trouve sur les poteaux ces ossatures ne sont pas dissipatives. Dès qu'il y a flambement d'une diagonale comprimé, la résistance du cadre de contreventement correspond à celle d'un portique dans lequel des rotules plastiques se forment à mi-hauteur d'étage dans les poteaux, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.



**Figure (I.5) : Contreventement en K**

### 1.2.3 : Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée.

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction, intitulé « tronçon d'excentrement sismique » où la dissipation d'énergie est assurée par le comportement plastique des diagonales et une partie de ce tronçon sismique en cisaillement et /ou flexion.

Les tronçons sismiques peuvent être des éléments horizontaux ou verticaux.

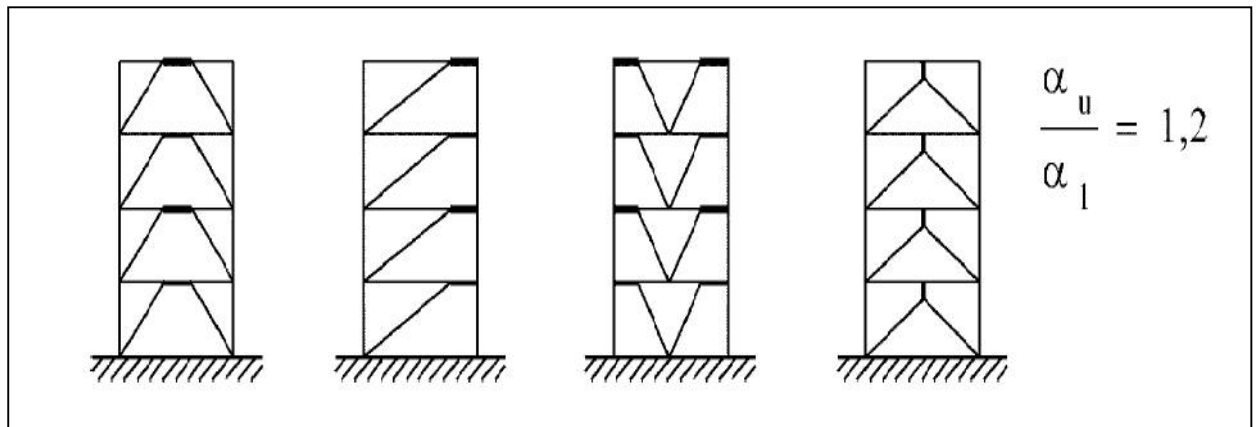


Figure (1.6) : Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Pour ce dernier cas, le règlement parasismique algérien n'évoque aucune valeur à prendre en compte. Il est vrai que ce type d'ossature est très peu connu, mais il présente des plusieurs avantages

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc.

### 1.3 : Conception sismique des Ossatures en portiques auto-stable

Les ossatures en portique doivent être conçues de telle sorte que les rotules plastiques se forment principalement dans les poutres non dans les poteaux " critère poteaux forts - poutres faibles ",

Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées :

- dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique.
- Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature ou au sommet des poteaux dans le dernier niveau (*Eurocode 8*).

Cette base de conception assure une ductilité suffisante pour que le portique auto-stable reste intact en cas de séisme. Si la ductilité de chaque élément est assurée, le bon fonctionnement de l'ossature est assurée, dans ce cas la ductilité de l'ensemble est voisine de la ductilité du plus faible élément composant la structure. Par conséquent ce type de structure est caractérisé par un coefficient de comportement élevé.

Néanmoins, en raison de leur basse rigidité inhérente, les effets dus aux déformations latérales seront pris en considération.

Selon les règles de l'Eurocode 3 et l'Eurocode 8 :

- La section des poutres doit être suffisante pour reprendre le moment de flexion.
- les poutres ont une sécurité suffisante contre le déversement.
- Les poteaux doivent être vérifiés en compression.

#### ***I.4 : Conception sismique des ossatures avec triangulation à barres centrées***

Les contreventements à diagonales centrées doivent être conçus de telle sorte que la dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par :

- plastification en traction des barres tendues à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées présentes une très bonne rigidité latérale, ce qui leur permet de limiter les dégâts dus aux déplacements inter-étage. Mais un flambement d'une des diagonales pourrait altérer considérablement la ductilité du cadre et sa capacité à dissiper l'énergie.

Afin d'éviter le flambement dans ces Ossatures l'Eurocode8 impose des limitations de l'élançement relatif, de la manière suivante :

- Pour la triangulation centrée en X :  $1.3 < \lambda \leq 2$
- Pour la triangulation centrée en V :  $\lambda \leq 2$

Dont l'élançement relatif est donné par l'Eurocode3.

#### ***I.5 : Conception sismique des ossatures avec triangulation à barres excentrées***

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées doivent être conçues de telle sorte que les rotules plastiques se forment principalement dans les tronçons d'excentrement sismiques par soit par flexion et /ou cisaillement cyclique.

Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que les plastifications se produisent dans les tronçons d'excentrement sismiques avant toute plastification ou défaillance en d'autres endroits.

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées présentent un triple avantage :

- Réduire la flexibilité du système à portique.
- Améliore le manque de capacité de dissipation d'énergie constaté dans le système à barre centrée.
- offre un meilleur espace pour le type de conception architectural souhaité : on peut concevoir des constructions à grand portée.

### 1.5.1 : Longueur du tronçon sismique

La longueur du tronçon d'excentrement sismique est variée en fonction du mécanisme plastique adopté.

En général, il existe trois mécanismes, selon l'Eurocode 8 et sont les suivants :

- Tronçons courts : qui dissipent l'énergie par plastification en cisaillement

$$e < e_s = 1.6 M_p / V_p$$

- Tronçons longs : qui dissipent l'énergie par plastification en flexion

$$e > e_l = 3 M_p / V_p$$

- Tronçons intermédiaires : dans lesquelles le mécanisme plastique implique le cisaillement et la flexion

$$e_s < e < e_l$$

Avec :

$e_s$  : la longueur du tronçon d'excentrement sismique court

$e_l$  : la longueur du tronçon d'excentrement sismique long

$M_p$  : est le moment plastique du tronçon d'excentrement

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

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

$$V_p = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) \quad \text{(I.5)}$$

$$M_p = f_y b t_f (d - t_f) \quad \text{(I.6)}$$

**1.5.2 : Limitations de rotation**

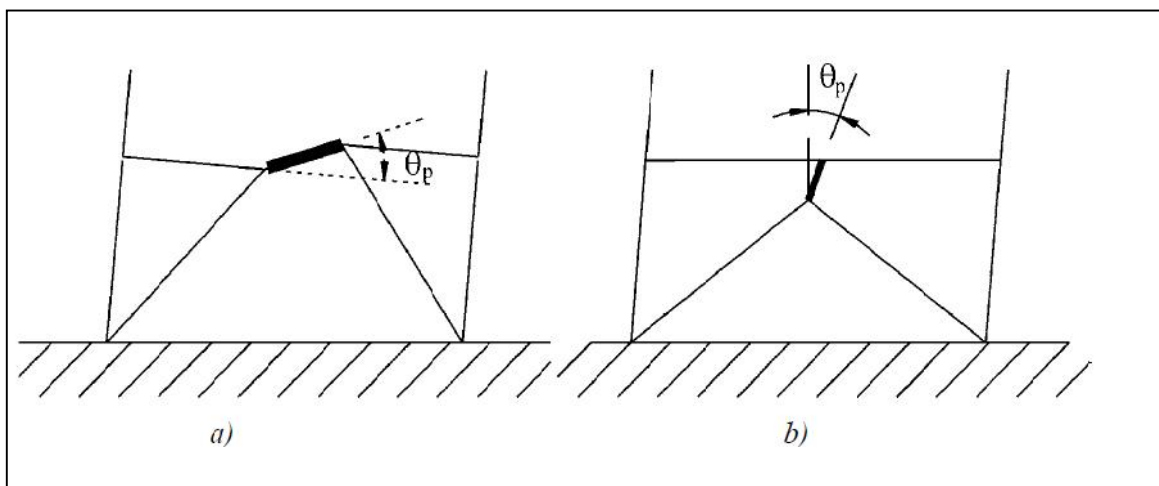
L'angle de rotation du tronçon d'excentrement sismique est l'angle inélastique entre ce tronçon et la poutre.

Les limites de la rotation de ce tronçon sont principalement basées sur l'évidence expérimentale. Bien que ces limites sont mentionnées postérieurement dans les règlements parasismiques, notamment l'EC8 et AISC par les mêmes valeurs.

Cet angle de rotation montré sur la figure (I.7), est limité en fonction du mécanisme plastique adopté (ou bien la longueur du tronçon) et ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Tableau (I.1) : angle de rotation du tronçon sismique**

tronçons d'excentrement courts : $e < 1.6M_p/V_p$	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$ radian
tronçons d'excentrement longs : $e > 3M_p/V_p$	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$ radian
tronçons d'excentrement intermédiaires : $1.6M_p/V_p < e < 3M_p/V_p$	$\theta_p \leq \theta_{pR}$ dont la valeur est déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus



**Figure (I.7) : Rotation  $\theta_p$  du tronçon d'excentrement**

Le choix entre tronçons d'excentrement courts ou longs résulte en partie des considérations suivantes :

- Des tronçons courts donnent des structures plus raides, les déformations plastiques de cisaillement ont lieu dans l'âme du profil et le risque de déversement est faible
- Au contraire, dans un profil où on forme des rotules plastiques en flexion, le voilement des ailes du profil en cas de rotations plastiques importantes crée une dissymétrie de section et une tendance au déversement

***I.6 : Facteur du comportement imposé par les normes***

Le coefficient de comportement q (R pour le code algérien) prend en compte la capacité de dissipation d'énergie des ossatures, plus le facteur de comportement est grand, plus la dissipation d'énergie du système associé est élevée.

❖ ***RPA 99 Version 2003***

Les valeurs du coefficient de comportement R de RPA99/2003 sont récapitulées dans le tableau I.2

On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées.



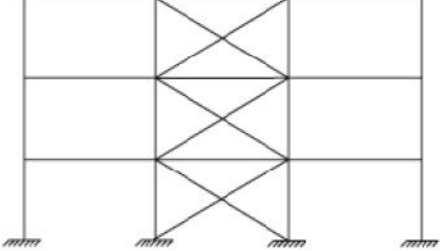
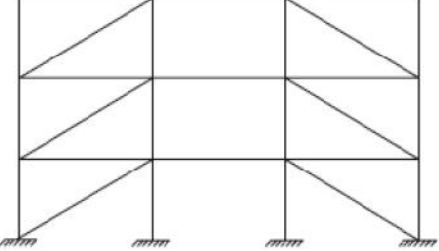
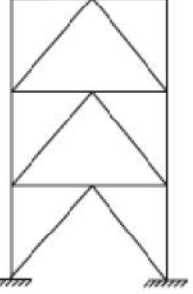
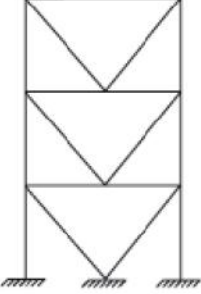
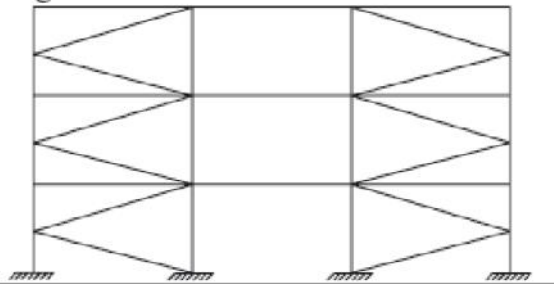
***Tableau (I.2) : Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003***

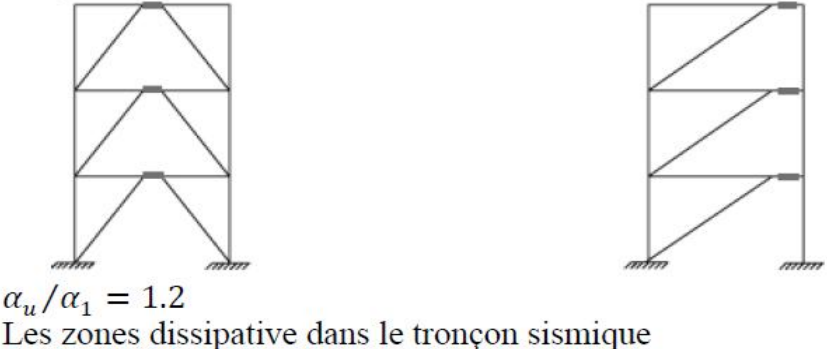
<b>Type de structure</b>	<b>Valeur de R</b>
Portiques auto-stables ductiles	6
Portiques auto-stables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portiques/palées triangulées en X	5
Mixte portiques/palées triangulées en V	4
Portiques en console verticale	2

❖ ***Eurocode8***

Le Tableau (I.2) montre les types structuraux principaux ainsi que la zone dissipative associée et leurs valeurs du coefficient de comportement q selon les recommandations et classifications de l'eurocode 8.

Tableau (I.3) : limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement selon EC8

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

Type structural	Coefficient q	
	DCM	DCH
Triangulation a barres excentrées  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ Les zones dissipative dans le tronçon sismique	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

$\alpha_1$  : valeur pour laquelle les actions sismiques sont multipliées pour atteindre, pour la première fois, la résistance plastique dans un élément de la structure. (Formation de la 1<sup>er</sup> rotule ou zone plastique)

$\alpha_u$  : valeur pour laquelle les actions sismiques sont multipliée pour que les rotules plastiques se forment dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure. (Formation de mécanisme de ruine)

**Remarques de l’Eurocode sur l’utilisation des valeurs du tableau 1.3**

- Le coefficient multiplicateur  $\alpha_u/\alpha_1$  dépend du rapport rupture / première résistance plastique des structures.
- Une évaluation raisonnable de cette valeur peut être déterminée par une analyse conventionnelle non linéaire ‘push over’ mais ne devrait pas dépasser 1,6.

Lorsque le coefficient multiplicateur  $\alpha_u/\alpha_1$  n’a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de  $\alpha_u/\alpha_1$  indiqués dans le tableau I.3 peuvent être utilisées,

- Si le bâtiment est irrégulier en élévation, on doit réduire de 20 % les valeurs de q indiquées au Tableau.
- Si le bâtiment est irrégulier en plan, la valeur approximative de  $\alpha_u/\alpha_1$  à utiliser est la moyenne entre 1,0 et la valeur donnée aux Figures ci-dessus

### ❖ *Choix d'une valeur de $q$ au départ du projet*

Les valeurs de  $q$  définies au Tableau I.2 sont des maxima autorisés sans étude additionnelle. L'auteur de projet peut décider de travailler avec une valeur de  $q$  inférieure à ce maximum.

L'intérêt de choisir une valeur de  $q$  inférieure au maximum vient du fait que les vérifications sismiques du cas « séisme de calcul » (ELU) ne sont pas nécessairement les plus exigeantes :

Les limitations de déformation sous séisme « de service » (ELS), les limitations imposées par la prise en compte de l'effet  $P-\Delta$  à l'ELU et les limitations de déformation des planchers sous charge gravitaire font souvent la décision dans le dimensionnement des barres.

L'utilisation d'un coefficient  $q$  élevé n'a alors pas d'intérêt et n'entraîne aucune économie. Au contraire, l'usage de valeurs élevées de  $q$  demande de construire avec des profils plus trapus (valeurs plus basses de l'élançement de paroi  $c/t$ ).

## **I.7 : La ductilité**

Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur.

### **I.9.1 : La ductilité de déformation**

On définit la ductilité de déformation  $\mu_\varepsilon$  comme le rapport de la déformation totale  $\varepsilon$  imposée à la déformation élastique  $\varepsilon_y$ , elle est liée directement à la capacité de déformation locale des matériaux.

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon / \varepsilon_y \quad \text{(I.8)}$$

### **I.9.2 : La ductilité de déplacement**

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total  $\Delta$  au déplacement latéral élastique  $\Delta_y$

$$\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y \quad \text{(I.9)}$$

**I.8 : Critères relatifs à la ductilité**

Les zones dissipatives peuvent être situées dans les éléments structuraux ou dans les assemblages.

Les zones dissipatives doivent avoir une résistance et une ductilité appropriées.

Une ductilité suffisante des éléments qui dissipent l'énergie en compression ou en flexion doit être assurée en limitant le rapport largeur sur épaisseur  $c/t$  selon les classes de section de l'Eurocode 3.

La relation entre les exigences concernant les classes de section des éléments dissipatifs et les valeurs du coefficient de comportement  $q$  utilisés pour le dimensionnement sont indiquées ci-dessous :

**Tableau (I.4) :** Exigences relatives à la classe de section des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement de référence

Classe de ductilité Valeur de référence du	coefficient de comportement $q$	Classe de section requise
DCM	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	classe 1 ou 2
DCH	$q > 4$	classe 1

***CHAPITRE : II***

---

***METHODE D'ANALYSE NON***

***LINEAIRE***

***(PUSH OVER)***

## **II.1 : INTRODUCTION**

Les structures peuvent être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations sismiques. L'évaluation des performances sismiques des structures devrait donc prendre en considération ce comportement non linéaire. Une procédure d'analyse non linéaire est utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal plastique des structures. Toutefois, la Procédure d'analyse non linéaire simplifiée semble être la plus utilisée.

## **II.2 : Méthodes d'analyse non linéaire**

Les structures subissent des déformations plastiques importantes sous une action sismique violente. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure changent avec le temps.

Pour enquêter sur la performance d'une structure dans son domaine plastique, il faut utiliser des procédures analytiques inélastiques afin de calculer ses caractéristiques. Ces procédures aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Il existe deux procédures d'analyses non linéaires qui semblent être les plus adéquates, à savoir l'analyse non linéaire (time history) et l'analyse (push over).

### **II.2.1 : L'analyse non linéaire (time history)**

La précision de l'analyse non linéaire time history est la plus exacte pour prédire la force et les déformations des différents éléments de la structure. Malgré cette précision, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history reste très limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol, elle implique une modélisation exacte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, et des propriétés suite à la détérioration de tous les éléments importants.

En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période, et produit un coût informatique bien élevé (temps de calcul et temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie) ainsi qu'une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de cette analyse peu utilisée pour l'évaluation de la performance sismique.

### II.2.2 : L'analyse non linéaire analyse (Push over)

C'est une méthode statique non linéaire qui nous permet d'évaluer la performance sismique d'une structure de Génie civil, elle consiste essentiellement à comparer la demande à la capacité sismique.

### II.3 : Concepts fondamentaux de l'analyse (push over)

#### II.3.1 : Définition de l'analyse « push over ».

L'analyse push over est une analyse statique non-linéaire de la structure permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de chargement sismique. En suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Cette courbe varie en fonction de la demande sismique. (Figure II.1)

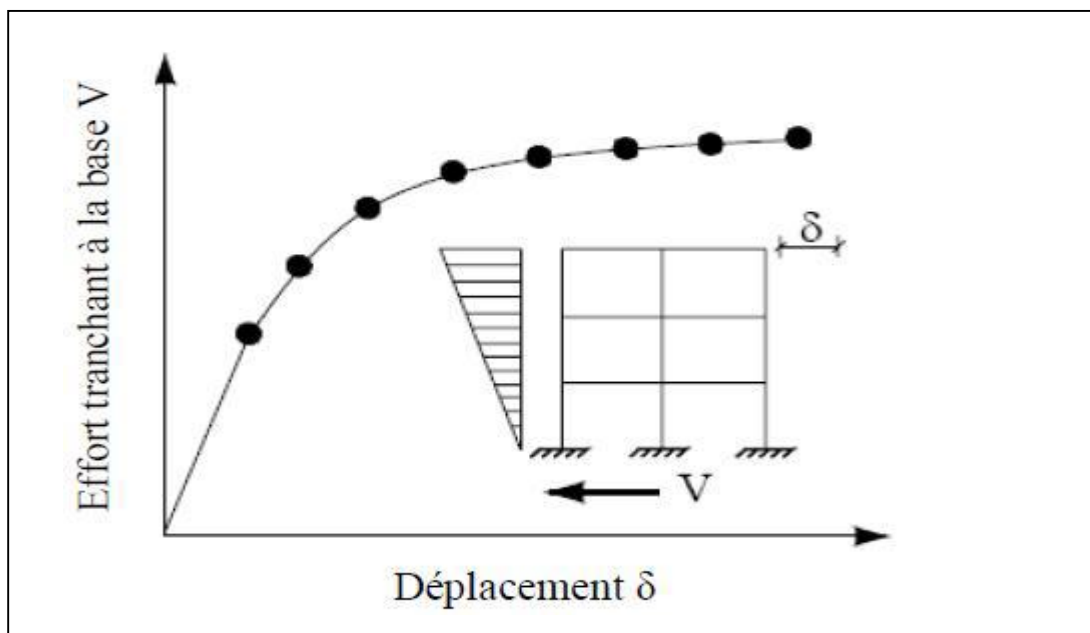


Figure (II.1) : La courbe de push over

### II.3.2 : Origine de l'analyse « push over »

L'analyse statique push over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. (Figure II.2)

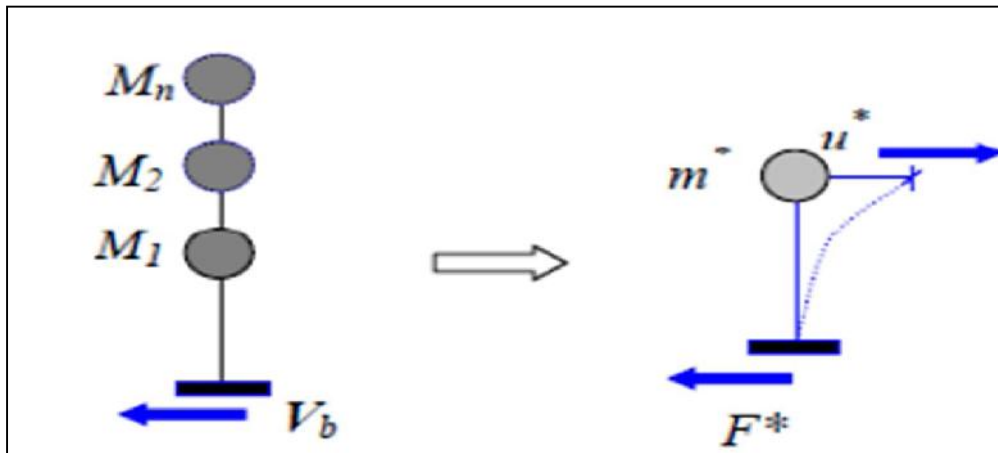


Figure (II.2) : Système équivalent à un seul degré de liberté

Les recherches ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé par un système linéaire équivalent.

### II.3. 3 : But de l'analyse push over

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux.

Cette méthode a l'avantage de fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse comme :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

## II.4 : Le spectre de capacité

### II.4.1 : Définition de la courbe de capacité $V=f(\Delta)$

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (effort tranchant) à la base du bâtiment en fonction du déplacement au sommet de ce dernier.

La courbe de capacité est en général composée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure (mécanisme de ruine).

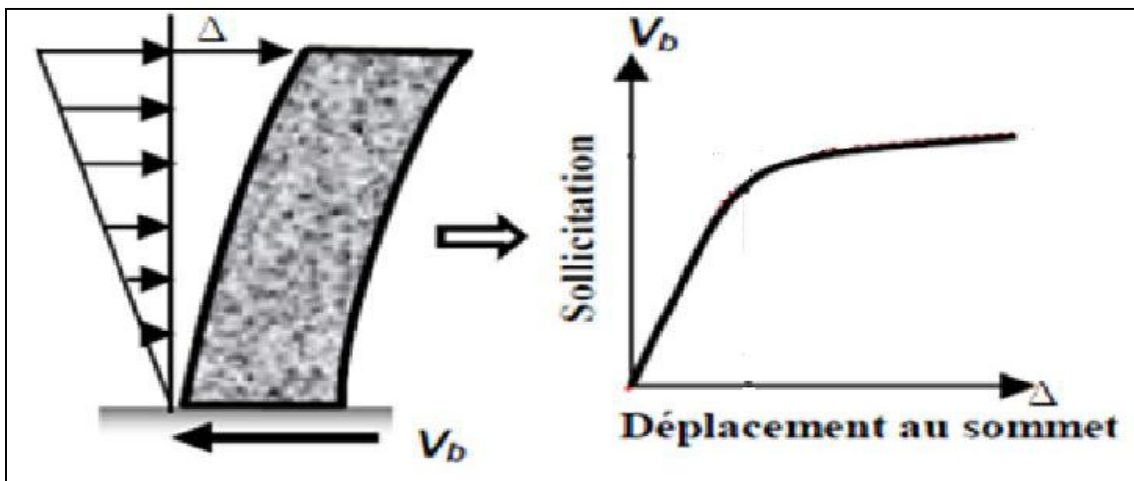


Figure (II.3) : La courbe de capacité  $V=f(\Delta)$

**II.4.2 : Transformation spectrale de la courbe de capacité**

La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant

l'effort tranchant ( $V$ ) et le déplacement ( $\Delta$ ) respectivement par  $\left(\frac{\alpha_1}{W}\right)$  et  $\frac{1}{(P_{f1} \cdot \phi_{1s})}$

Avec :

$\alpha_1$  : pourcentage de participation massique du mode fondamental

$W$  : masse sismique de la structure.

$P_{f1}$  : Facteur de participation modal du mode fondamental.

$\phi_{1s}$ : amplitude du mode fondamental.

Les valeurs de  $S_a$  et  $S_d$  sont données par :

$$S_a = V \frac{\alpha_1}{W} \tag{I.1}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{P_{f1} \cdot \phi_{1s}} \tag{I.2}$$

Le facteur de participation ( $P_{f1}$ ) et le coefficient de masse modale ( $\alpha_1$ ) du premier mode sont donnés par les formules suivantes :

$$P_{f_1} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]}{\left[ \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right]} \tag{I.3}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^{i=n} (m_i \phi_i^2) / g \right] \cdot \left[ \sum_{i=1}^{i=n} m_i / g \right]} \tag{I.4}$$

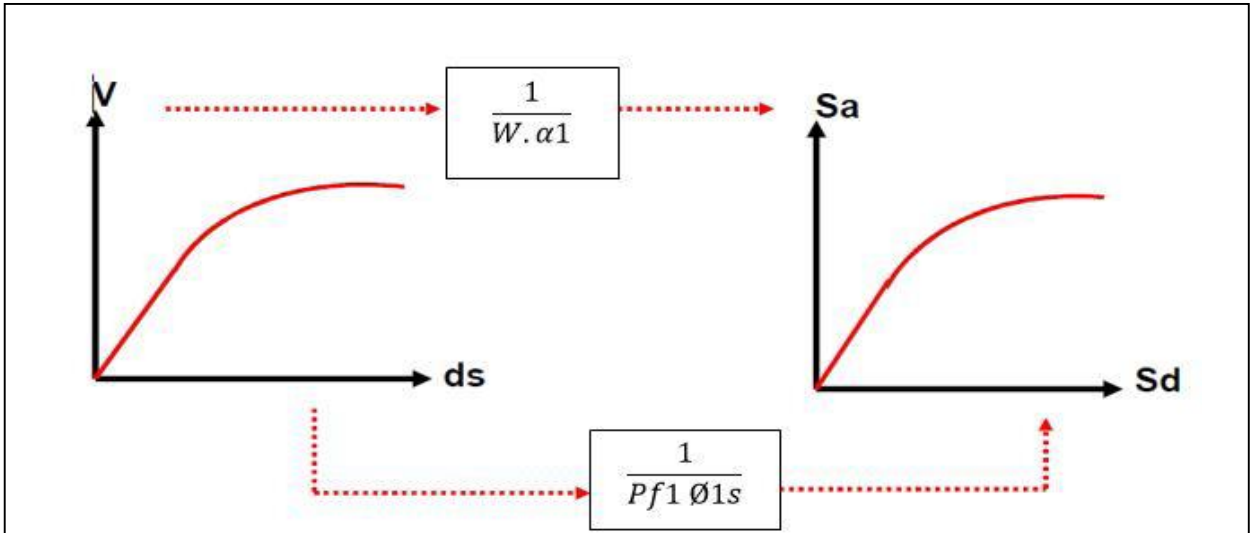


Figure (II.4) : Transformation spectrale de la courbe de capacité

II.4.3 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées de telle manière que les aires en-dessous des deux courbes réelles et idéalisées soient égales, ce qui nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique et ceux caractérisant l'état ultime de résistance qui représente la perte totale de la capacité résistante de la structure.

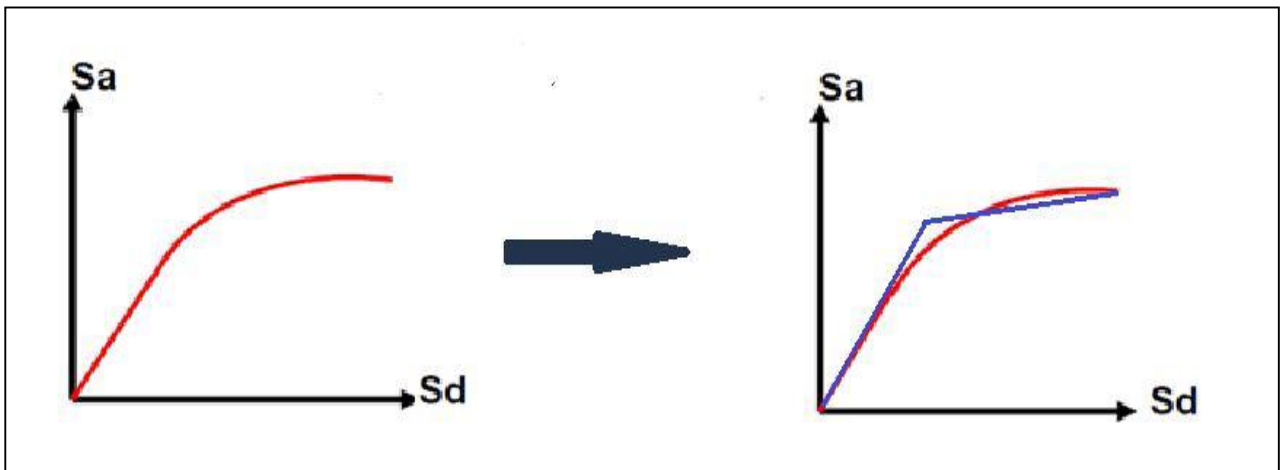


Figure (II.5) : La représentation bilinéaire de la courbe de capacité

**II.5 : Le spectre de la réponse élastique (demande sismique)**

Est la représentation du mouvement du sol du au tremblement de terre auquel le bâtiment est soumis. Dans les procédures d'analyse statique non linéaire, la demande est représentée par une estimation des déplacements ou des déformations que la structure devrait subir, les procédures d'analyse élastique linéaire où la demande est représentée par des forces latérales prescrites appliquée à la structure. [ATC 40, 1996].

**II.5.1 : Le spectre de réponse élastique**

Le spectre de réponse définie dans le règlement Algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**η** : Facteur de correction d'amortissement ( $\eta = 7 / 2 + \xi$ )<sup>1/2</sup>.

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique

**R** : Coefficient de comportement de la structure

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Q** : Facteur de qualité

(RPA99 v2003)

**II.5.2. Transformation spectral de la demande sismique ( $S_a-S_d$ )**

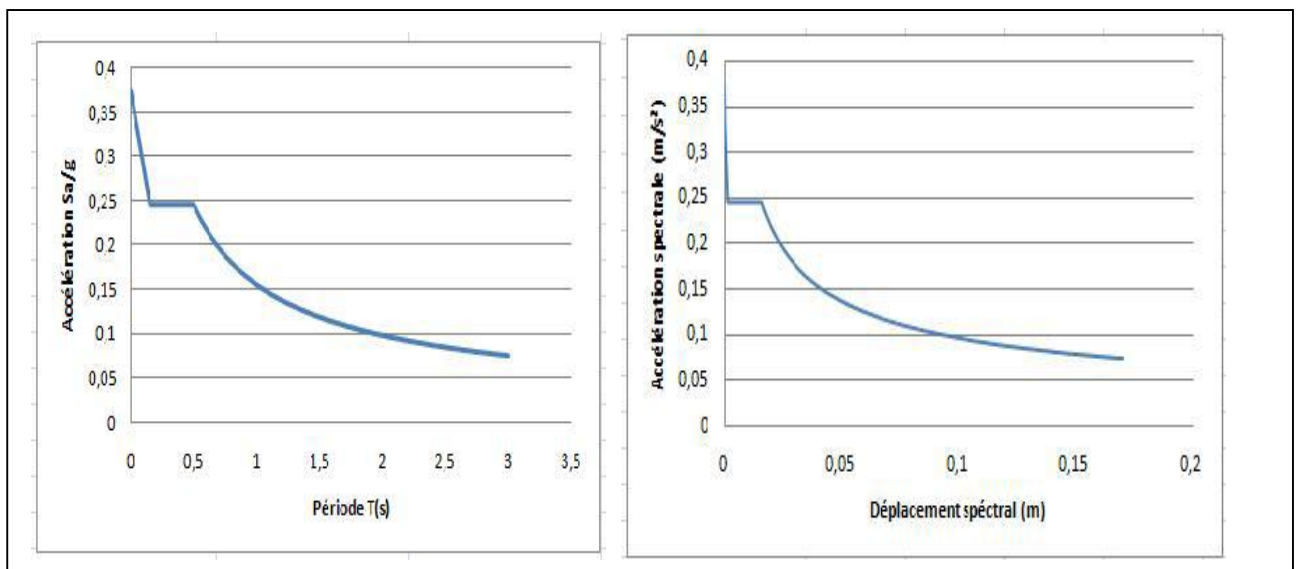
Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme  $S_a = f(T)$ , pour un amortissement de type visqueux ( $\xi$ ) ou :

$S_a$  : Accélération spectrale

$T$  : Période d'oscillation.

Chacun des points précédents  $S_{ai} = f(T_i)$  est transformé dans un diagramme  $S_a = f(S_d)$  (voir la figure II.6) où ( $S_d$ ) est le déplacement spectral donné par la relation suivant :

$$S_d = \frac{T^2 \times S_a}{4\pi^2} \tag{I.6}$$



**Figure (II.6) : Transformation de la demande sismique**

**II.6 : Point de performance**

**II.6.1 : Superposition de la courbe de capacité et la courbe de la demande**

La superposition de la courbe de capacité et de la courbe de la demande sismique nous conduit à deux cas :

- 1- La demande est inférieure ou égale à la capacité.
- 2- La demande est supérieure à la capacité.

II.6.2 : La demande est inférieure ou égale à la capacité

Lorsque le déplacement maximal supporté par la structure est supérieur au déplacement donné par le séisme, la structure résiste, mais elle subit des dommages que, l'on estime par la position du point de performance sur la courbe de capacité.

Ce point est défini par l'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de la demande sismique réduite

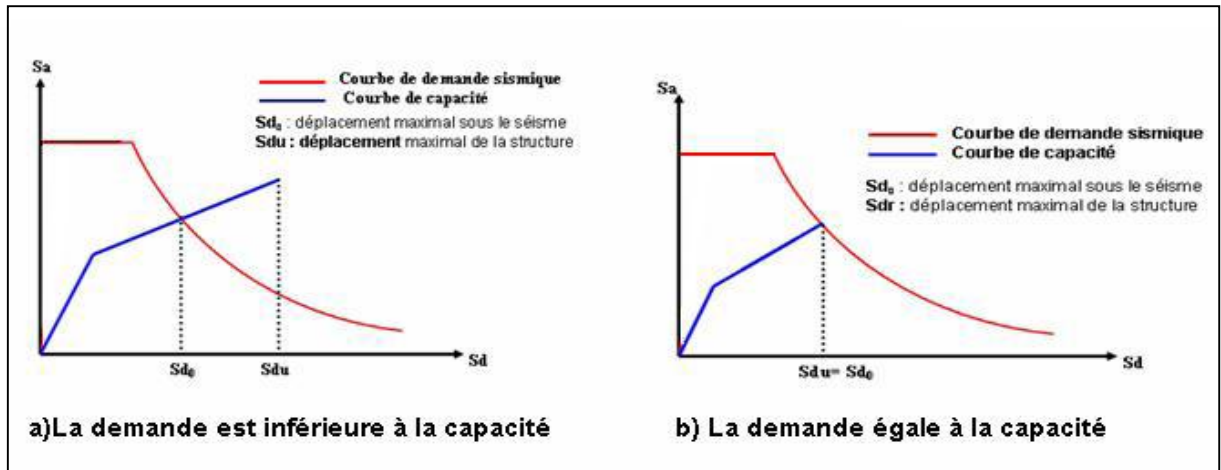


Figure (II.7) : La demande est inférieure ou égale à la capacité

II.6.3 : La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieure à la capacité de la structure, il s'ensuit l'effondrement partiel ou total de la structure

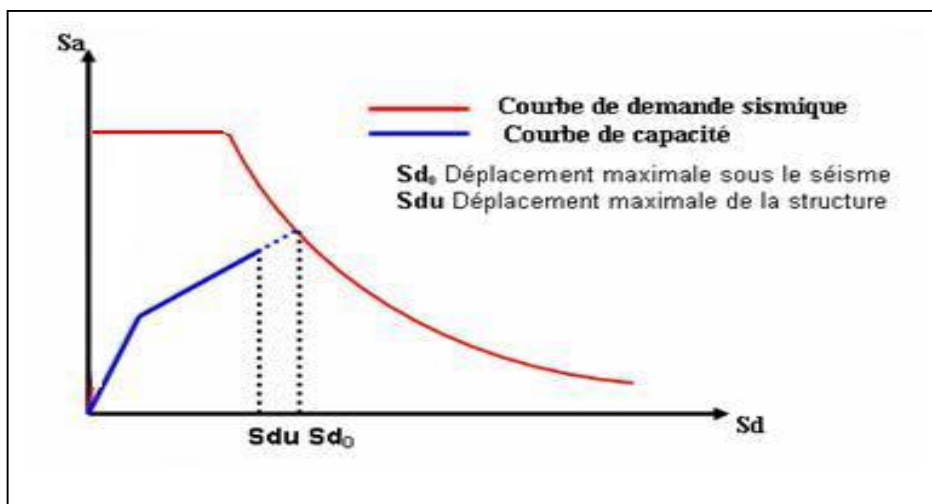


Figure (II.8) : La demande est supérieure à la capacité

**II.7 : Méthodes d'estimation du point de performance**

L'application de la méthode statique non linéaire basée sur le spectre de capacité nécessite:

- La demande sismique sous forme d'une réponse spectrale (Règlement Parasismique Algérien RPA99).
- La capacité sismique sous forme d'une courbe de capacité non linéaire, obtenue à partir de la technique « Push over ».
- Un point de performance qui correspond à un état unique de dommages et d'énergie dissipée, qui s'obtient par les procédures itérative ou non itérative.

**II.7.1 : Procédure (itérative)**

L'approche élastique classique nous permet d'obtenir une première valeur (déterminée par l'intersection de la demande spectrale à (5%) d'amortissement avec la tangente à l'origine de la courbe de capacité, qui correspond au déplacement spectral ( $S_{di}$ ) et une projection de ce point sur la courbe de capacité nous donne ( $S_{ai}$ ) (égalité des déplacements maximums). En ce point, le déplacement élastique est égal au déplacement inélastique. (Annexe A).

La procédure itérative est facilement programmable pour qu'il y ait compatibilité entre les amortissements de la demande et ceux de la capacité.

L'application de la procédure itérative est basée sur un ensemble d'étapes (sept étapes), présentées dans l'organigramme suivant :

Organigramme de la procédure itérative

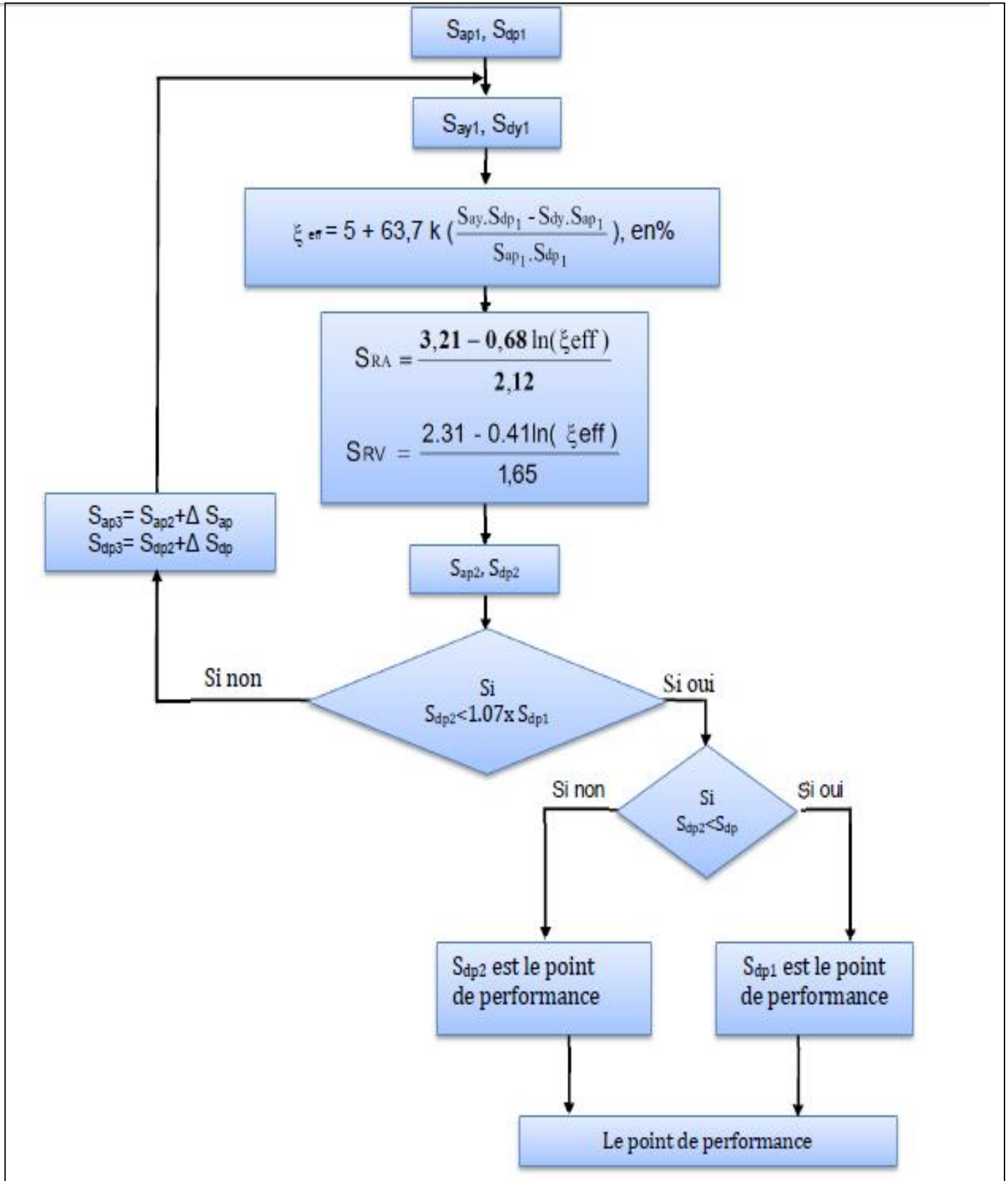


Figure (II.9) : Organigramme de la procédure itérative.

II.7.2 : Procédure B (non itérative)

Cette procédure est basée sur le développement des diagrammes de l'amortissement effectif en fonction du déplacement spectral  $\xi = f(S_d)$  pour la demande et la capacité [ATC 40, 1996].

L'amortissement effectif correspond à l'énergie dissipée par la structure.

II.7.2.1 : Développement des diagrammes ( $\xi_{eff} - S_d$ )

A : La demande spectrale

Le diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) pour la demande sismique est défini par :

$S_a$  : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour  $\xi_{eff} \geq 5\%$ .(figure II.10)

$\xi_{eff}$  : l'amortissement des branches de la demande pour  $\xi_{eff} \geq 5\%$ . Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement  $\xi_{eff} \neq 5\%$ .(Figure II.10).

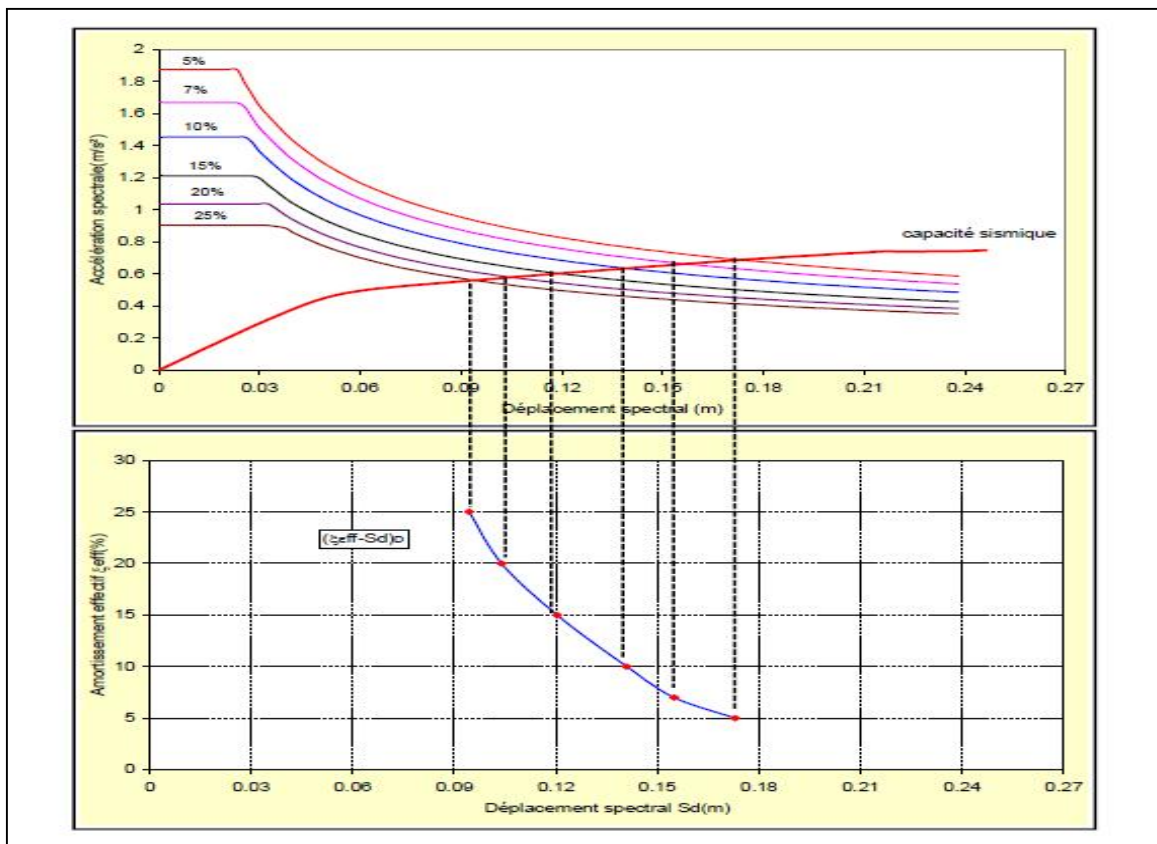


Figure (II.10) : Diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) de la demande sismique.

**B : La capacité sismique**

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées ( $S_{ay}$ ,  $S_{dy}$ ) qui définit les limites élastiques, et un point (D) de coordonnées ( $S_{au}$ ,  $S_{du}$ ), qui représente les limites ultimes (figure II.13).

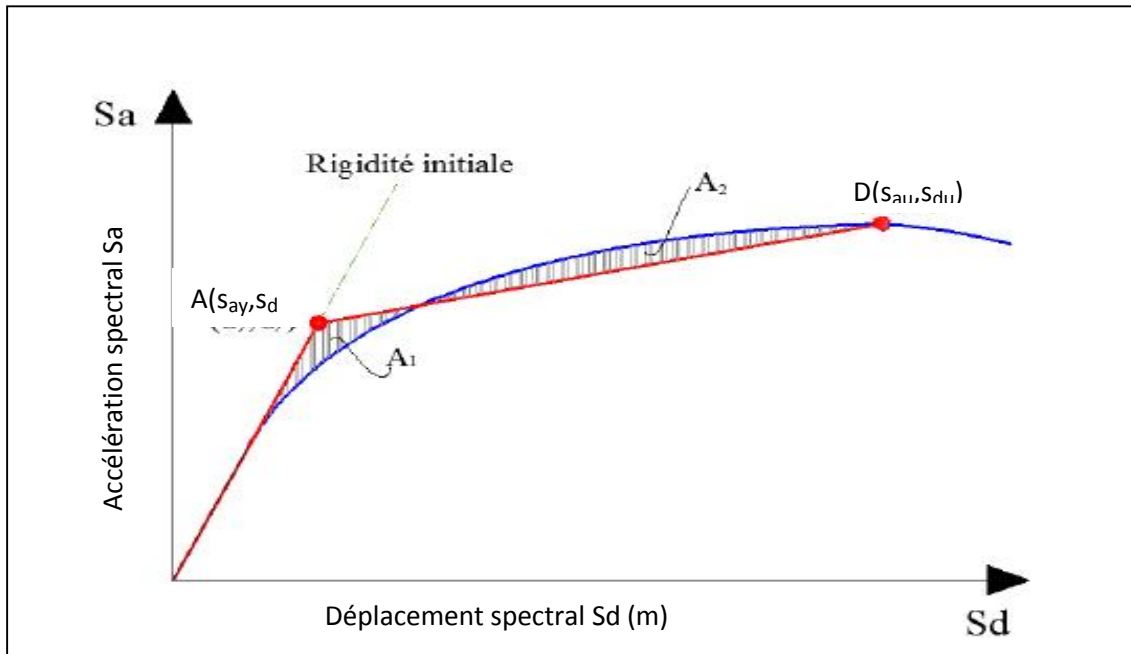


Figure (II.11) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) sous forme d'amortissement effectif (figure II.14) est donnée par :

$$\xi^{eff}(\%) = 5 + 63.7.k \left[ \frac{S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api}}{S_{2pi} * S_{dpi}} \right] \quad (I.7)$$

Avec :

$S_{ay}$ ,  $S_{dy}$  : limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement.

$S_{api}$  ;  $S_{dpi}$  : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

$K$  : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

Les formules pour calculer le coefficient de capacité de dissipation d'énergie sont données dans le (Tableau II.1) :

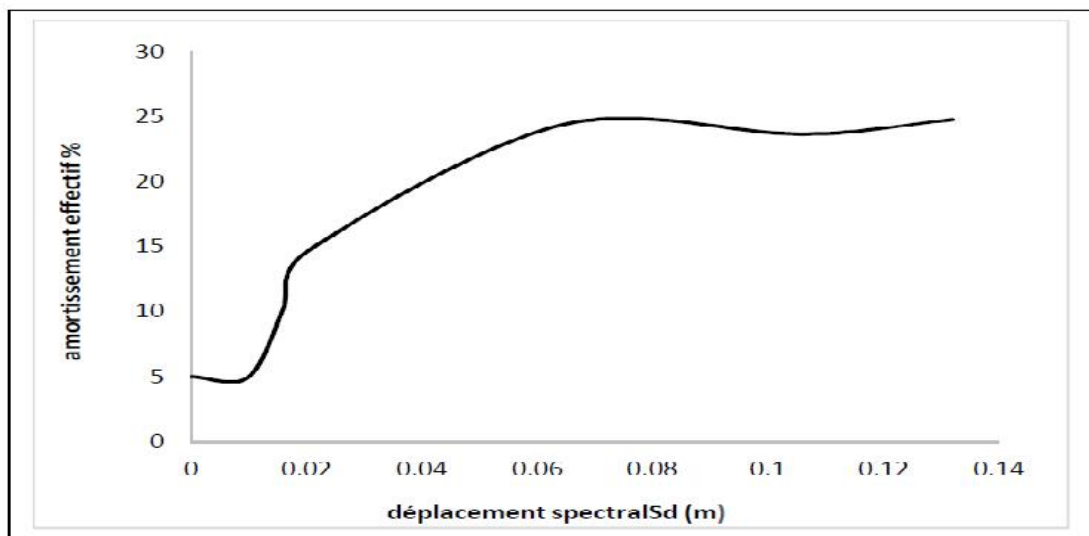
**Tableau (II.1) :** Les valeurs du coefficient de dissipation d'énergie sismique ( $K$ ) en fonction de l'amortissement visqueux équivalent ( $\xi_0$ ). [ATC 40, 1996]

Typologies des structures	$\xi_0$ (%)	Coefficient de dissipation d'énergie ( $K$ )
Type A $1 < \mu\Delta < 4$	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51(Say.Sdpi - Sdy.Sapi)/Sapi Sdpi$ $1.13 - 0.51.(\pi/2)^* x_0$
Type B $4 < \mu\Delta < 6,5$	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - 0.446(Say.Sdpi - Sdy.Sapi)/Sapi.Sdpi$ $0.845 - 0.446. (\pi/2)^* x_0$
Type C $\mu\Delta > 6,5$	Toutes valeurs	0.33

Le choix du type de comportement (Type **A**, **B** et **C**) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique. (Tableau II.2).

**Tableau (II.2) :** Type de comportement structurel. [M.A. Belkheir, 2012]

Durée de séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structure dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
long	Type B	Type C	Type c



**Figure (II.12) :** Diagramme ( $\xi_{eff} - S_d$ ) de la capacité sismique.

II.7.2.2 : Superposition des graphes  $(\xi_{eff}-S_d)_D$  et  $(\xi_{eff}-S_d)_C$

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi construites sont superposées, leurs intersections nous donne directement le point de performance sans itération (figure II.13).

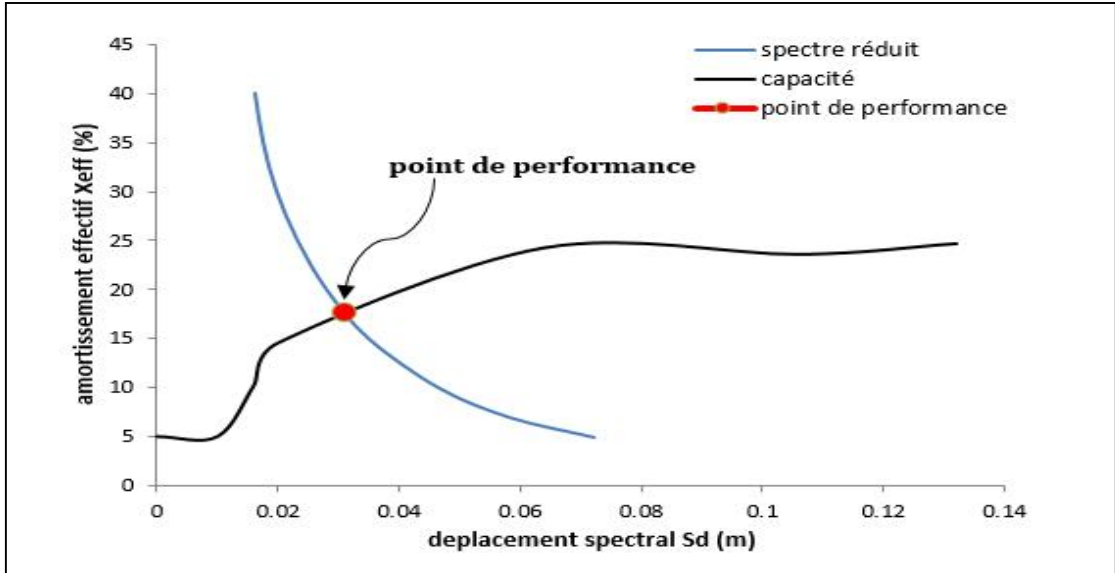


Figure (II.13) : Superposition des graphes  $(\xi_{eff}-S_d)_D$  et  $(\xi_{eff}-S_d)_C$

II.7.2.3 : Variation du point de performance

Pour bien visualiser les variations possibles du point de performance (pour une zone donnée), et pour mieux apprécier la sensibilité des différents paramètres; nous avons superposé les courbes de la demande sismique à 0.15g, 0.20g et 0.25g d'accélération avec la courbe de la capacité sous format  $((\xi_{eff} - S_d)_c$

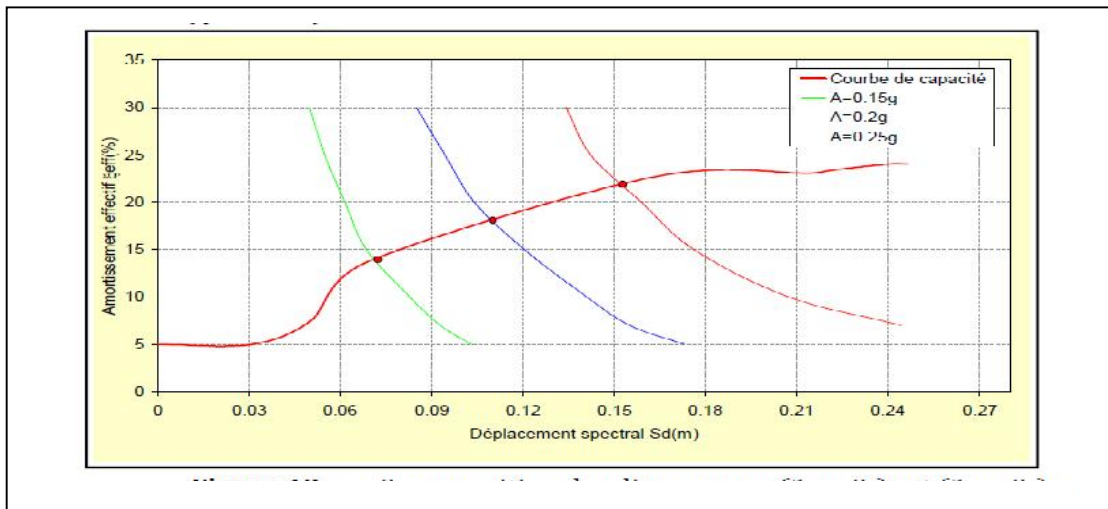


Figure (II.14) : Superposition des diagramme  $((\xi_{eff} - S_d)_c$  et  $((\xi_{eff} - S_d)_d$

Cette superposition nous permet de mieux interpréter la sensibilité du paramètre demande sismique, qui est Influencée par la zone sismique.

**II.8 : Estimation des degrés de dommages**

La position de point de performance détermine un certain degré de dommage et le niveau d'endommagement de la structure à travers la représentation graphique de la capacité sismique.

**II.8.1 : L'échelle de dommage utilisé**

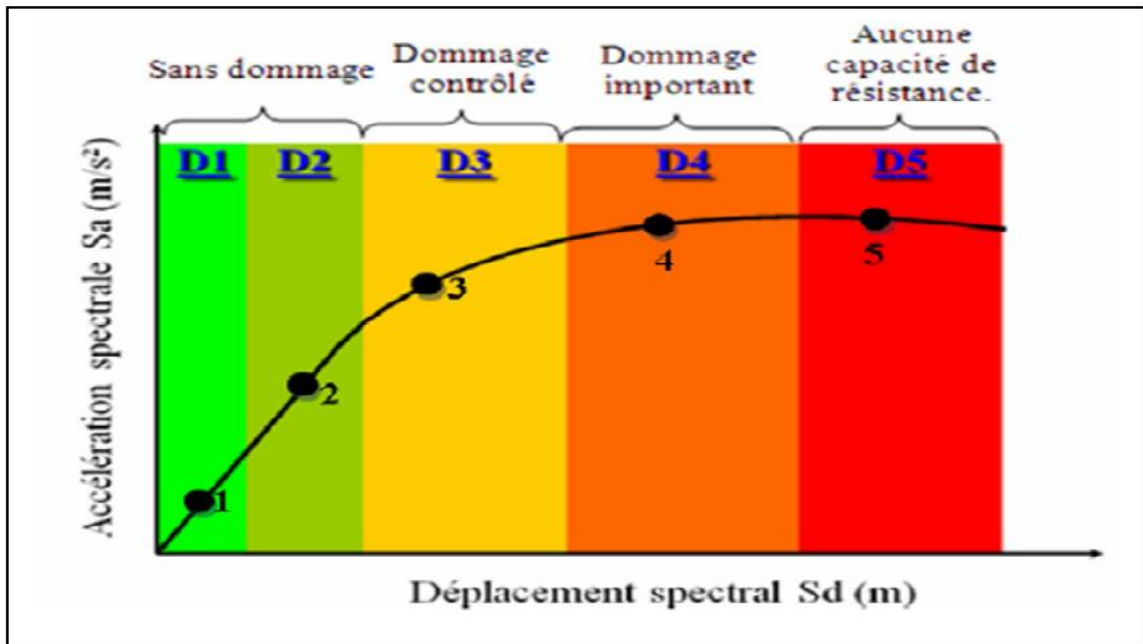
L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macroscopique européenne EMS98 [EMS 98]. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommages pour les bâtiments. (Tableau II.3).

**Tableau (II.3) : Echelle des dommages**

<i>Degré des dommages</i>	<i>Déplacement spectral</i>
<i>DG1</i>	$Sd = 0,4 Sdy$
<i>DG2</i>	$Sd = 0,8 Sdy$
<i>DG3</i>	$Sd = Sdy + 0,25 (Sdu - Sdy)$
<i>DG4</i>	$Sd = 0,75 Sdu$
<i>DG5</i>	$Sd = Sdu$
<i>Sdy : Déplacement de la limite élastique</i> <i>Sdu : Déplacement de la limite ultime</i>	

**II.8.2 : Domaines des dommages**

La courbe de capacité est divisée en cinq (05) intervalles qui correspondent aux cinq (05) niveaux de dommage de l'échelle EMS98 [EMS 98].



*Figure (II.15) : Niveaux d'endommagement décrit par une courbe de capacité*

**Niveau 1** : Correspond à un comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

**Niveau 2** : Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

**Niveau 3** : la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

**Niveau 4** : Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

**Niveau 5** : La structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

# ***CHAPITRE : III***

---

## ***APPLICATION DE LA METHODE DE***

### ***« PUSH OVER »***

### **III.1 : Introduction**

L'analyse "push over" est effectuée en appliquant à notre structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Dans le but d'évaluer le comportement structural sous sollicitation sismiques ou la performance sismique de cette structure est recherché.

Pour appliquer cette analyse nous allons utiliser le logiciel « **ETABS Nonlinear V9.6.0** », la courbe de capacité de notre structure ( $V_{base} - D_{sommet}$ ) sera déterminée en effectuant les étapes suivantes :

Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.

Etape 2 : Vérification de la structure par rapport à la réglementation.

Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments de la structure.

Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire "push over".

Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

### **III.2 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure**

#### **III.2.1 : Description et modélisation de la structure**

La structure est un bâtiment en charpente métallique situés dans la ville de Boumerdès (zone III), à usage d'habitation (groupe d'usage de classe 2). en portique auto-stable ductile (R+4), implantée sur un sol classé selon le RPA en site S3 (sol meuble)

#### **❖ Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

Cet ouvrage a été dimensionné selon la réglementation de charpente métallique (Eurocode3, différents DTR et le Règlement Parasismique Algérien RPA99/ V 2003) en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.0

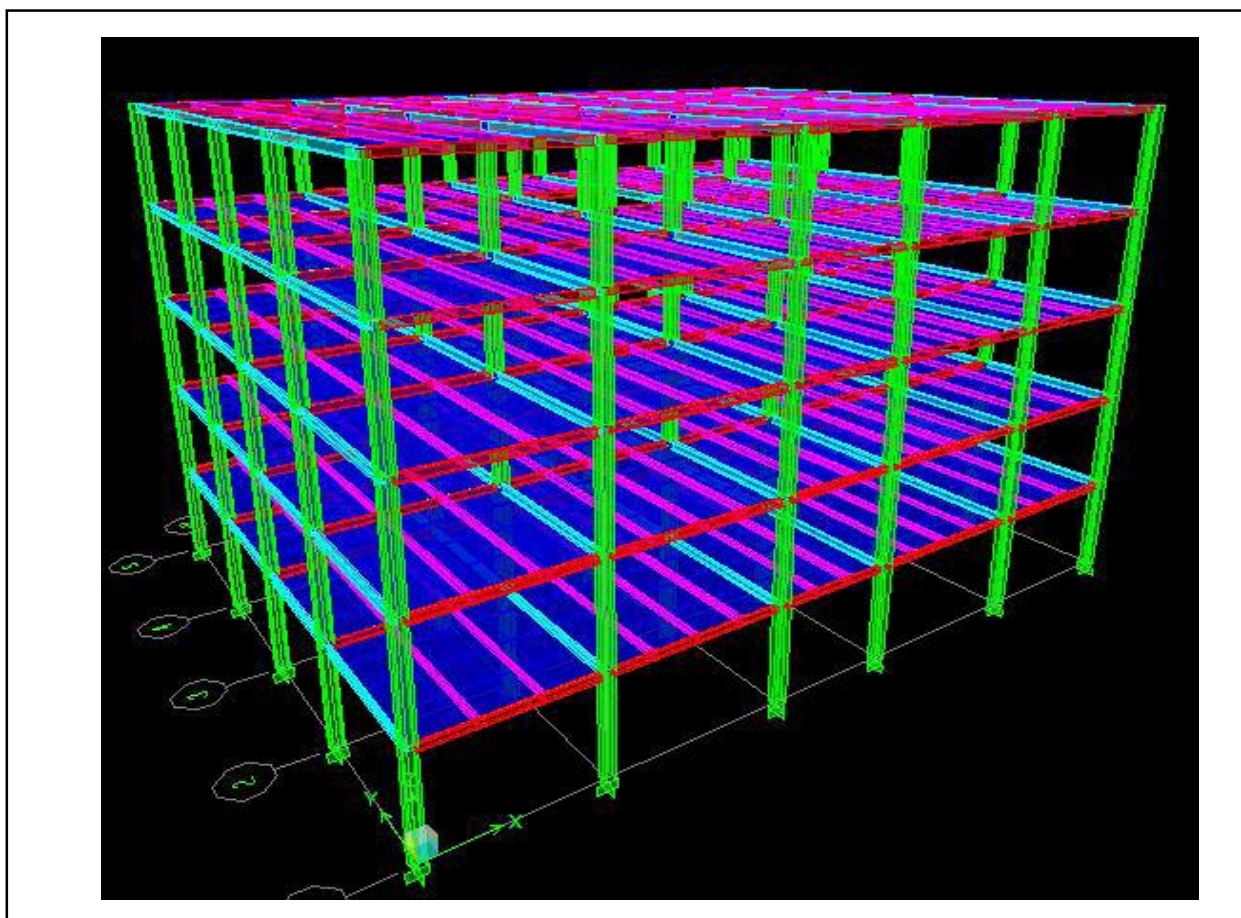
- Longueur totale : ..... **22.50 m**
- Largeur totale : ..... **17.00 m**
- La hauteur d'étage courant et RDC : ..... **03.06 m.**

❖ *Les éléments de l'ouvrage :*

Les poutres et les poteaux sont modélisée par des éléments linéaires « Frame», ils sont de classe 1 ou de classe 2 (capacité de déformation dans le domaine plastique) :

- - Poteaux : ..... HEA 300 (Classe 2)
- - Poutres principales : ..... IPE 220 (Classe 1)
- - Poutres secondaires : ..... IPE 200 (Classe 1)
- - Solives : ..... IPE 160 (Classe 1)

**NB :** *Les caractéristiques des éléments sont présenté dans l'annexe B.*



*Figure (III.1) : vue perspective de la structure*

- Pour les structures renforcées, les palées sont en double cornières 150x100x10 (classe1)

➤ **Les planchers :**

Les planchers sont des planchers mixtes béton-acier collaborant avec une table de compression en béton armé et un treillis soudé qui repose sur une tôle, connecté à des solives à l'aide des connecteurs, qui assurant l'adhérence entre la table de compression, la tôle et les solives.

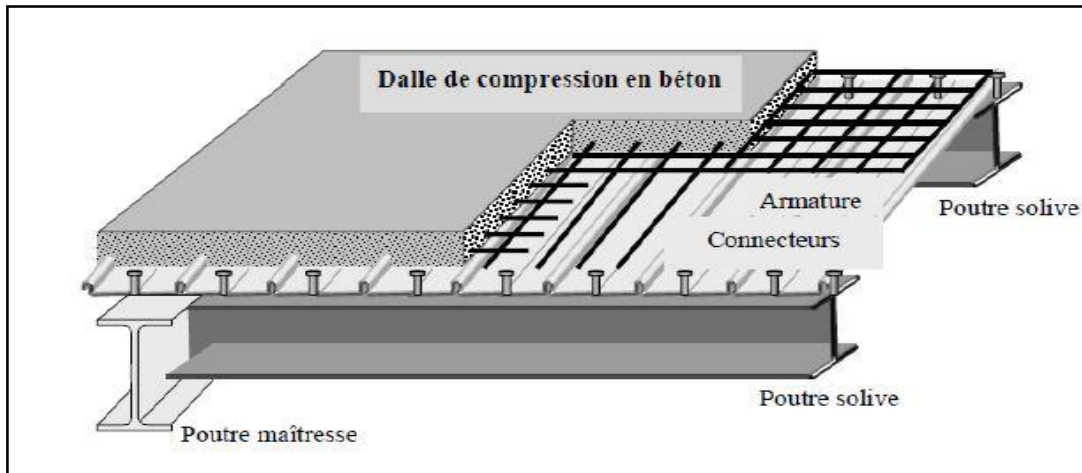


Figure (III .2) : Plancher mixte avec des connecteurs acier-béton

❖ **Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés :**

➤ **Les profilés métalliques**

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau (III.1) : Les propriétés de mécanique des profilées

Limite d'élasticité $F_y$ (Minimum Yield stress)	235000 KN/m <sup>2</sup>
Limite ultime de traction $F_u$ (Minimum TensileStrength)	360000 KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	0,3
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity)	210000000 KN/m <sup>2</sup>
Module d'élasticité transversal $G$ (ShearModulus)	81000000 KN/m <sup>2</sup>
Le poids volumique de l'acier (Weigth per unit Volume)	78.5 KN/m <sup>3</sup>
La masse volumique de l'acier (Mass per unit Volume)	7.85 KN/m <sup>3</sup>
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	12 10 <sup>-6</sup> C <sup>-1</sup>

➤ **Le béton :**

Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes :

**Tableau (III.2) : Les propriétés mécaniques de béton**

Limite d'élasticité $F_y$ (Minimum Yield stress)	25000 KN/m <sup>2</sup>
Limite ultime de traction $F_u$ (Minimum Tensile Strength)	360000 KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson (Poisson's Ratio)	0,2
Module d'élasticité longitudinal (Modulus of Elasticity)	32164200 KN/m <sup>2</sup>
Module d'élasticité transversal $G$ (Shear Modulus)	13401750 KN/m <sup>2</sup>
Le poids volumique de l'acier (Weight per unit Volume)	25 KN/m <sup>3</sup>
La masse volumique de l'acier (Mass per unit Volume)	2.5 KN/m <sup>3</sup>
Coefficient thermique (coefficient of thermal expansion)	$10 \cdot 10^{-6} \text{ C}^{-1}$

➤ **Le treillis soudé (T8)**

- contrainte max longitudinaux : 400000 KN/m<sup>2</sup> ;
- contrainte max transversaux : 400000 KN/m<sup>2</sup>

➤ **La tôle :**

La tôle est de type TN 40

**Les assemblages**

**Résistance à l'arrachement**

Lorsqu'elles sont bien réalisées, les liaisons entre éléments (soudure ou boulonnage) doivent assurer la continuité mécanique des éléments assemblés. Les règles définissent les conditions de mise en œuvre. Il faut éviter toute rupture fragile (protocoles de mise en œuvre à respecter).

Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique) avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages.

Ils seront réalisés soit :

1. Par boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR).
2. Par soudure.

**III.2.2 : Evaluation des charges et surcharges**

❖ **le chargement statique de la structure**

- G : charge permanente
- Q : charge d'exploitation
  
- étage courant : .....G=4,5 KN/m<sup>2</sup> et Q=1,5 KN/m<sup>2</sup>
- étage terrasse : .....G=5,5 KN/m<sup>2</sup> et Q=1,0 KN/m<sup>2</sup>

❖ **Le chargement dynamique**

- Le chargement dynamique (sismique) de la structure se traduit par le spectre de réponse (l'accélération en fonction de la période) extrait du RPA99 v 2003.

❖ **Attribution de la masse sismique**

Pour une analyse dynamique ; la masse sismique du plancher a considéré est égale à :

$$M_i = G + \beta Q \tag{I.1}$$

Avec :  $\beta$  coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) ;

Dans notre cas  $\beta=0,2$  (bâtiment à usage d'habitation).

❖ **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites [BAEL 91] :**

ELU.....(1,35G+1,5Q) (I.2)

ELS.....(G+Q) (I.3)

➤ **Combinaisons accidentelles [RPA 99/v2003] :**

G+ Q± Ex(Ey) ;	}	[RPA 99/v2003]	(I.4)
0,8G±Ex(Ey) ;			
G+Q±1,2Ex(Ey)			

❖ *Diaphragme*

Les planchers sont supposés infiniment rigides, tous les nœuds de même planché doivent être reliés à un nœud maître de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme rigide.

❖ *Les conditions aux limites (les appuis)*

Au niveau de la base, la structure est supposée parfaitement encastree.

**III.2.3. Analyse élastique linéaire de la structure****A. Définition de l'analyse dynamique**

Cette analyse comporte deux analyses une modale et l'autre spectrale

➤ *L'analyse modale*

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amortis de vibrations et les valeurs propres définissent les fréquences propres de la structure. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure.

L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée :

$$[-M \omega^2 + K][\emptyset] = 0 \quad (I.5)$$

Avec :

$K$  : Matrice de rigidité généralisée.

$M$  : Matrice masse généralisée.

$\omega$  : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\emptyset$  : Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

➤ *L'analyse spectrale*

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse du RPA.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $Sa/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

Après la détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

**Pour chaque mode :**

- Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

**Pour chaque direction :**

- Les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et les efforts correspondant à chacun des modes propres.

L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol sont données par :

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = m_x\ddot{u}_{gx}(t) + m_y\ddot{u}_{gy}(t) + m_z\ddot{u}_{gz}(t) \quad (I.5)$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS.

### **B. Analyse linéaire de la structure**

Après avoir terminé la modélisation en passant par tous les étapes cités précédemment, on lance l'analyse linéaire élastique (analyze → Run analysis ou F5).

### **III.3 : Vérification de la structure par rapport à la réglementation**

Les vérifications suivantes doivent être effectuées. [RPA 99/v2003]

**Art 4.3.4 RPA 2003 :** le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins **90%** de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

**Art 4.3.6 RPA 2003 :** la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{mse}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

**Art 5.10 RPA 2003 :** Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage.

**Art 5.9 RPA 2003 :** Vérification si les effets (P-Δ) sont négligeables.

**N.B :** Les Vérification de la structure par rapport à la réglementation sont représenté dans l'annexe B

### III.4 : Définition du comportement non linéaire de la structure

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des profilés métalliques de classe 1 et 2 ayant des propriétés élastiques linéaires, et qui peuvent développer un comportement non linéaire.

#### III.4.1 : Les rotules plastiques

Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), Torsion (T), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMV). [Etabs nonlinear 9.6.0]

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273

- **Structure en portique auto-stable** : la dissipation d'énergie se fait par la plastification des poutres sous un effort de flexion

Donc les types des rotules plastiques qui peuvent se développer dans les poutres sont des rotules de moment rotation (**default M3**).

- **Structures avec triangulation à barres centrées** :

La dissipation d'énergie se fait par la plastification en traction des barres triangulées.

Les types de rotules plastiques qui peuvent se développer dans ces structures sont :

- Palées de stabilités (pour les structures à contreventé centré) : Rotules de type effort normal (**Default P**).
- poutres : Rotules de flexion moment de rotation (**Default M3**).

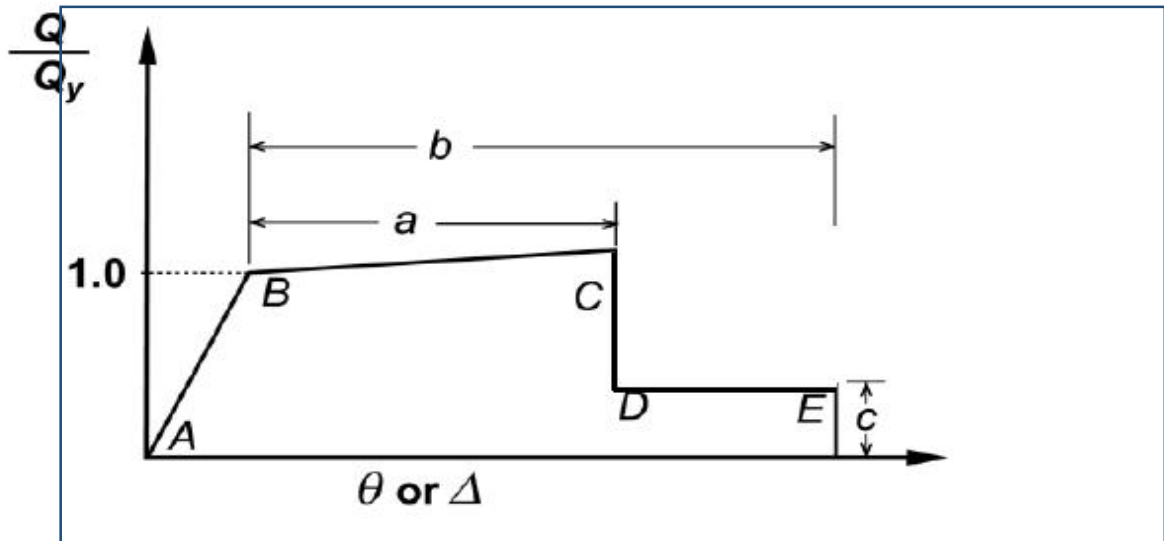
- **Structures avec triangulation à barres excentrées** :

La dissipation d'énergie se fait par plastification en flexion et /ou cisaillement du tronçon d'excentrement sismique

Les types de rotules plastiques qui peuvent se développer dans ces structures sont :

- tronçon d'excentrement sismique qui dissipe l'énergie par plastification en flexion (**Default M3**) et /ou cisaillement (rotules de type cisaillement **Default V2**)

- Palées de stabilités : Rotules de type effort normal (**Default P**).
- poutres : Rotules de flexion moment de rotation (**Default M3**).
  
- *Loi de comportement utilisé par le logiciel ETABS.*



*Figure (III.3) : Loi de comportement utilisé par le logiciel ETABS.*

Chaque segment de cette courbe correspond à phase de comportement de matériau :

- Segment AB la phase élastique de déformation
- Segment BC la phase plastique
- Segment CD chute de la résistance
- Segment DE la phase qui précède la ruine

### III.4.2 : Définition des rotules plastiques selon ETABS

#### A. Définition des rotules plastique

Define → frame non linear Hing properties → add new property

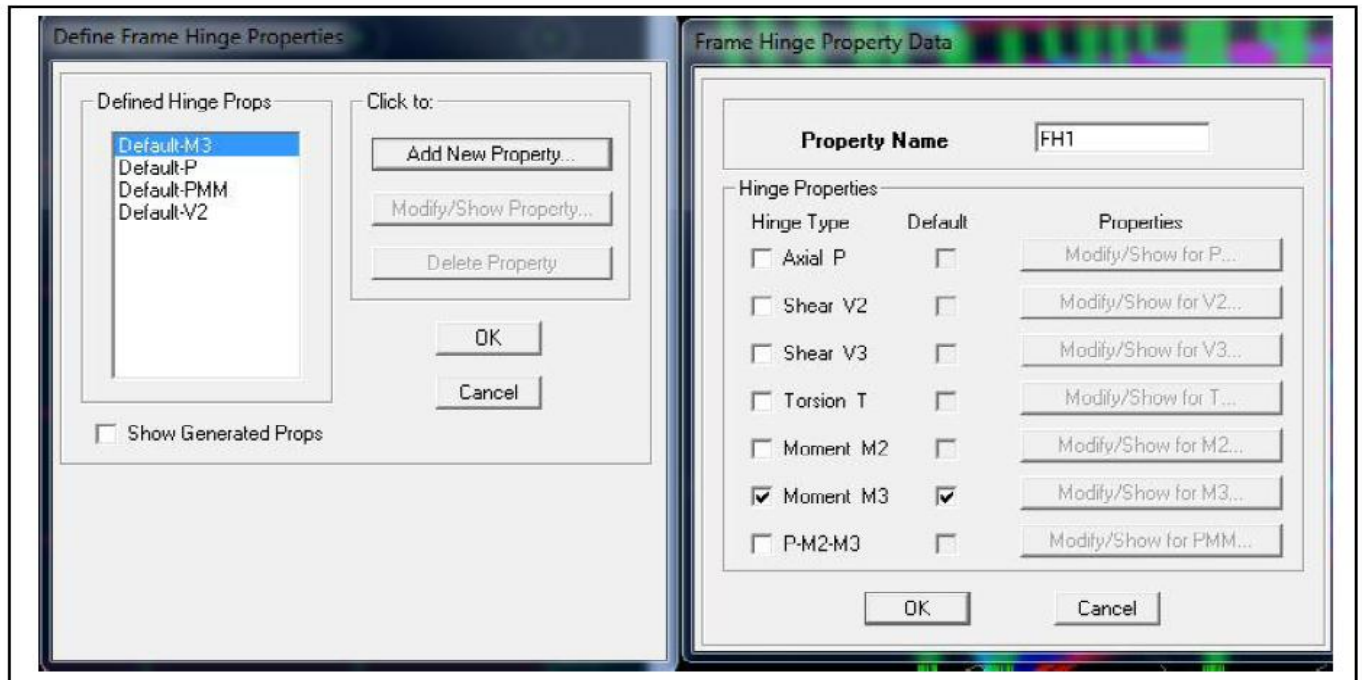


Figure (III.4) : Définition des rotules plastiques

#### B. Attribution des rotules plastique des sections

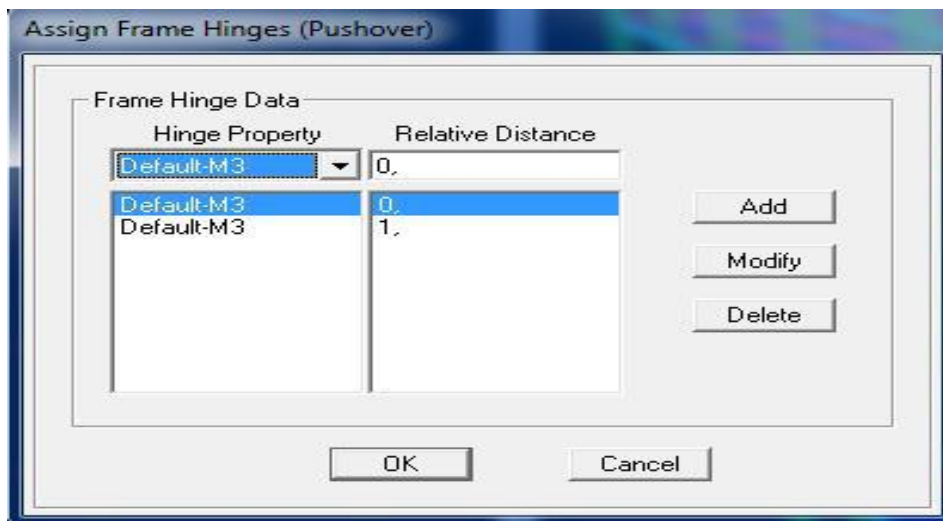
Les rotules plastiques “Default M3” et “Default-P” sont introduites dans le logiciel aux niveaux des zones nodales des (poutres-poteaux) et (palées) successivement comme suit :

➤ **Pour les poutres poteaux :**

- On sélectionne tous les (poutres / poteaux)

Assign → Frame /Line Frame Non Linear Hinge.

Dans la fenêtre qui apparait dans figures qui suit, pour chaque de type de rotule choisie “Hinge Property”, on introduit dans la case “Relative Distance” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres et poteaux (Nœud)



*Figure (III.5) : Les rotules dans les poutres*

➤ **Les palées triangulaires :**

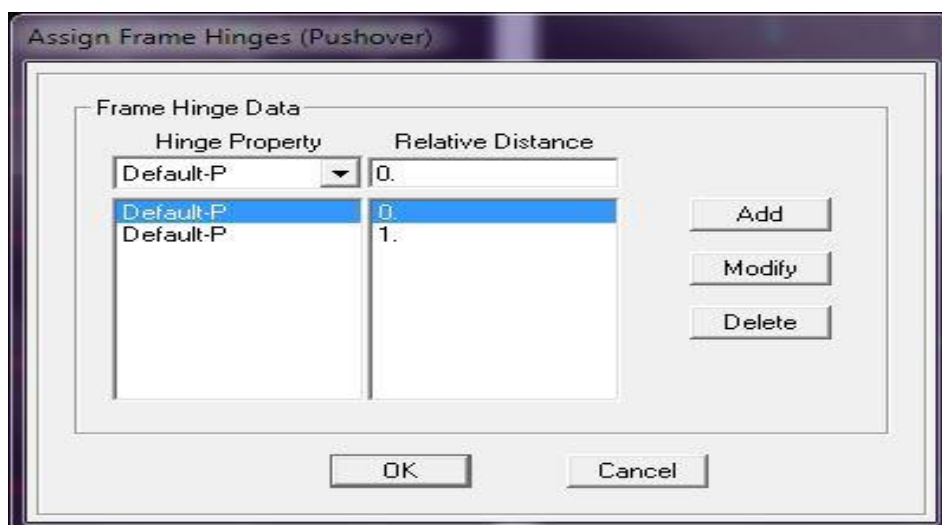
- On sélectionne les palées :

*Select* → *by frame sections* → *cornière 150X100X10*

On introduit la position des rotules

*Assign* → *frame/Line* → *Farne Nonlinear Hinges(Pushover)*

- Dans la fenêtre qui apparait dans figures qui suit, pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports **(0)** et **(1)** qui correspondent aux extrémités des palées (Noeud)



*Figure (III.6) : Les rotules dans les palées*

➤ *tronçon d'excentrement sismique*

- On sélectionne les tronçons d'excentrement sismique :
- On introduit la position des rotules

*Assign → frame/Line → Farme Nonlinear Hinges (Pushover)*

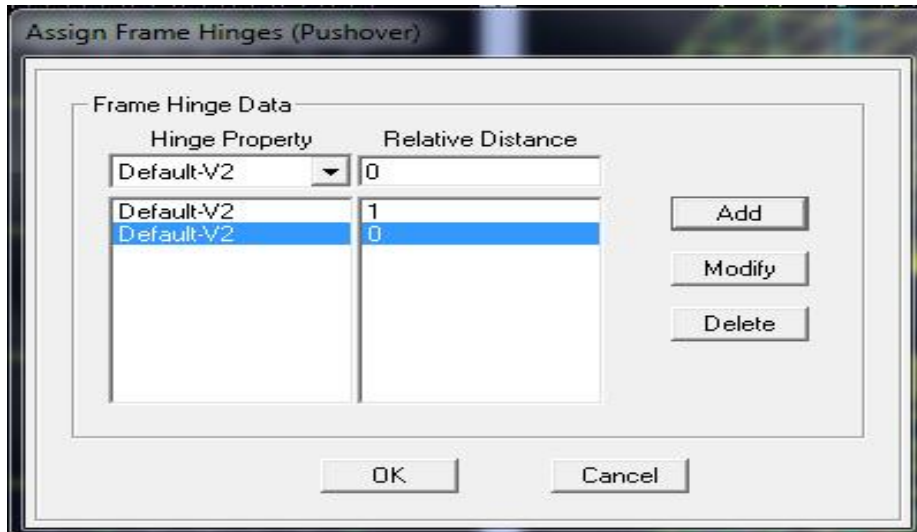


Figure (III.7) : Les rotules dans le tronçon d'excentrement

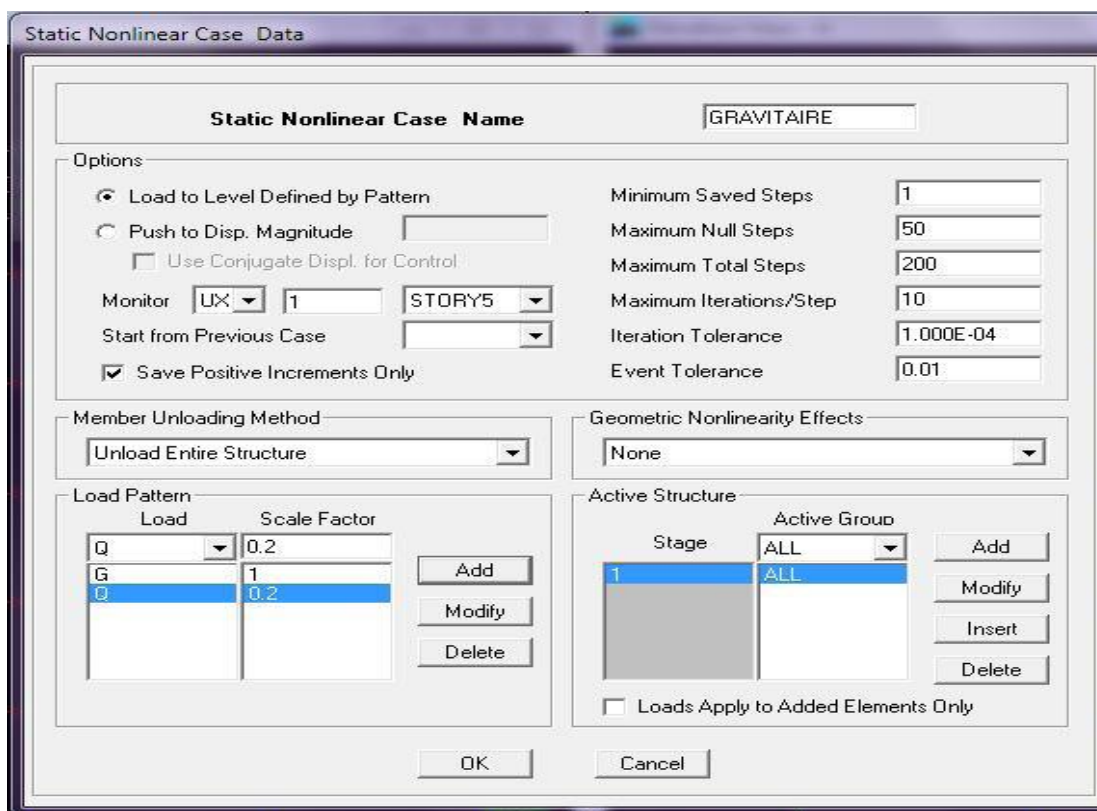
### III.4.3 : Définition du chargement push over

Cette étape consiste à appliquer à la structure une distribution des forces latérales, d'une manière incrémentale pour atteindre un déplacement bien ciblé au niveau de sommet de la structure (déplacement contrôlé).

#### A. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

- Pour définir cette analyse on clique sur :

*Define → Staiuc Nonlinear /Push over Cases → add new Case*



**Figure (III.8) : Définition de l'analyse sous charges gravitaires**

- Dans la fenêtre qui apparaît (Figure III.7), on introduit le nom du chargement "Gravitaires" dans la case « Static Nonlinear Case Name ».
- En cochant la case "Load to level defined by pattern", l'analyse sera effectuée en mode "Force contrôlée"
- Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le [RPA 2003] pour la détermination des charges sismiques : (G+0.2Q).

### **B. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales**

Pour définir l'analyse sous charges horizontales suivant les deux (02) sens (x-x et y-y), on clique sur :

*Define* → *Static Nonlinear /Push over Cases* → *add new Case* (Figures III.8 et III .9)

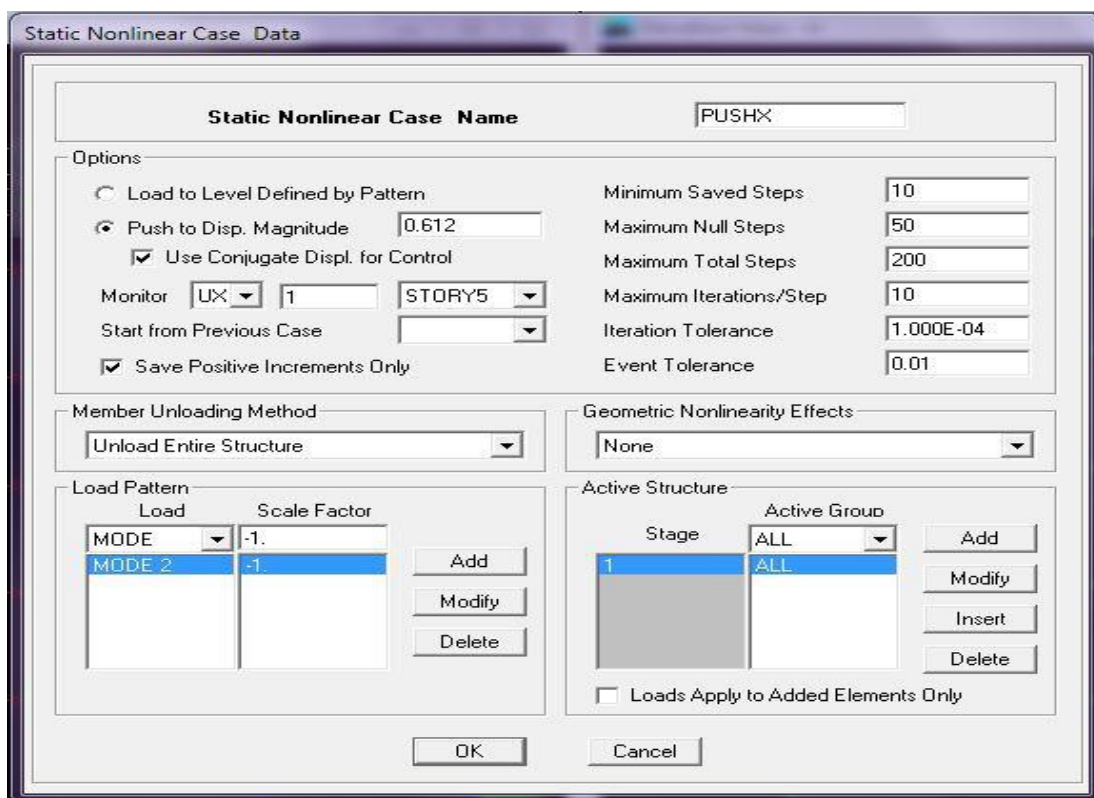


Figure (III.9) : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon X-X

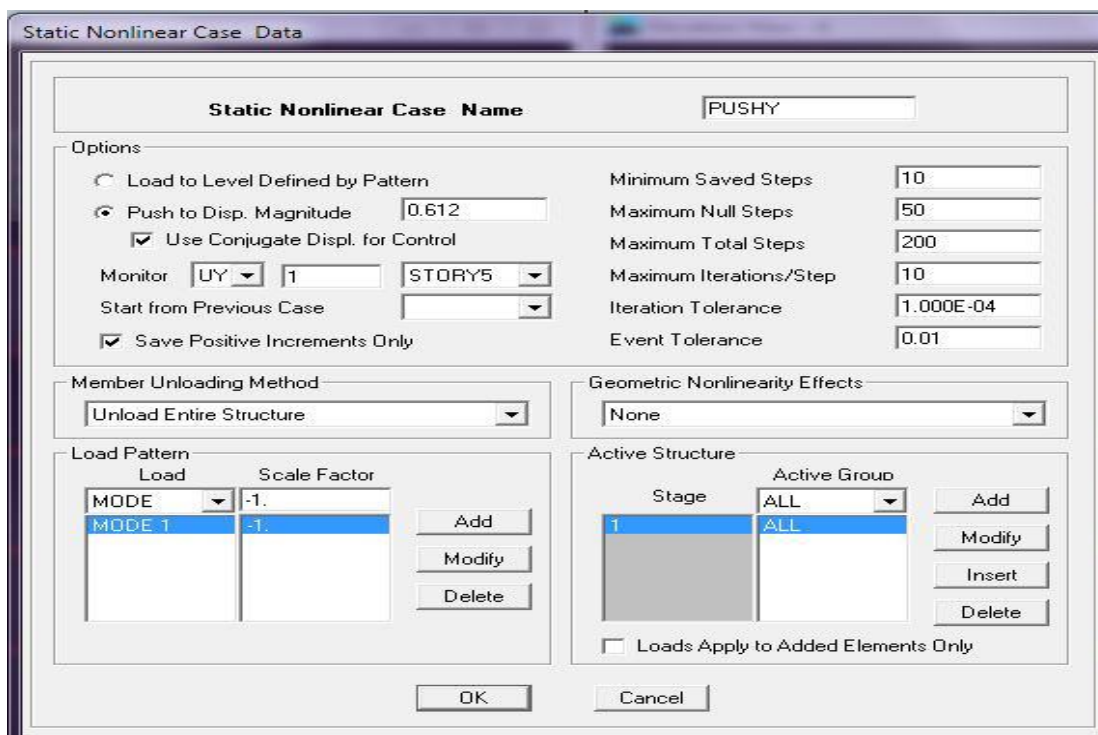


Figure (III.10) : Définition de l'analyse sous charges horizontales selon Y-Y

En cochant la case «push to displacement magnitude», l'analyse est effectuée en mode «Déplacement contrôlé».

- Quant au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue «load pattern» en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique.

### III.5 : Analyse statique non linéaire

Après avoir réalisé les étapes de modélisation non linéaire citée ci-dessus, on lance l'analyse statique non linéaire :

Analyze → Run Static Nonlinear Analysis

#### III.5.1 : Visualisation de la courbe de capacité

Quand l'analyse non linéaire sera terminée on pourra visualiser la courbe de capacité de notre structure suivant les deux (02) sens (x-x et y-y) de la manière suivante :

Display → Show Static Pushover curve.

Dans la fenêtre qui apparait (Figure III.10), on choisit le type de chargement push over définit précédemment dans la case «static Non linear Case»

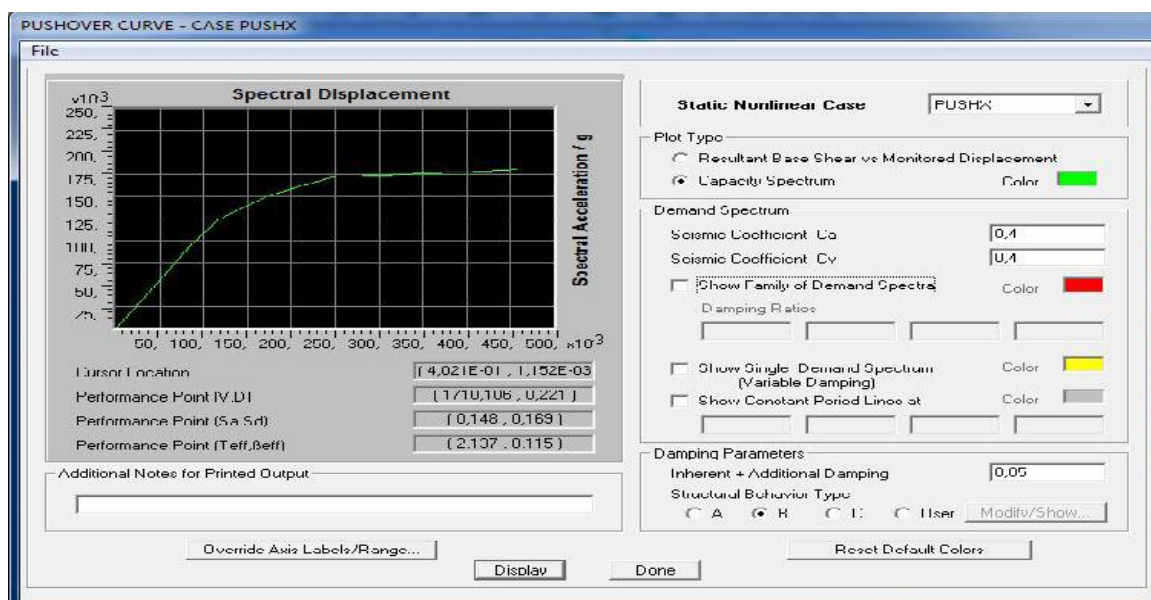


Figure (III.11) : La courbe de capacité

Et pour visualiser la courbe de capacité sous forme de tableau il suffit de cliqué sur :

*File* → *Display Tables*

Step	Teff	Beff	Sd (C)	Sa (C)	Sd (D)
0	1,816	0,050	0,000	0,000	0,180
1	1,816	0,050	0,047	0,057	0,180
2	1,816	0,050	0,084	0,103	0,180
3	1,860	0,065	0,117	0,136	0,173
4	2,055	0,121	0,175	0,167	0,159
5	2,275	0,166	0,241	0,188	0,159
6	2,321	0,174	0,256	0,191	0,159
7	2,340	0,178	0,261	0,192	0,159
8	2,528	0,219	0,306	0,193	0,159
9	2,696	0,238	0,351	0,195	0,164
10	2,849	0,250	0,397	0,197	0,170
11	2,990	0,258	0,442	0,199	0,176
12	3,035	0,260	0,458	0,200	0,178

**Figure (III.12) :** Courbe de capacité sous la forme  $Sa=f(Sd)$

Après avoir extraire la courbe de capacité suivant les deux sens, on passe à la détermination du point de performance pour chaque structure suivant les deux (02) sens (x-x et y-y), en utilisant **la procédure B**, définie dans le règlement . [ATC 40]

### III.5.2 Visualisation de mécanisme de ruine (formation des rotules plastiques)

Pour cette étape on clique sur :

*Display* → *Show Deformed Shape* → *PUSHX Static Nonlinear* (pour le sens X-X)

Ou → *PUSHY Static Nonlinear* (pour le sens Y-Y)

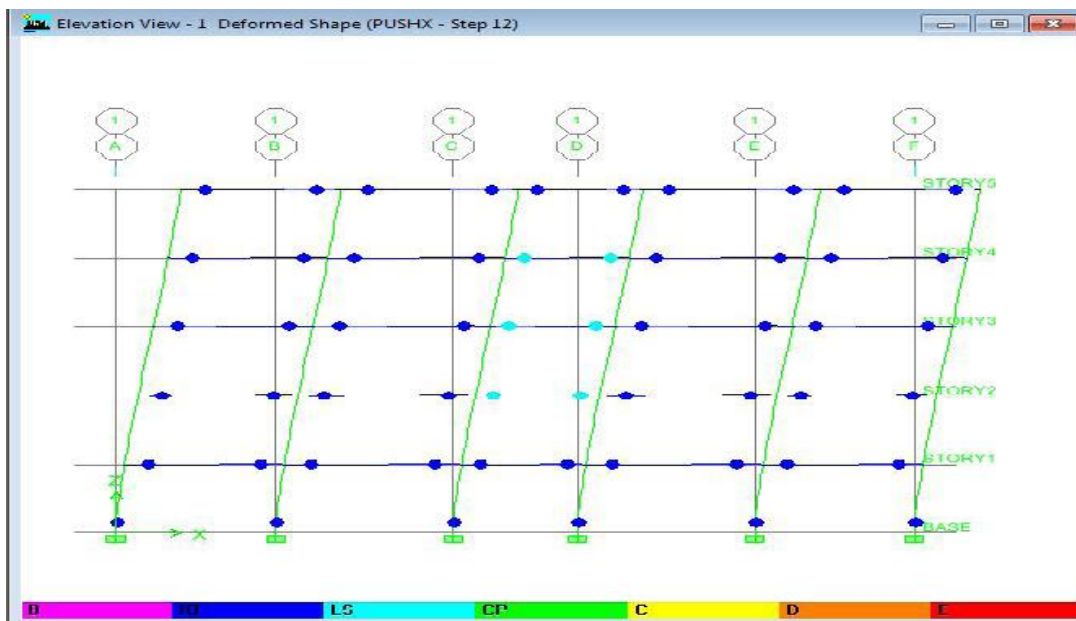


Figure (III.13) : Formation des rotules plastiques

❖ *localisation des rotules plastique sur la courbe du comportement*

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 (FigureIII.13)

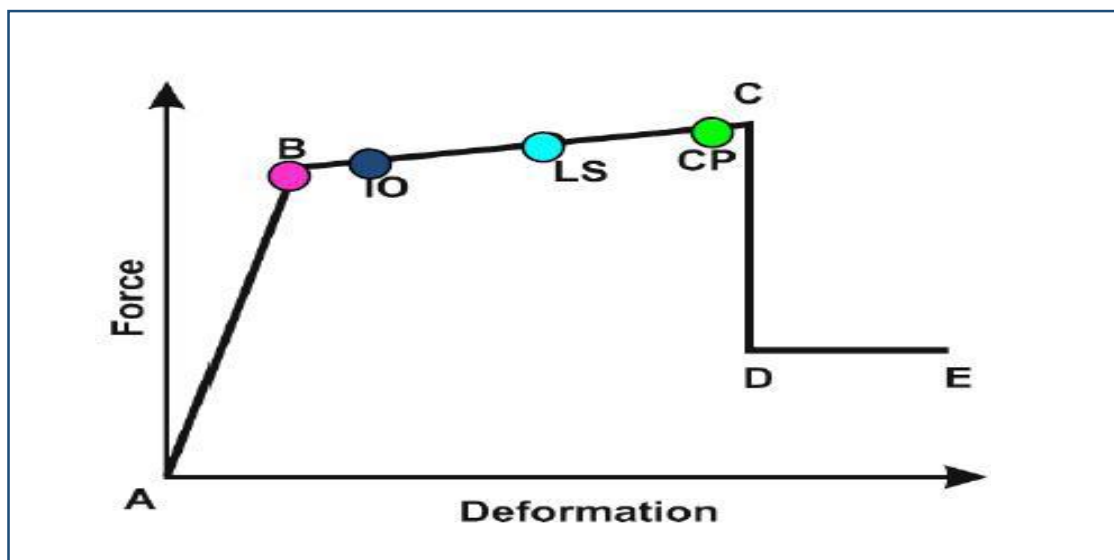


Figure (III.14) : La courbe de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance)  
Segment C-D

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires, la déformation ultime jusqu'à atteindre (le Point E) correspondant à la ruine de la section.

- Au niveau **IO** (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
  
- Au niveau **LS** (Life Safety), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
  
- Au niveau **CP** (Collapse Prévention), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

***CHAPITRE : IV***

---

***RESULTATS DE L'ANALYSE NON  
LINEAIRE  
« PUSH OVER »***

**IV.1 : Introduction**

Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats de l'analyse non linéaire (push over) de notre structure dont les caractéristiques géométriques sont définies précédemment dans le chapitre III

Dans un premier temps on effectue une analyse de type «push over» sur la structure en portique auto-stable ensuite sur la structure renforcée avec palées triangulées centrées après sur une autre structure renforcée avec palées triangulées excentrées

**IV.2 : Présentation des structures à étudier (dispositions des palées)**

**Structure 1 : portique auto-stable**

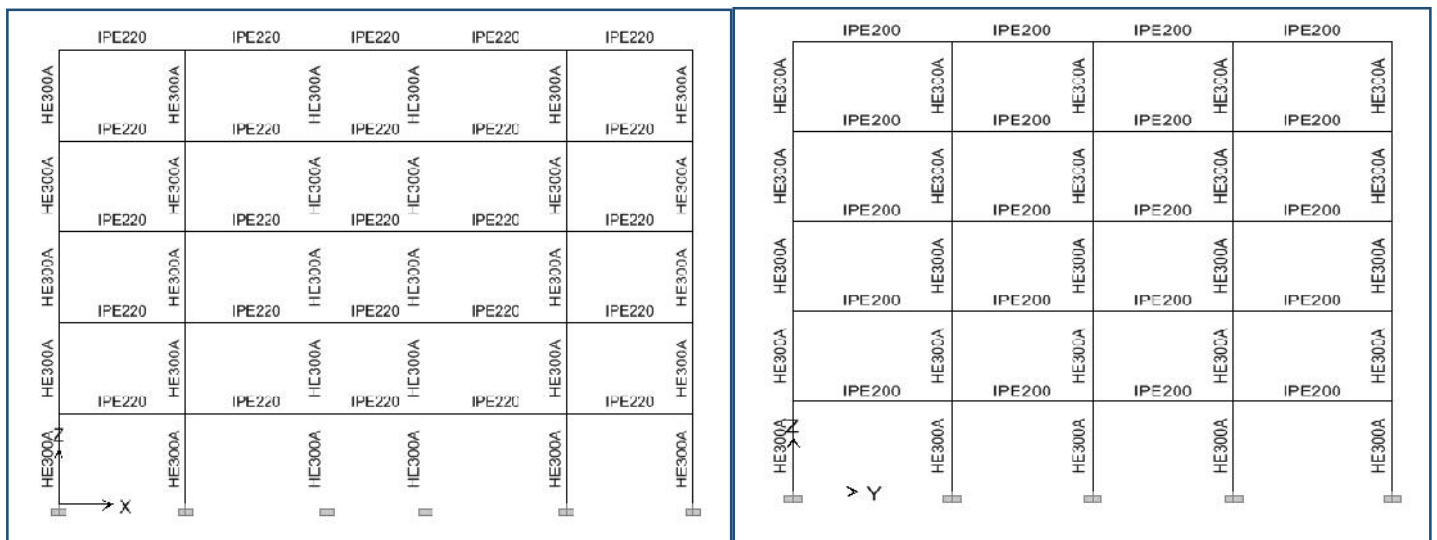


Figure (IV.1) : Vue en élévation de la structure en portique (Dans les deux sens)

**Structure2 : avec triangulation a barre centrée**

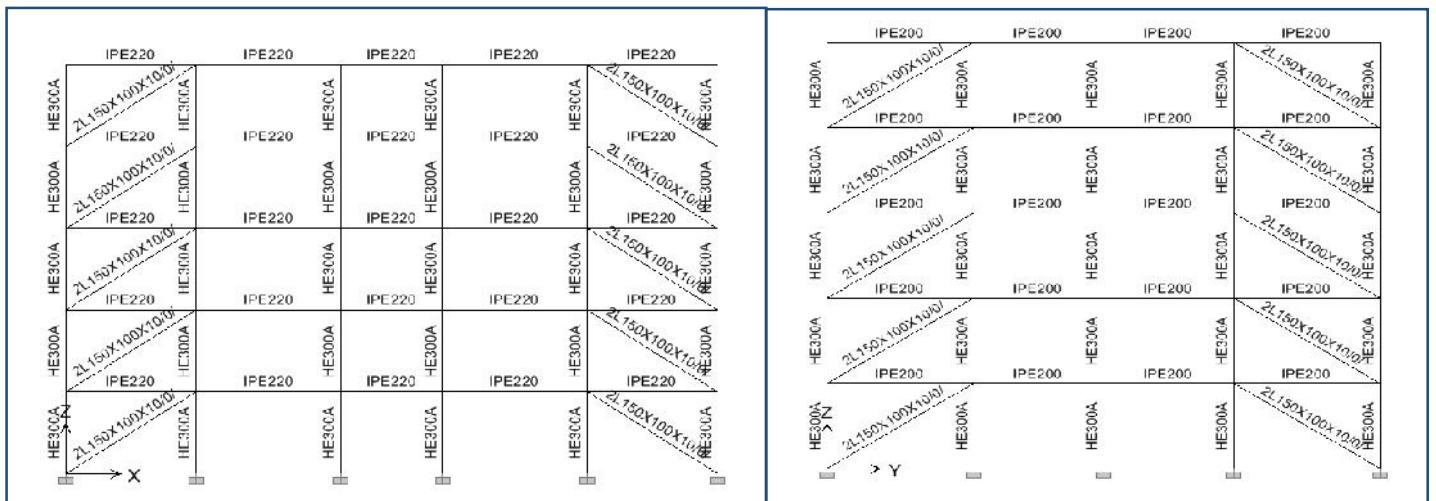


Figure (IV.2) : Vue en élévation de la structure avec triangulation a barre centrée

Structure 3 : avec triangulation a barre excentrée

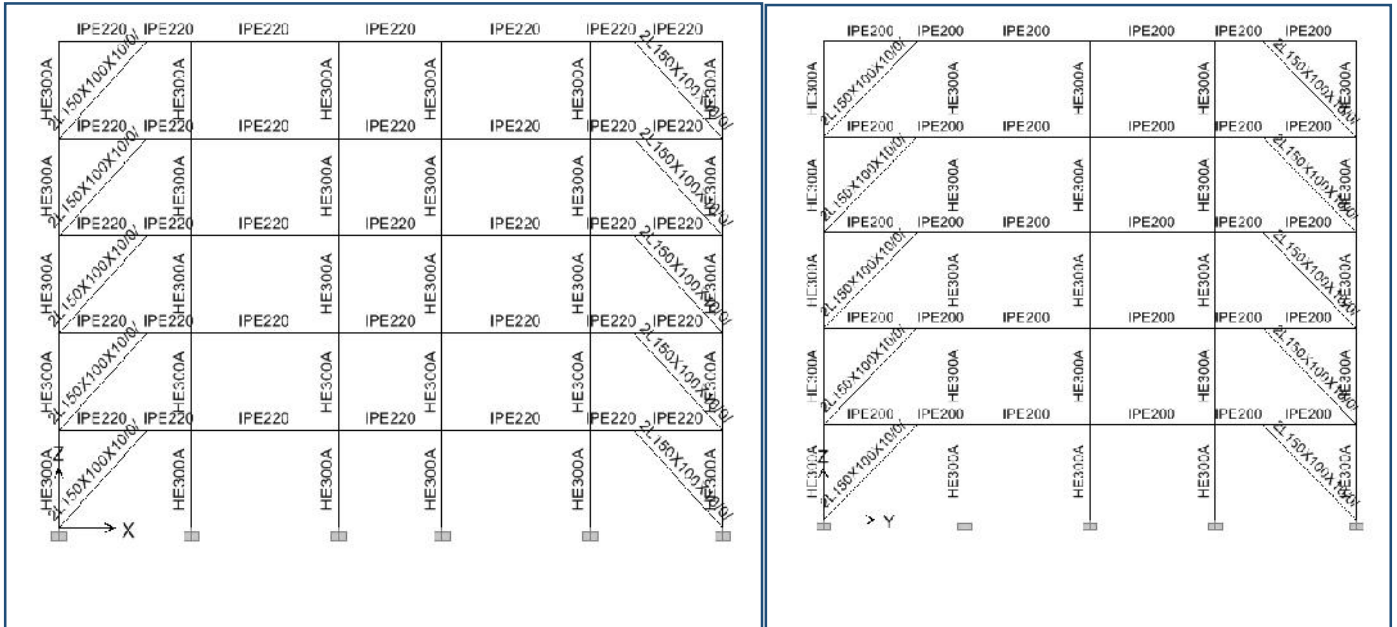


Figure (IV.3) : Vue en élévation de la structure avec triangulation a barre excentrée

N.B : Les résultats de l'analyse linéaire et les vérifications des structures par rapport à la réglementation (RPA) sont présenté dans l'annexe C

IV.3 : Structure en portique auto stables

IV.3.1 : Courbe de capacité du système équivalent ( $S_a-S_d$ )

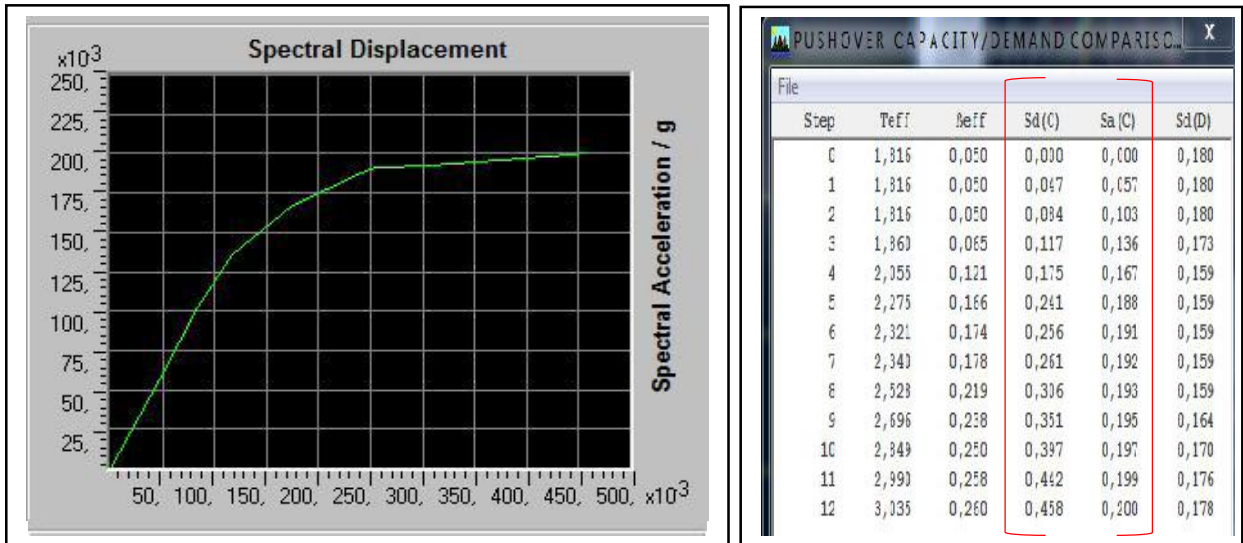


Figure (IV.4) : Courbe de capacité selon le sens X-X

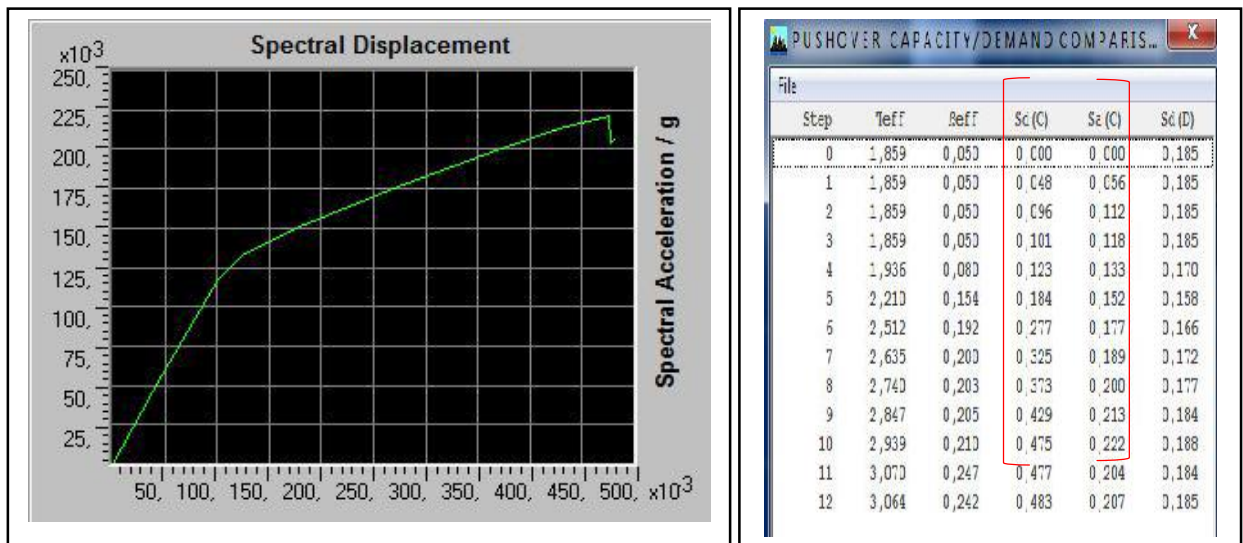


Figure (IV.5) : Courbe de capacité selon le sens Y-Y

IV.3. 2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire des courbes de capacité suivant les deux sens est donnée dans les figures suivantes :

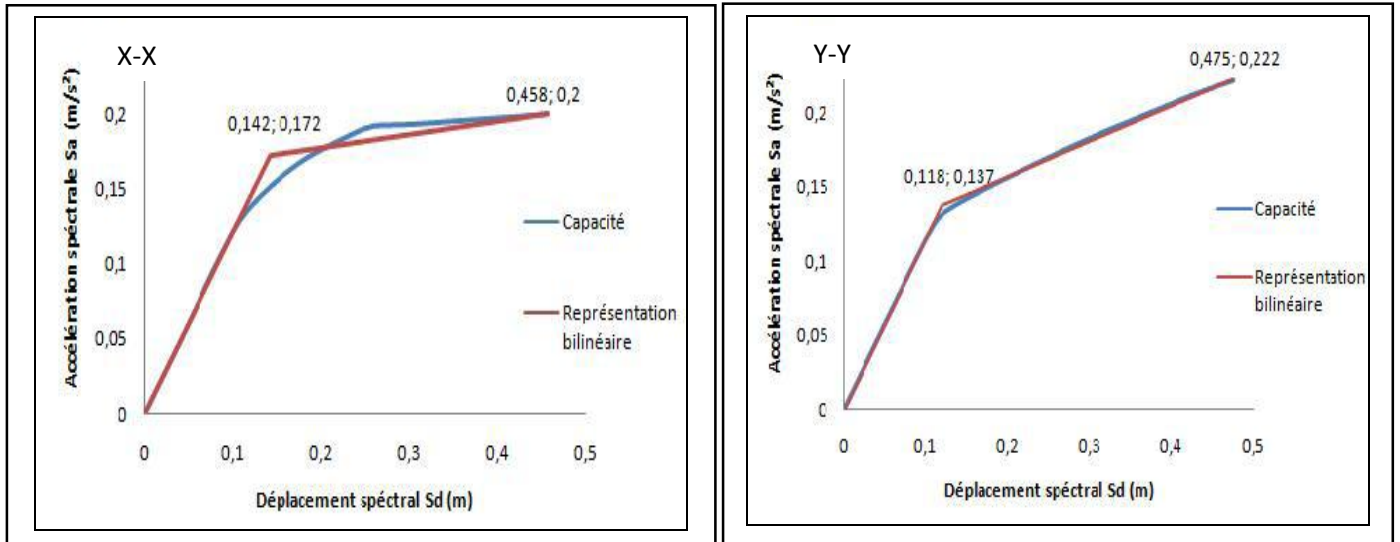


Figure (IV.6) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.

Les limites élastiques et ultimes sont données par le tableau suivant

Tableau (IV.1) : Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.

Direction	Limites élastiques		Limites ultimes	
	$S_{dy} (m)$	$S_{ay} (m/s^2)$	$S_{du} (m)$	$S_{au} (m/s^2)$
X-X	0,142	0,172	0,458	0,2
Y-Y	0,118	0,137	0,475	0,222

IV.3.3 : Evaluation du point de performance

Pour déterminer le point de performance, en utilisant la procédure B (ou la procédure non itérative), donnée par le code ATC 40, qui est basé sur la superposition des deux courbes (de la capacité et de la demande sismique).

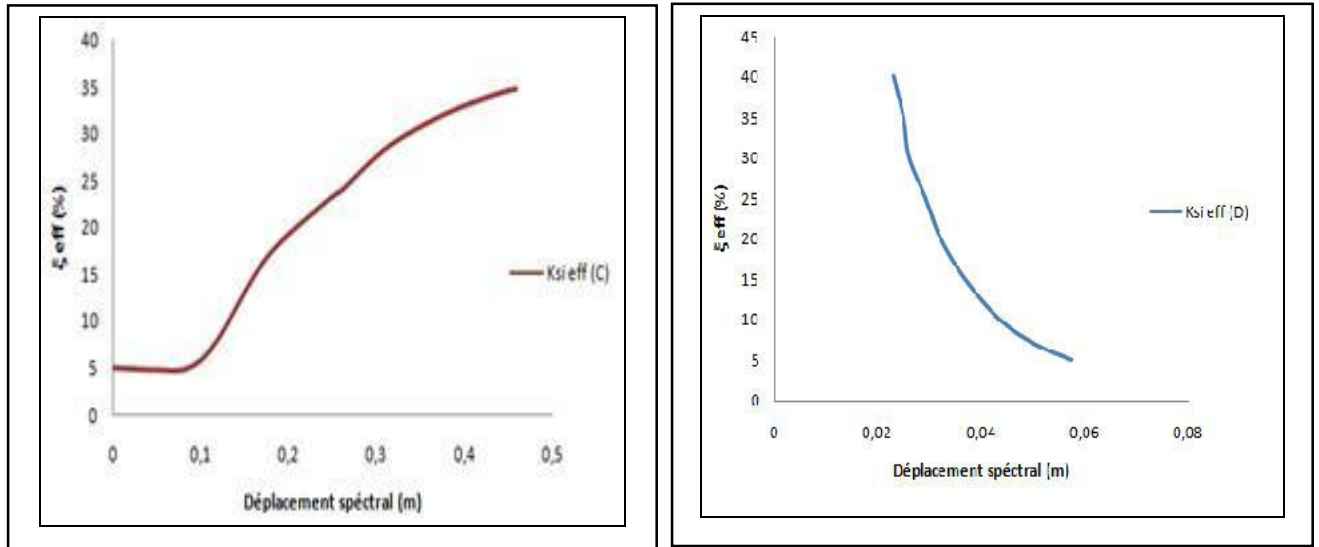


Figure (IV.7) : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens X-X

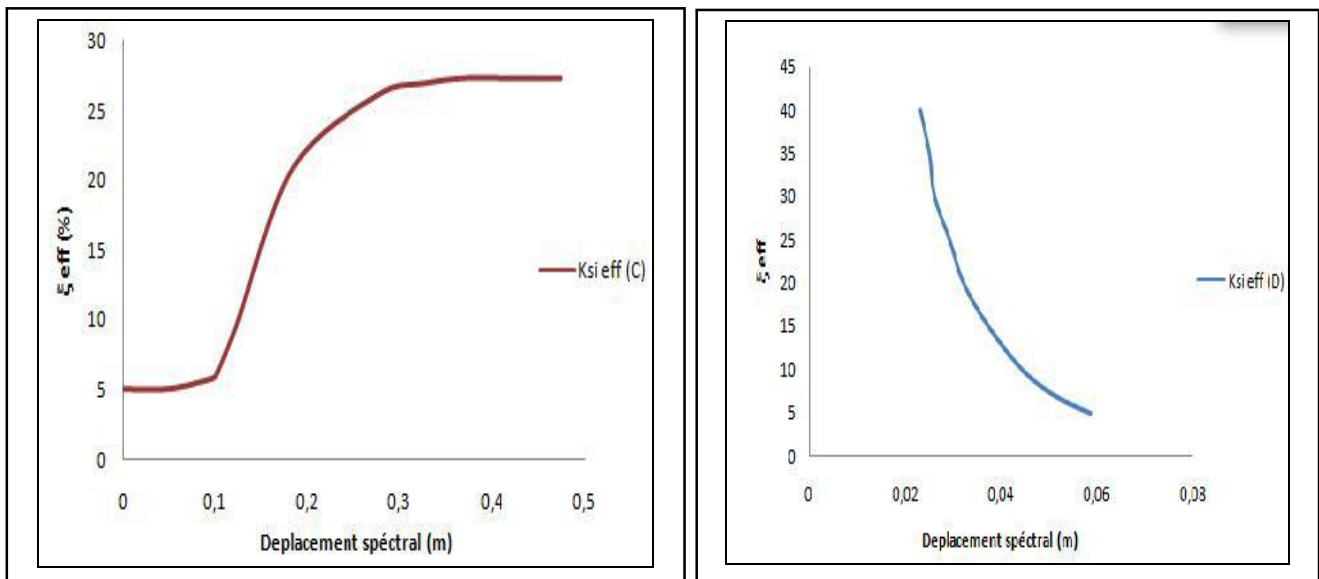


Figure (IV.8) : Les courbes de l'amortissement effectif (capacité et demande) selon le sens Y-Y

Le point de performance est obtenu à partir de l'intersection des deux courbes : (Amortissement effectif ; capacité) et (Amortissement effectif ; la demande sismique)

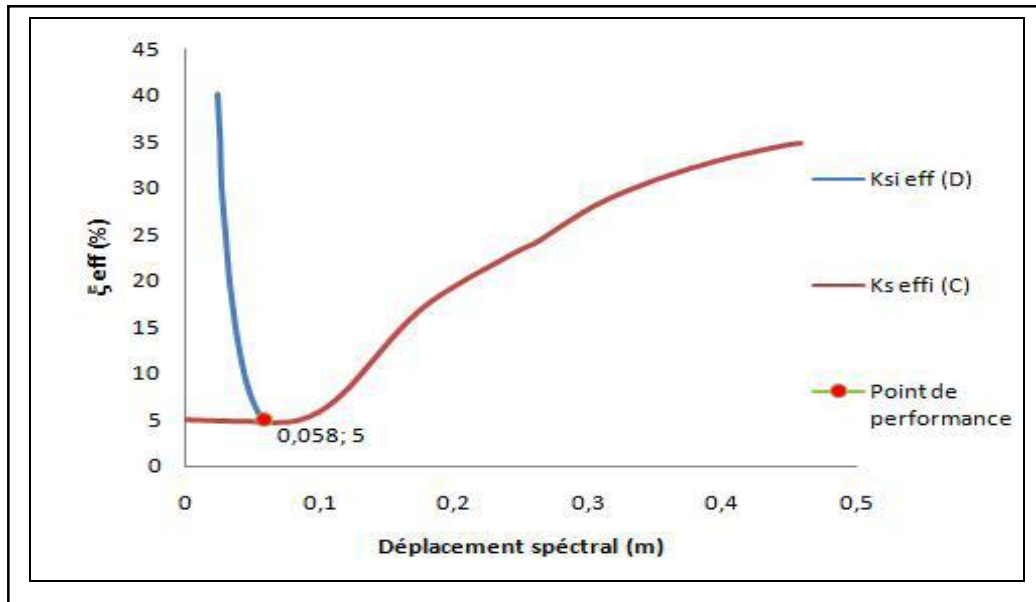


Figure (IV.9) : Point de performance selon le sens X-X

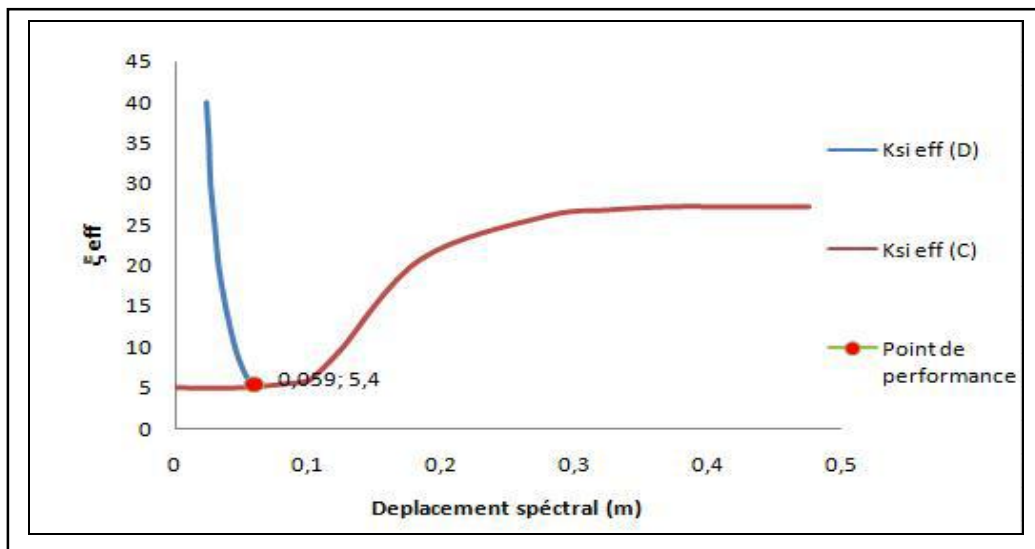


Figure (V.10) : Point de performance selon le sens Y-Y

Tableau (IV.2) : Valeur du point de performance

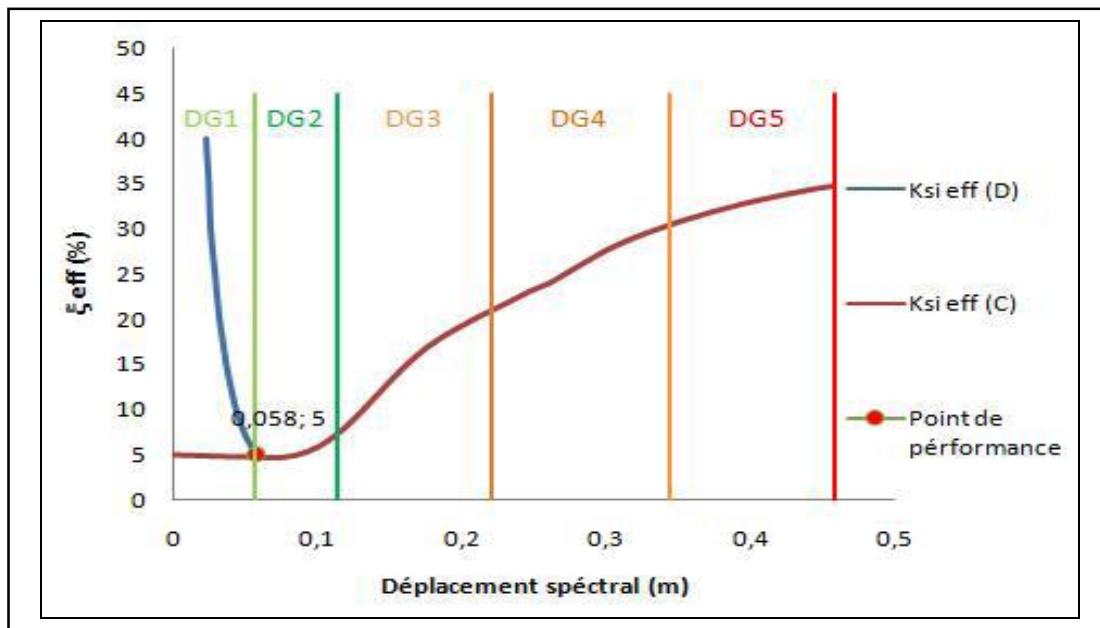
Selon X-X		Selon Y-Y	
Sdp (m)	$\xi_{eff}$ (%)	Sdp (m)	$\xi_{eff}$ (%)
0.058	5.0	0.059	5.4

**IV.3.4. Domaines de dommage**

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98.

**Tableau (IV.3) : Les domaines de dommages**

Domaines de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de $S_d(m)$	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0,0568	0,0472
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0,1136	0,0944
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25 (S_{du}-S_{dy})$	0,221	0,2072
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0,3435	0,3562
DG5	$S_d=S_{du}$	0,458	0,475



**Figure (IV.11) : Domaines des dommages selon X-X**

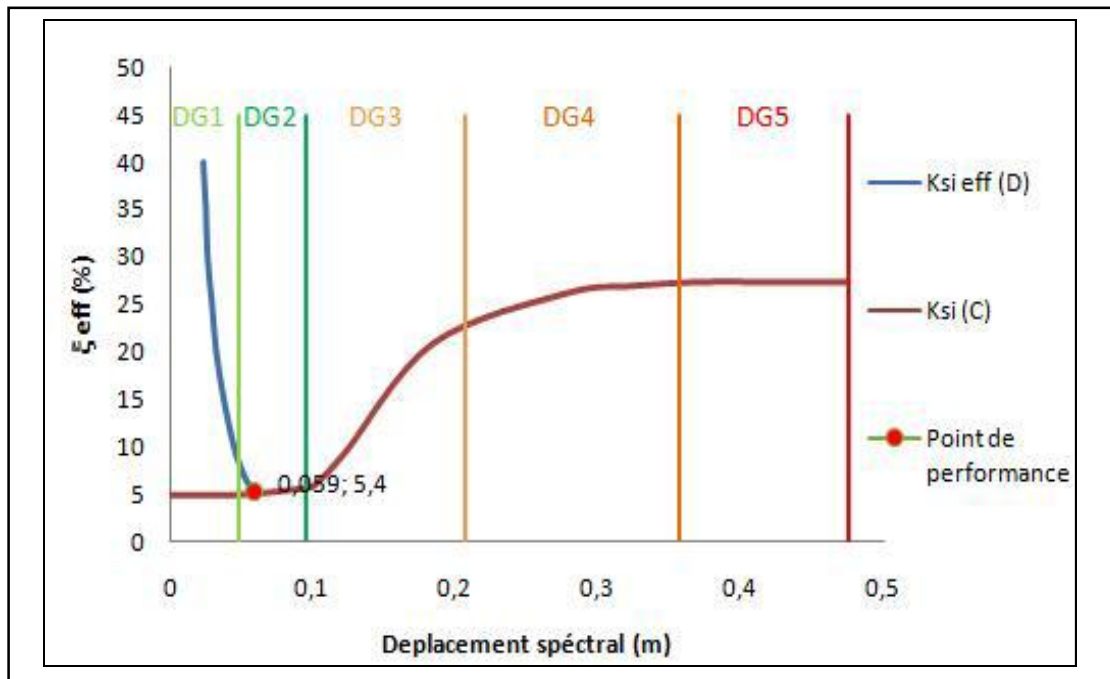


Figure (IV.12) : Domaines des dommages selon Y-Y

#### IV.3.5 : Les dégâts probables

##### ❖ Pour les deux directions

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 2, donc on peut constater les dommages suivants :

- Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs.
- Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ;
- Chute des revêtements friables et du plâtre.
- Chute des revêtements, de plâtre et du mortier aux jonctions.

IV.3.6 : Les mécanismes de ruine

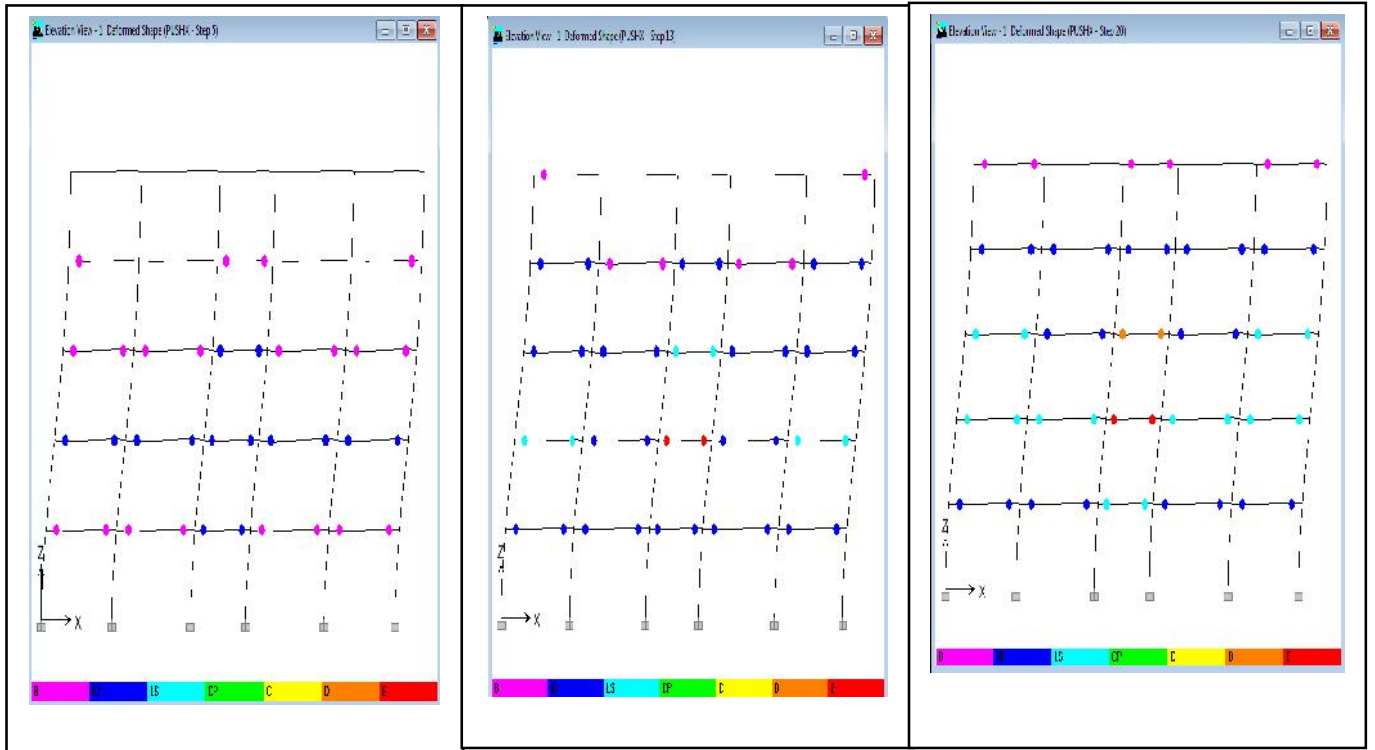


Figure (IV.13) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

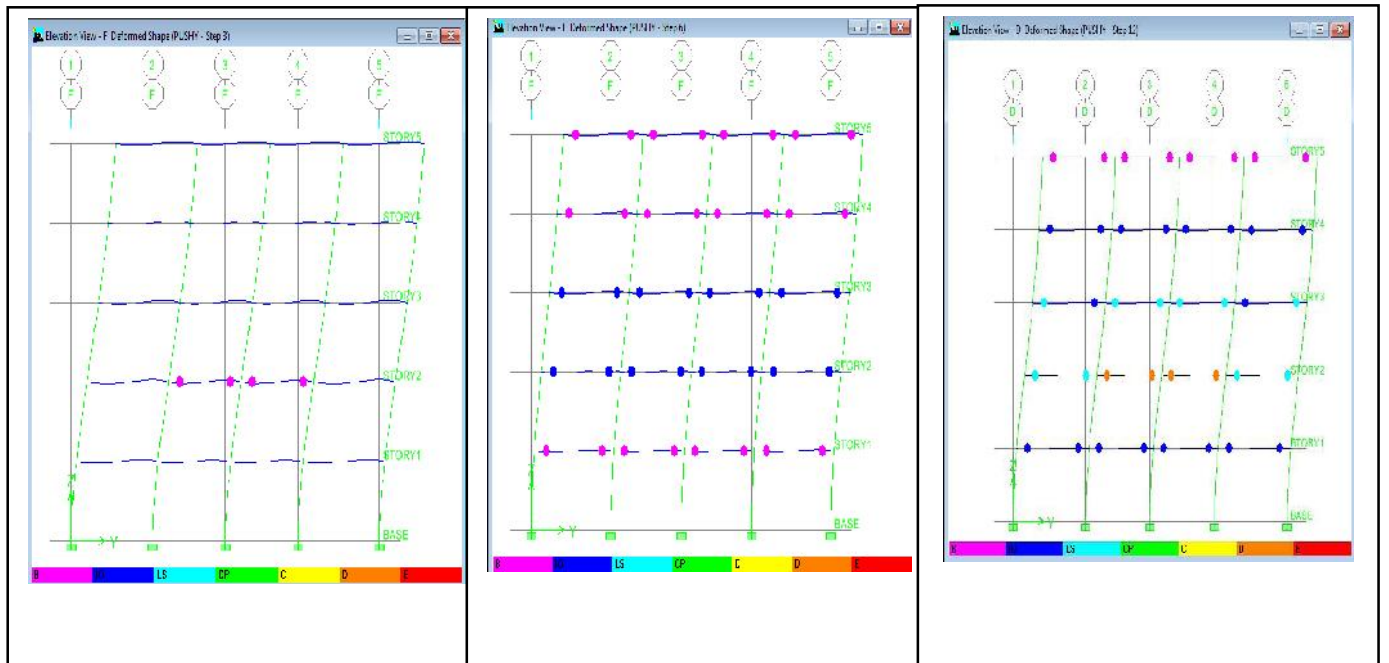


Figure (IV.14) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

❖ *Analyse des résultats*

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de deuxième niveau dans les deux sens, puis elles se développent dans toute la structure pour atteindre un niveau critique (rotules de type D) au niveau des poutres de deuxième étage.

❖ *Commentaire*

Cela signifie que les zones dissipatives soient principalement situées dans les poutres ou dans les assemblages de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique.

**IV.3.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta_{max}$ )**

A partir de logiciel **Etabs** on peut extraire les déplacements inter-étages de la structure, la plus grande valeur sera considérée comme étant le déplacement inter-étage maximal.

**Tableau (IV.4) : Déplacements inter-étages**

<i>Sens x-x</i>		<i>Sens y-y</i>	
<i>Niveau</i>	$\Delta x$ (cm)	<i>Niveau</i>	$\Delta y$ (cm)
01	0,93	01	1,27
02	1,82	02	<b>2,06</b>
03	<b>1,93</b>	03	1,9
04	1,67	04	1,47
05	1,31	05	0,93

Le déplacement inter-étages maximal ( $\Delta_{max}$ ) est égal à :

**Tableau (IV.5) : Déplacements inter-étages maximal**

	<i>Sens x-x</i>	<i>Sens y-y</i>
$\Delta_{max}$ (cm)	<b>1.93</b>	<b>2.06</b>

**IV.3.9 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)**

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique.

La demande en ductilité peut être estimée par le rapport suivant :

$$\mu_D = (S_{dp}) / (S_{dy}) \tag{IV-1}$$

Avec :

$S_{dy}$  : le déplacement qui correspond à l'état élastique de la structure.

$S_{dp}$  : est le déplacement de la structure au point de performance.

**Tableau (IV.6) : Demande en ductilité suivant les deux sens**

<i>Sens</i>	<i>S<sub>dy</sub> (cm)</i>	<i>S<sub>dp</sub> (cm)</i>	<i><math>\mu_D</math> (S<sub>dp</sub> / S<sub>dy</sub>)</i>
<i>X-X</i>	<i>14,2</i>	<i>5,8</i>	<i>0,41</i>
<i>Y-Y</i>	<i>11,8</i>	<i>5,9</i>	<i>0,5</i>

- A mesure que le facteur ( $\mu_D$ ) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

**IV.3.9 : Raideur initial de la structure ( $K_i$ )**

La raideur initiale de la structure est obtenue par le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement à la limite élastique ( $V_y/D_y$ )

Pour la transformation de la courbe de la capacité du format ( $S_a-S_d$ ) en format ( $V_p-D_p$ ) on doit multiplier l'accélération spectrale et le déplacement spectral respectivement par : ( $M/\alpha 1$ ) et ( $Pf1*\emptyset$ ) comme suit :

- Effort tranchant à la limite élastique :

$$V_y = S_{ay} * M * \alpha \tag{IV-2}$$

Avec :

$S_{ay}$  : Accélération spectrale à la limite élastique.

$M$  : La masse de la structure.

$\alpha$  : Pourcentage de masse sismique mobilisée.

➤ Le déplacement à la limite élastique :

$$Dy = Sdy * Pfl * \emptyset_1 \tag{IV-3}$$

Avec :

Sdy : Déplacement spectrale à la limite élastique.

Pfl : Facteur de participation modale.

$\emptyset_1$  : Amplitude du mode de vibration au sommet

**Tableau (IV.7) : Les valeurs de Vy, Dy et Ki**

	Vy (KN)	Dy (m)	Ki (KN/m)
Sens X-X	1272,37	0,187	6804,22
Sens Y-Y	1075,63	0,146	7382,33

**IV.3.10. Raideur de la structure au point de performance (Kp)**

La raideur au point de performance est le rapport entre l'effort tranchant et le déplacement en ce point (Vp/Dp)

Avec :

➤ Effort tranchant au point de performance :

$$Vp = Sap * M * \alpha \tag{IV-4}$$

Sap : accélération spectrale au point de performance.

➤ Le déplacement au point de performance :

$$Dp = Sdp * Pfl * \emptyset_1 \tag{IV-5}$$

Sdp : déplacement spectrale au point de performance.

**Tableau (IV.8) : Les valeurs de  $V_p$ ,  $D_p$  et  $K_p$** 

	$V_p$ (KN)	$D_p$ (m)	$K_p$ (KN/m)
Sens X-X	517,85	0,077	6725,32
Sens Y-Y	537,83	0,075	7171,07

**IV.1.12 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).**

L'indicateur de dégradation global ( $I_d$ ) est un paramètre qui nous renseigne sur la chute de la résistance de la structure après la sollicitation sismique.

Ce paramètre est défini par la relation :

$$I_d = 1 - K_p / K_e. \quad (IV-6)$$

→ Pour le sens X-X :  $I_d = 1,16\%$

→ Pour le sens Y-Y :  $I_d = 2,86\%$

IV.4 : Structure renforcée avec triangulation a barres centrée

IV.4.1 : Courbe de capacité du système équivalent (Sa-Sd)

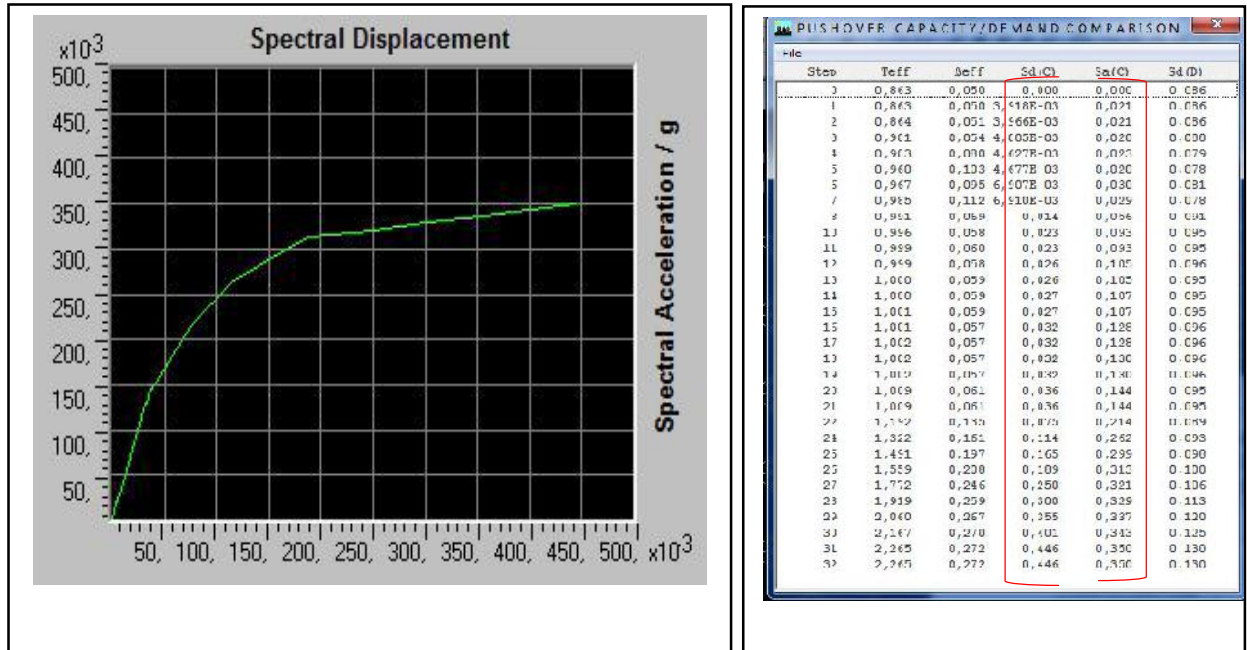


Figure (IV.15) : Courbe de capacité selon le sens X-X

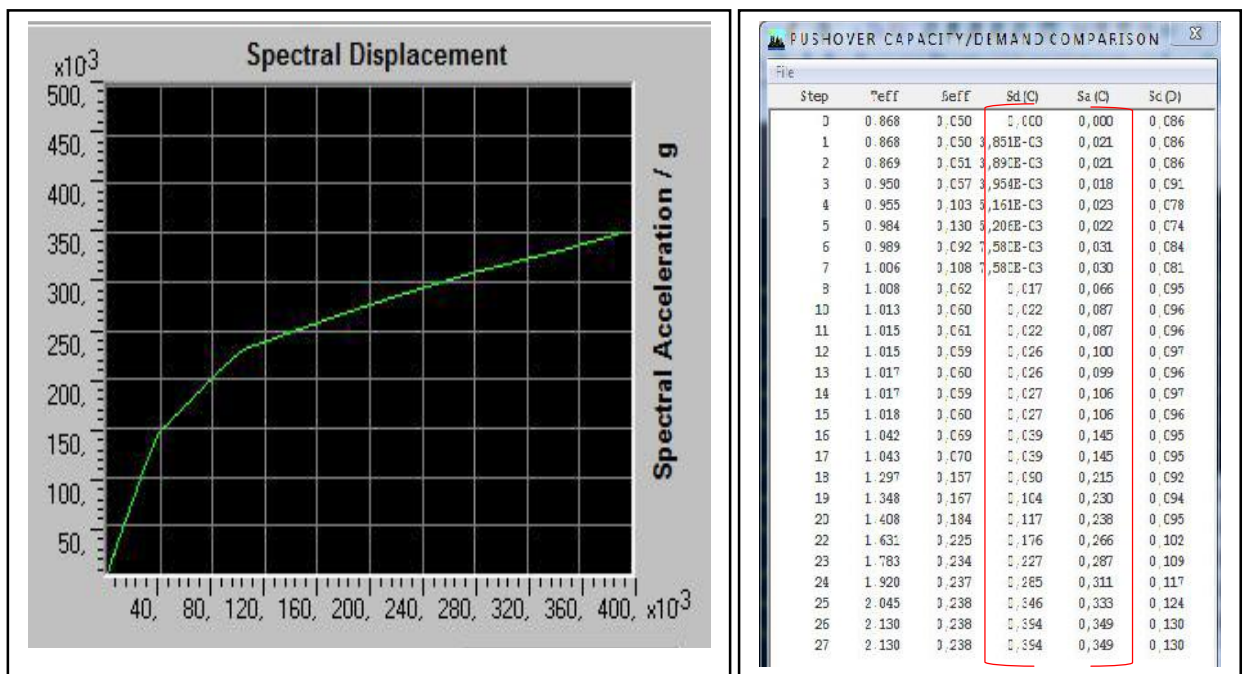


Figure (IV.16) : Courbe de capacité selon le sens Y-Y

IV.4.2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire des courbes de capacité suivant les deux sens est donnée dans les figures suivant :

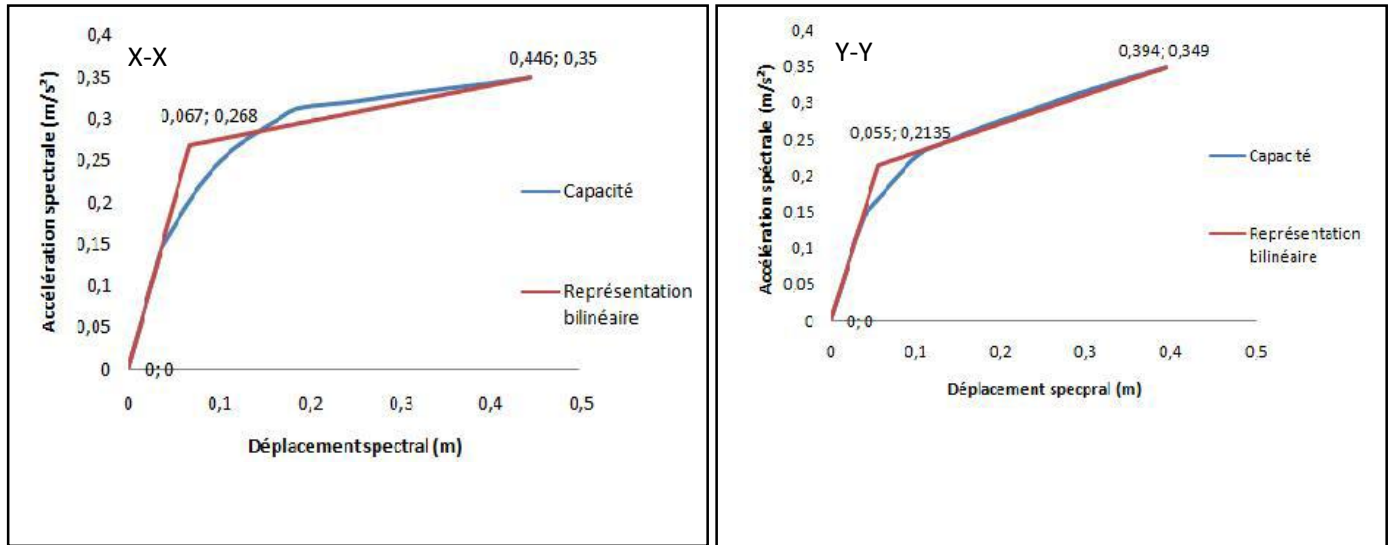


Figure (IV.17) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.

Les limites élastiques et ultimes sont données par le suivant :

Tableau (IV.9) : Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.

Direction	Limites élastiques		Limites ultimes	
	$S_{dy}$ (m)	$S_{ay}$ (m/s <sup>2</sup> )	$S_{du}$ (m)	$S_{au}$ (m/s <sup>2</sup> )
X-X	0,067	0,268	0,446	0,35
Y-Y	0,055	0,213	0,394	0,349

IV.4.3 : Evaluation de point de performance

Pour déterminer le point de performance, en utilisant la procédure B (ou la procédure non itérative), donnée par le code ATC 40

Le point de performance est obtenu à partir de l'intersection des deux courbes : (Amortissement effectif ; capacité) et (Amortissement effectif ; la demande sismique)

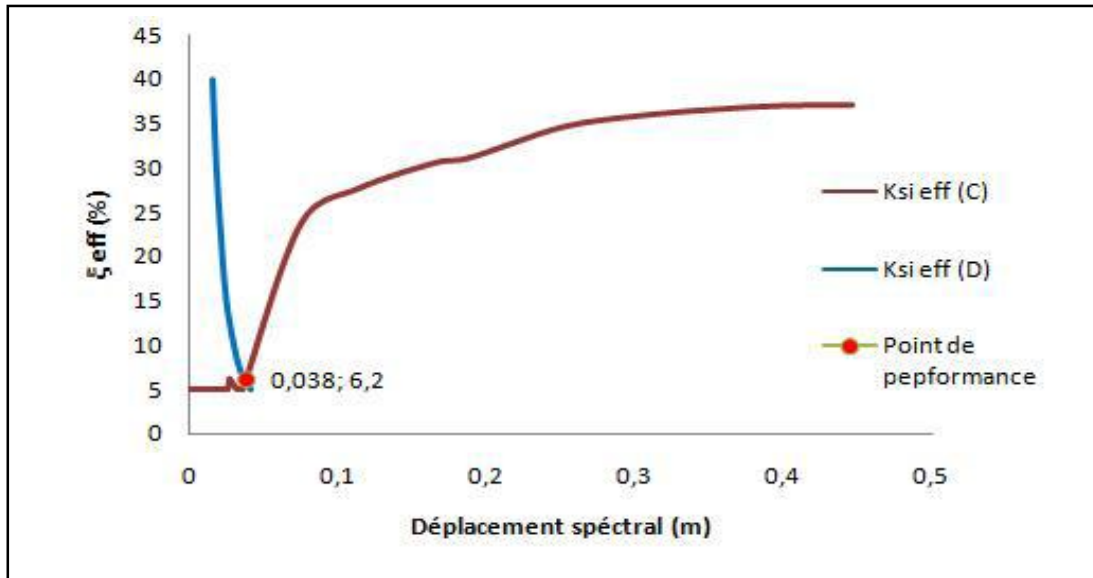


Figure (IV.18) : Point de performance selon le sens X-X

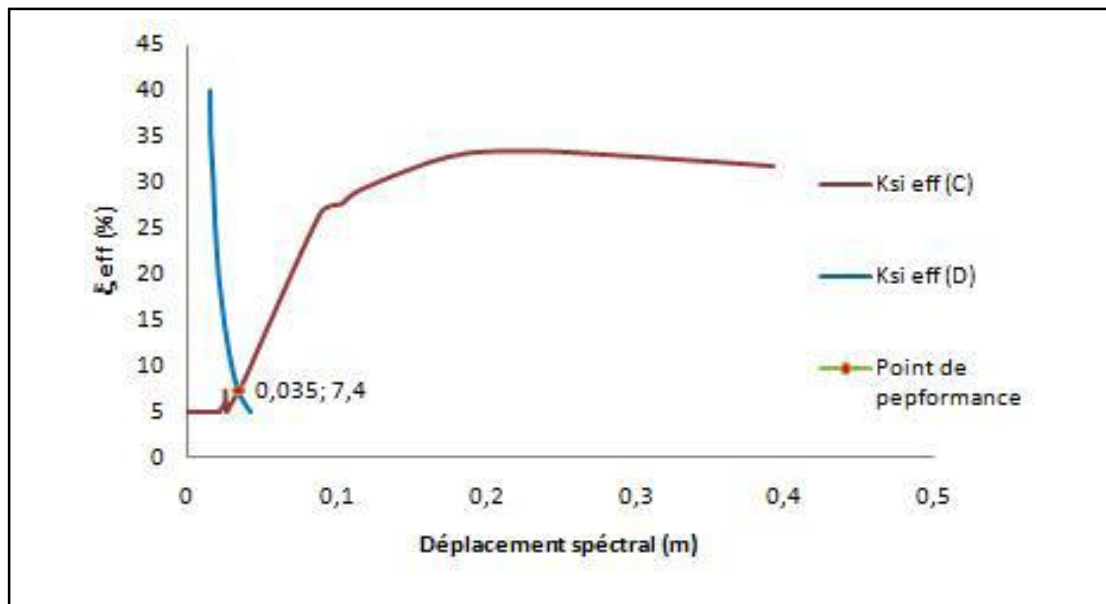


Figure (IV.19) : Point de performance selon le sens Y-Y

Tableau (IV.10) : Valeur du point de performance

Selon X-X		Selon Y-Y	
Sdp (m)	ξ <sub>eff</sub> (%)	Sdp (m)	ξ <sub>eff</sub> (%)
0.038	6.2	0.035	7.4

IV.4.4 : Domaines de dommage

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98.

Tableau (IV.11) : Les domaines de dommages

Domaines de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de $S_d(m)$	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0,027	0,022
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0,054	0,044
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25 (S_{du}-S_{dy})$	0,162	0,14
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0,334	0,295
DG5	$S_d=S_{du}$	0,446	0,394

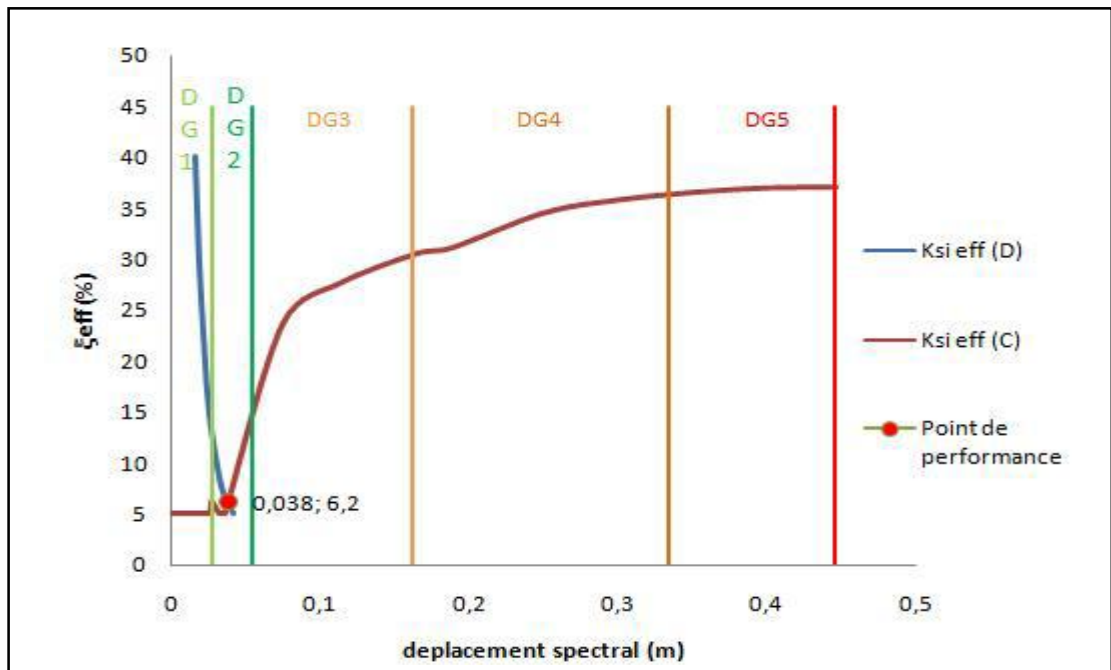


Figure (IV.20) : Domaines des dommages selon X-X

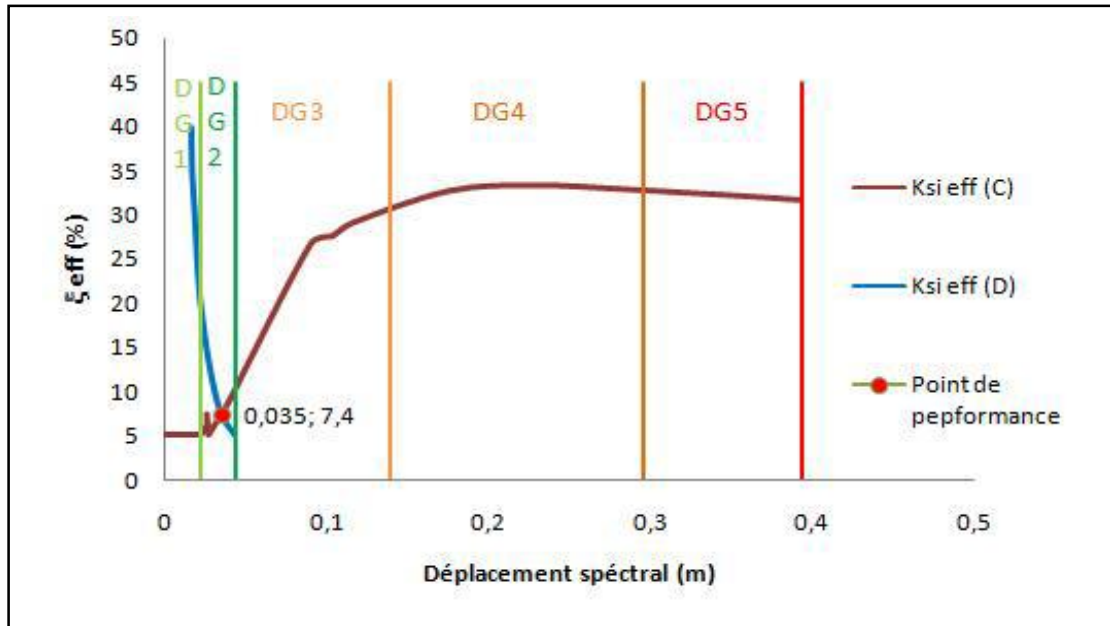


Figure (IV.21) : Domaines des dommages selon Y-Y

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X et Y-Y) est de niveau 2

#### IV.4.5 : Les dégâts probables

*Dégâts sensibles à importants (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)*

- Plastification des barres de contreventement (diagonales tendues)
- La rupture ou le flambement des diagonales comprimées de quelques travées sans provoquer la ruine.
- Des légers dégâts sur les éléments structuraux (fissures dans les poteaux et les poutres et dans les nœuds et des murs avec des ouvertures.
- Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.

IV.4.6 : Les mécanismes de ruine

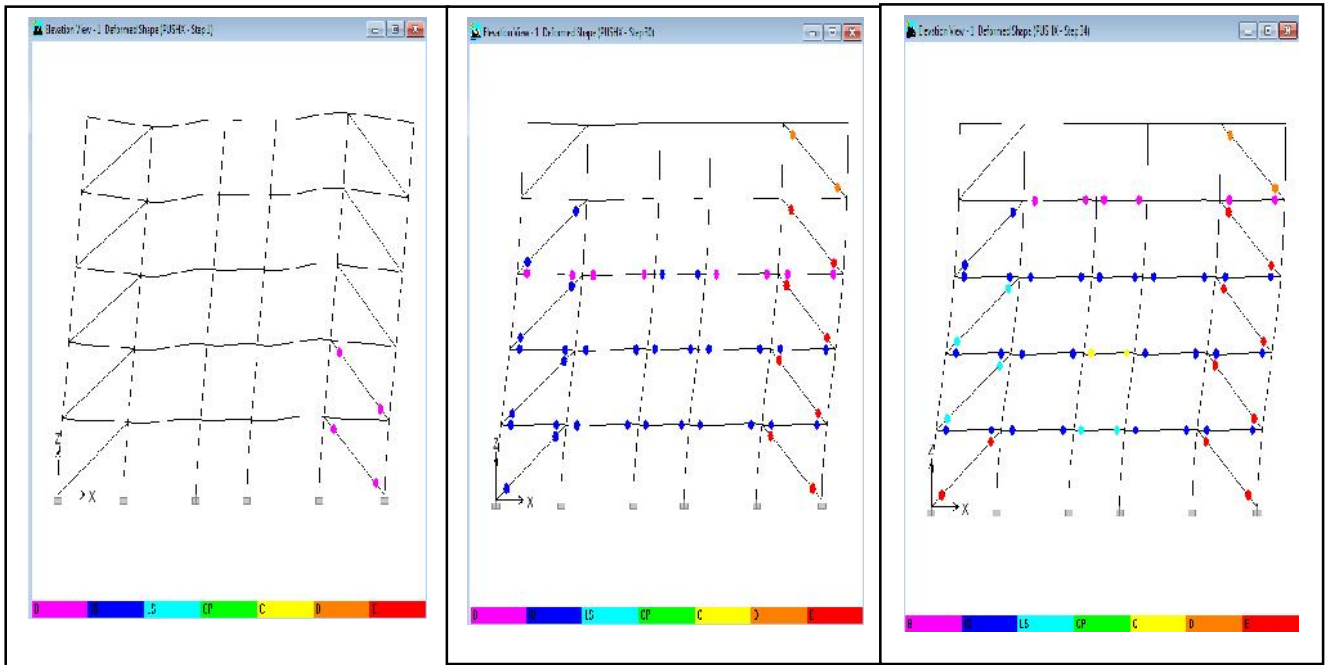


Figure (IV.22) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

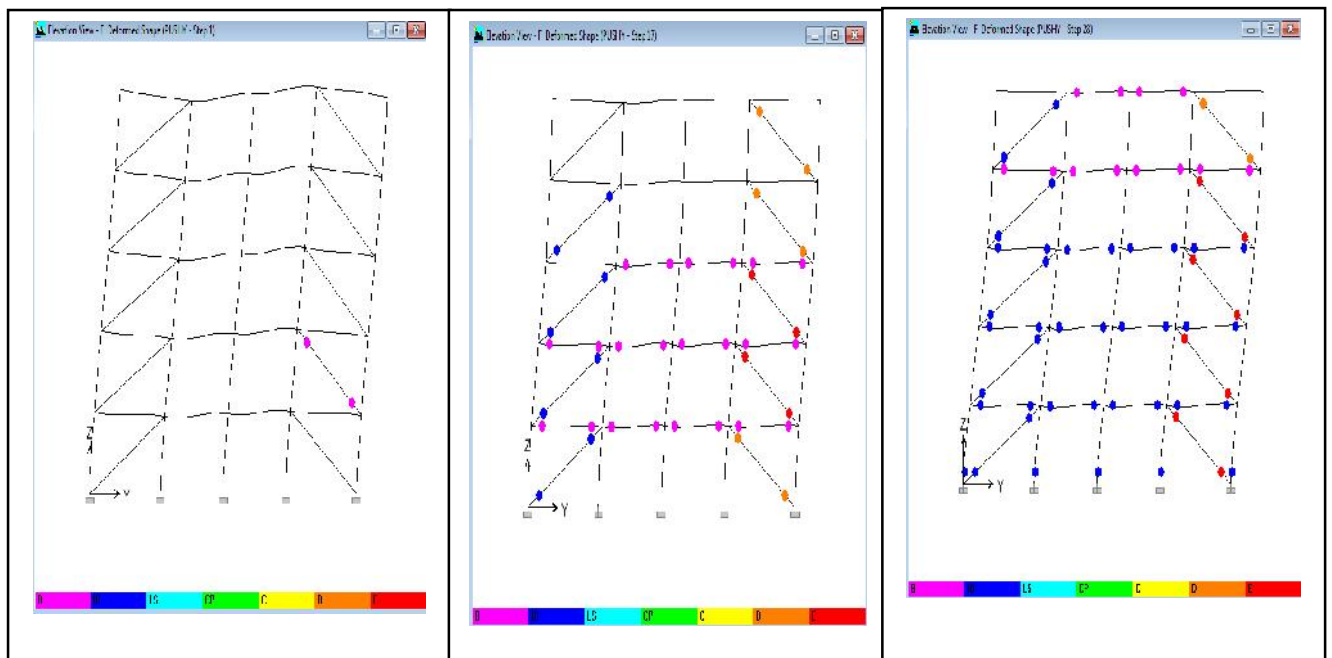


Figure (IV.23) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

❖ **Analyse des résultats**

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté :

- L'apparition des rotules plastiques commence au niveau des palées de premier et deuxième niveau pour les deux sens jusqu'à atteindre un niveau critique (rotules de types D et E)
- La rupture ou le flambement des diagonales comprimées.
- plastification des diagonales tendues
- puis développement des rotules de types IO dans les poutres.
- Dans les poteaux, on constate une apparition des rotules de types IO en niveau de rez-de-chaussée selon le sens Y-Y.

❖ **Commentaire**

La résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues car, La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction.

**IV.4.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta_{max}$ )**

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau (IV.12) : Déplacements inter-étages**

Selon X-X		Selon Y-Y	
niveau	$\Delta y$ (cm)	niveau	$\Delta y$ (cm)
01	0,57	01	0,65
02	0,92	02	0,91
03	<b>0,99</b>	03	<b>0,98</b>
04	0,98	04	0,95
05	0,86	05	0,82

Le déplacement inter-étages maximal ( $\Delta_{max}$ ) est égal à :

**Tableau (IV.13) : Déplacements inter-étages maximal**

	Sens x-x	Sens y-y
<b><math>\Delta_{max}</math> (cm)</b>	<b>0.99</b>	<b>0.98</b>

**IV.4.8 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)**

Ce critère est exprimé par le rapport entre le déplacement en point de performance ( $S_{dp}$ ) et le déplacement à la limite élastique

**Tableau (IV.14) : Demande en ductilité suivant les deux sens**

Sens	$S_{dy}$ (cm)	$S_{dp}$ (cm)	$\mu_D$ ( $S_{dp}/S_{dy}$ )
X-X	6,7	3,8	0,57
Y-Y	5,5	3,5	0,64

**IV.4. 9. Raideur initial de la structure ( $K_i$ )**

Les valeurs de  $V_y$ ,  $D_y$  et  $K_i$  sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau (IV.15) : Les valeurs de  $V_y$ ,  $D_y$  et  $K_i$**

	$V_y$ (KN)	$D_y$ (m)	$K_i$ (KN/m)
Sens X-X	1981,21	0,089	22260,79
Sens Y-Y	1602,40	0,073	21950,68

**IV.4.10 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ )**

Les valeurs de  $V_p$ ,  $D_p$  et  $K_p$  sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau (IV.16) : Les valeurs de  $V_p$ ,  $D_p$  et  $K_p$**

	$V_p$ (KN)	$D_p$ (m)	$K_p$ (KN/m)
Sens X-X	1086,77	0,050	21520,20
Sens Y-Y	993,04	0,047	21128,11

**IV.4.11 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )**

Ce paramètre est défini par la relation :  $I_d = 1 - K_p / K_e$ .

- Pour le sens X-X :  $I_d = 3,32\%$
- Pour le sens Y-Y :  $I_d = 3,75\%$

IV.5 : Structure renforcée avec triangulation a barre excentrée

IV.5.1 : Courbe de capacité du système équivalent (Sa-Sd)

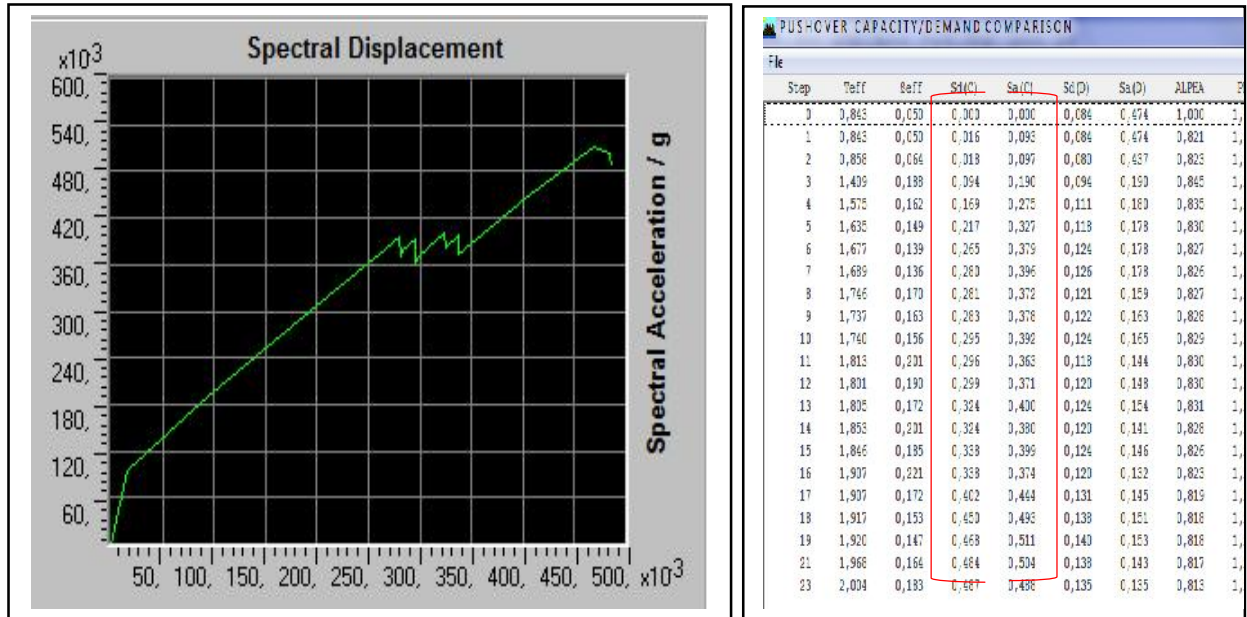


Figure (IV.24) : Courbe de capacité selon le sens X-X

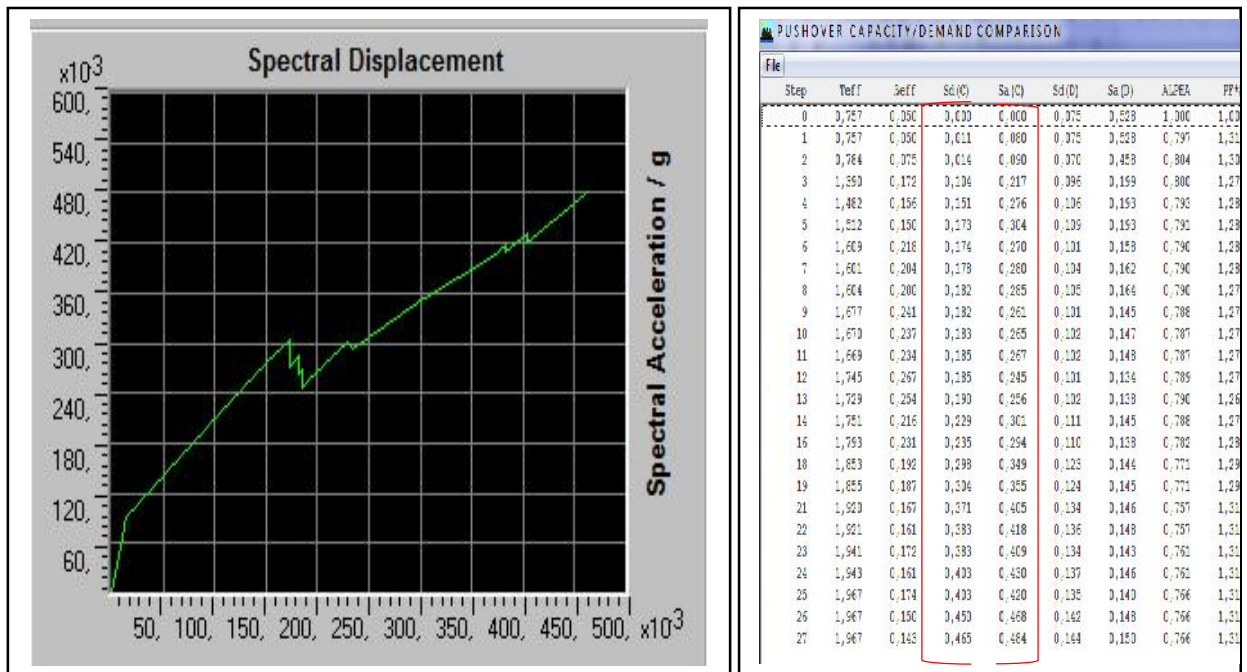


Figure (IV.25) : Courbe de capacité selon le sens Y-Y

IV.5.2 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire des courbes de capacité suivant les deux sens est donnée dans les figures suivant :

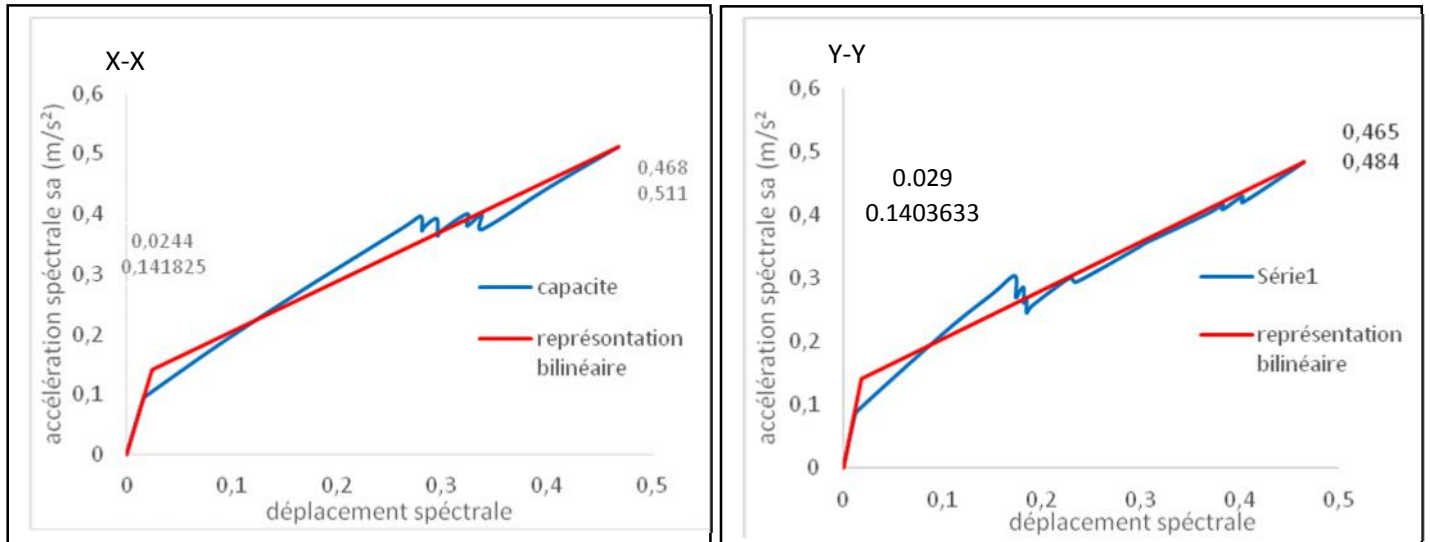


Figure (IV.26) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité suivant les deux sens.

Les limites élastiques et ultimes sont données par le suivant :

Tableau (IV.17) : Limites élastiques et ultimes suivant les deux sens.

Direction	limites élastiques		limites ultimes	
	$S_{dy} (m)$	$S_{ay} (m/s^2)$	$S_{du} (m)$	$S_{au} (m/s^2)$
X-X	0.0244	0.142	0.468	0.511
Y-Y	0.0290	0.140	0.465	0.484

IV.5.3 : Evaluation de point de performance

Pour déterminer le point de performance, en utilisant la procédure B (ou la procédure non itérative), donnée par le code ATC 40

Le point de performance est obtenu à partir de l'intersection des deux courbes : (Amortissement effectif ; capacité) et (Amortissement effectif ; la demande sismique)

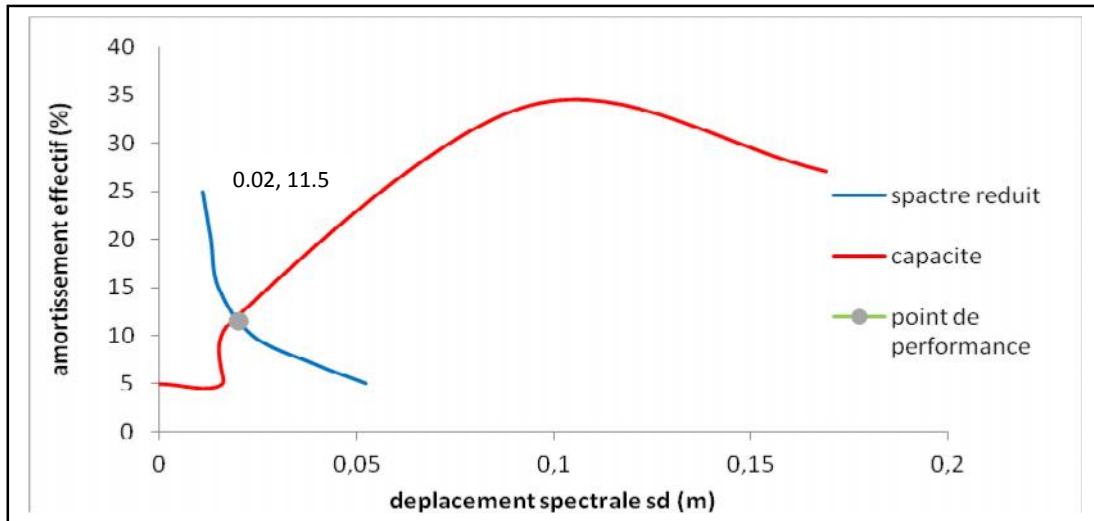


Figure (IV.27) : Point de performance selon le sens X-X

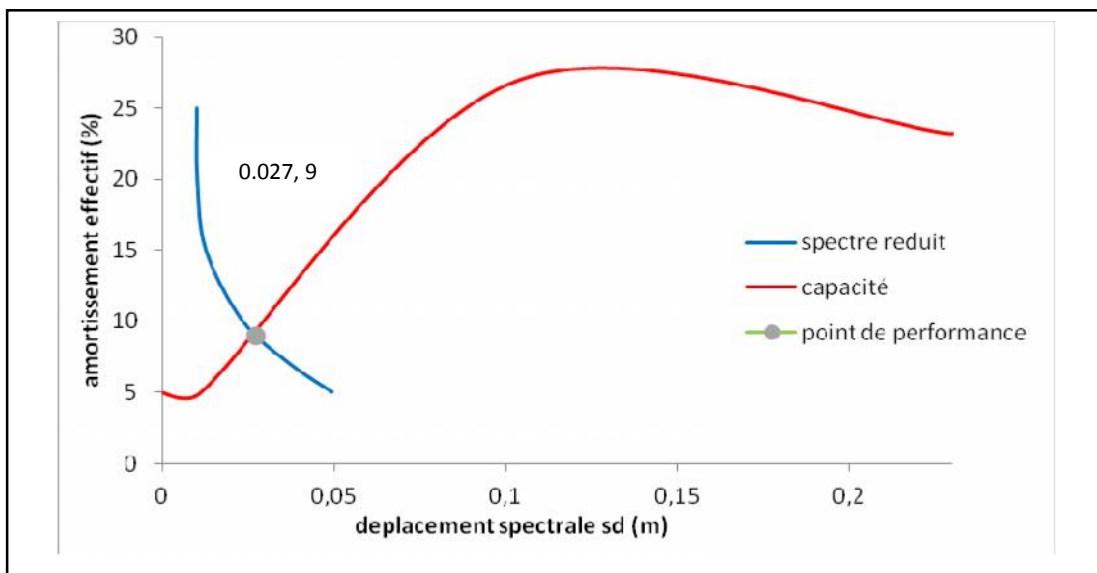


Figure (IV.28) : Point de performance selon le sens Y-Y

Tableau (IV.18) : Valeur du point de performance

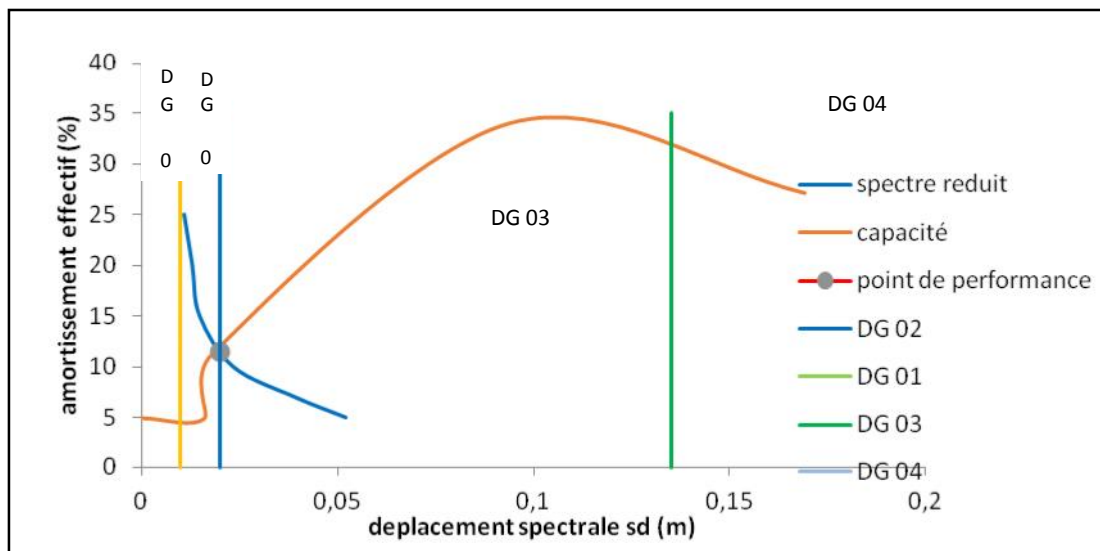
Selon X-X		Selon Y-Y	
$Sdp (m)$	$\zeta_{eff} (\%)$	$Sdp (m)$	$\zeta_{eff} (\%)$
0.02	11.5	0.027	9

**IV.5.4 : Domaines de dommage**

La courbe de capacité est divisée en cinq niveaux et chaque niveau correspond à un domaine de dommage décrit par l'échelle EMS98.

**Tableau (IV.19) : Les domaines de dommages**

Domaines de dommages	Déplacements spectraux	Valeur de $S_d(m)$	
		Selon X-X	Selon Y-Y
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0,00976	0,0116
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0,01952	0,0232
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25 (S_{du}-S_{dy})$	0,1353	0,138
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0,351	0,34875
DG5	$S_d=S_{du}$	0,468	0,465



**Figure (IV.29) : Domaines des dommages selon X-X**

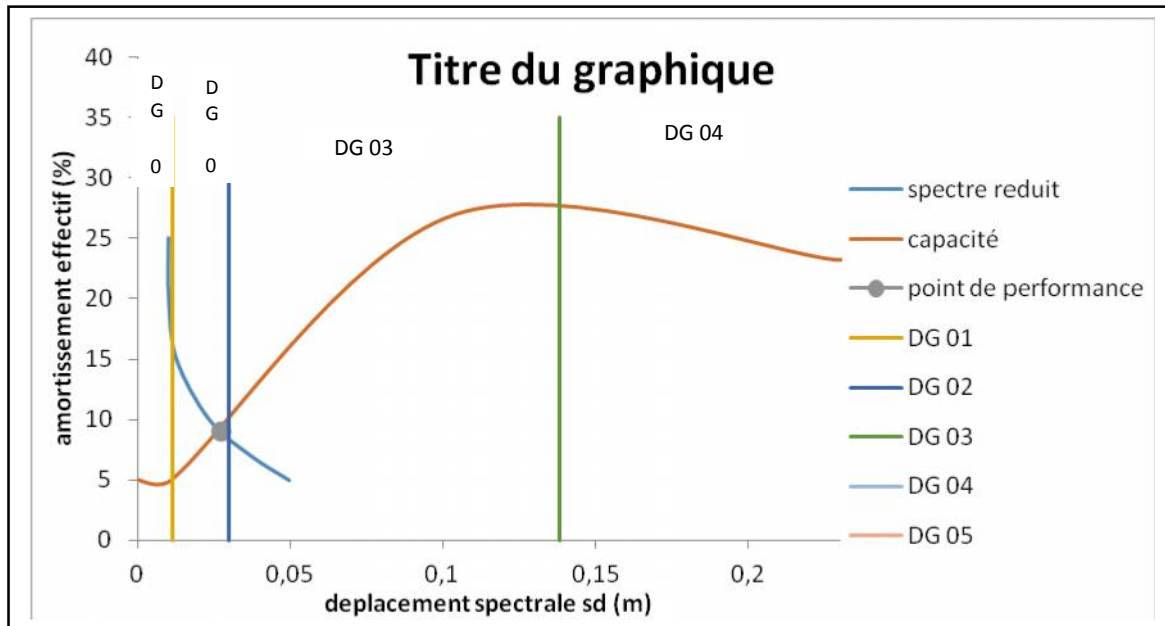


Figure (IV.30) : Domaines des dommages selon Y-Y

Le domaine de dommage selon les deux directions (X-X) et (Y-Y) est de niveau 2

#### IV.5.5 : Les dégâts probables

*Dommages structuraux modérés et dommages non structuraux importants*

- Plastification par cisaillement ou flexion des tronçons sismique
- Plastification des barres de contreventement (palées de stabilité)
- Des légers dégâts sur les éléments structuraux (fissures dans les poteaux et les poutres et dans les nœuds et des murs avec des ouvertures.
- Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.

IV.5.6 : Les mécanismes de ruine

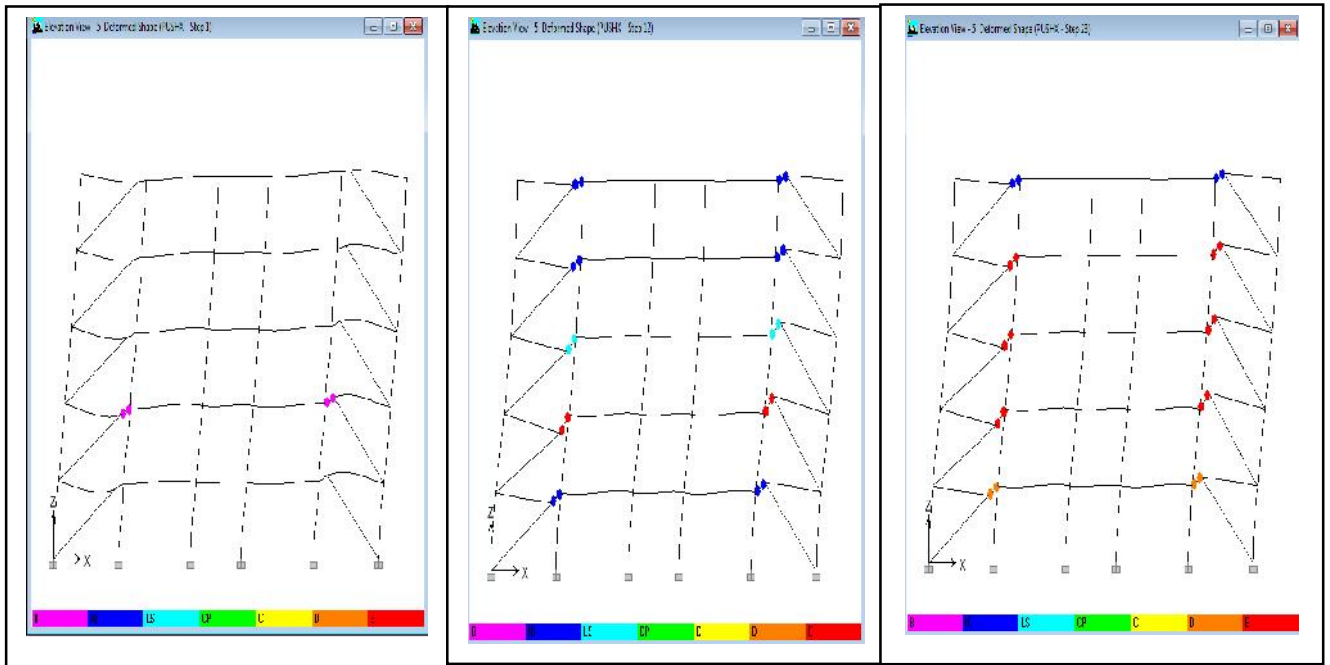


Figure (IV.31) : Visualisation de mécanisme de ruine selon X-X

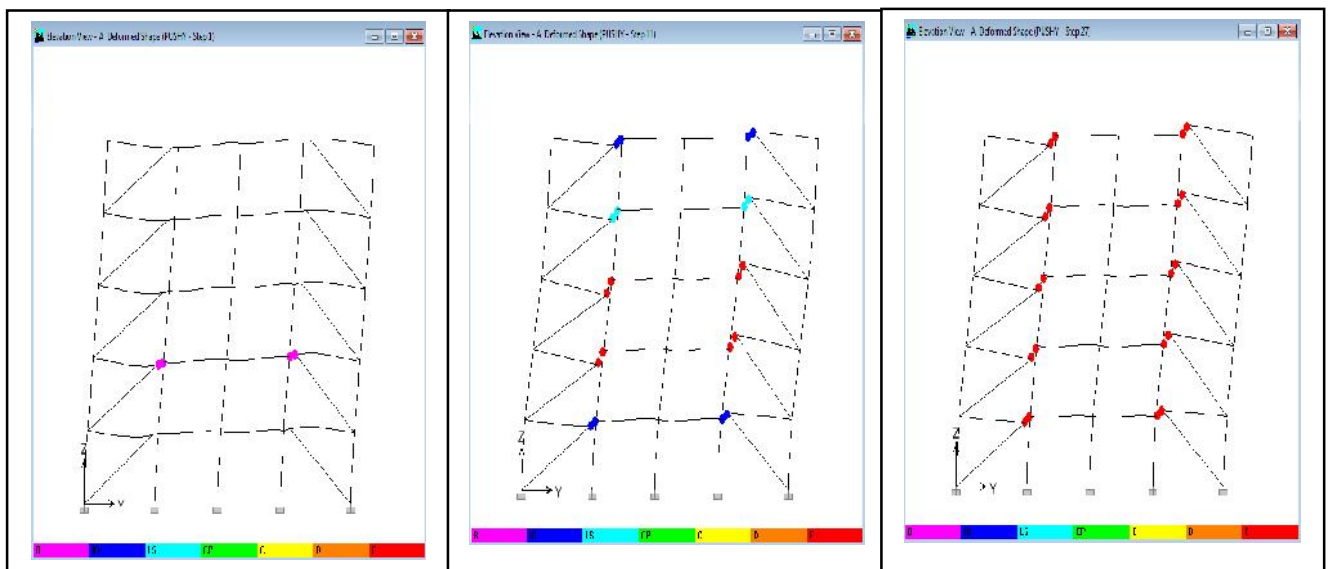


Figure (IV.32) : Visualisation de mécanisme de ruine selon Y-Y

❖ Analyse des résultats

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté :

- L'apparition des rotules plastiques commence au niveau des traçons sismique de premier et deuxième niveau pour les deux sens jusqu'à atteindre un niveau critique (rotules de types D et E)

❖ **Commentaire**

Plastification des rotules plastiques ou les panneaux cisailés, ce produisent dans les traçons sismique avant tout plastification ou défaillance en d'autre endroit

La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en flexion ou cisaillement des traçons sismique

**IV.5.7 : Déplacements inter étages maximal ( $\Delta_{max}$ )**

Les déplacements inter étages sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau (IV.20) : Déplacements inter-étages**

Selon X-X			Selon Y-Y	
niveau	$\Delta X$ (cm)		niveau	$\Delta y$ (cm)
01	0.53		01	0.37
02	<b>0.66</b>		02	0.53
03	0.63		03	<b>0.54</b>
04	0.56		04	0.48
05	0.43		05	0.40

Le déplacement inter-étages maximal ( $\Delta_{max}$ ) est égal à :

**Tableau (IV.21) : Déplacements inter-étages maximal**

	Sens x-x	Sens y-y
<b><math>\Delta_{max}</math> (cm)</b>	<b>0.66</b>	<b>0.54</b>

**IV.5.8 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ ) (Degré de pénétration dans le domaine plastique)**

Ce critère est exprimé par le rapport entre le déplacement en point de performance ( $S_{dp}$ ) et le déplacement à la limite élastique

**Tableau (IV.22) : Demande en ductilité suivant les deux sens**

Sens	$S_{dy}$ (cm)	$S_{dp}$ (cm)	$\mu_D$ ( $S_{dp} / S_{dy}$ )
X-X	0.024	0.02	0.83
Y-Y	0.029	0.027	0.93

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

**V.5.9. Raideur initial de la structure ( $K_i$ )**

**Tableau (IV.23) : Les valeurs de  $V_y$ ,  $D_y$  et  $K_i$**

	$V_y$ (KN)	$D_y$ (m)	$K_i$ (KN/m)
Sens X-X	<b>1842.75</b>	<b>0.065</b>	<b>28350.02</b>
Sens Y-Y	<b>1486.12</b>	<b>0.053</b>	<b>28039.91</b>

**IV.5.10 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ )**

**Tableau (IV.24) : Les valeurs de  $V_p$ ,  $D_p$  et  $K_p$**

	$V_p$ (KN)	$D_p$ (m)	$K_p$ (KN/m)
Sens X-X	<b>816.91</b>	<b>0.030</b>	<b>27230.52</b>
Sens Y-Y	<b>670.96</b>	<b>0.025</b>	<b>26838.43</b>

**IV.5.11 : Indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ )**

L'indicateur de dégradation global ( $I_d$ ) est défini par la relation :  $I_d = 1 - K_p / K_e$

→ Pour le sens X-X :  $I_d = 3,94\%$

→ Pour le sens Y-Y :  $I_d = 4,28\%$

# ***CHAPITRE : V***

---

## ***ETUDE COMPARATIVE DES RESULTATS***

### V.1: Introduction

Cette étude comparative a pour objectif de visualiser et d'analyser les différents résultats trouvés, et en même temps afin de repérer le meilleur comportement sismique entre la structure non renforcée (portiques auto-stables uniquement) et la structure renforcée (par des palées de stabilité)

Les critères de comparaison sont :

- Les déplacements et les accélérations au point de performance de chaque étude.
- Le déplacement inter-étage maximal.
- La demande a la ductilité.
- L'indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).

### V.2 : Courbes de capacité

En superposant les courbes de capacité des trois structures on obtient les résultats suivants :

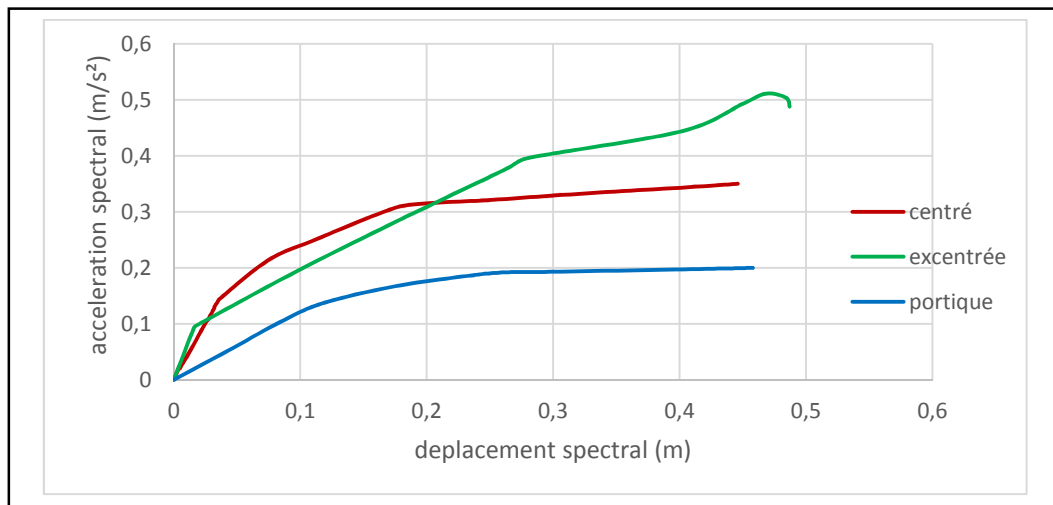


Figure (V.1) : Courbes de capacité selon x-x

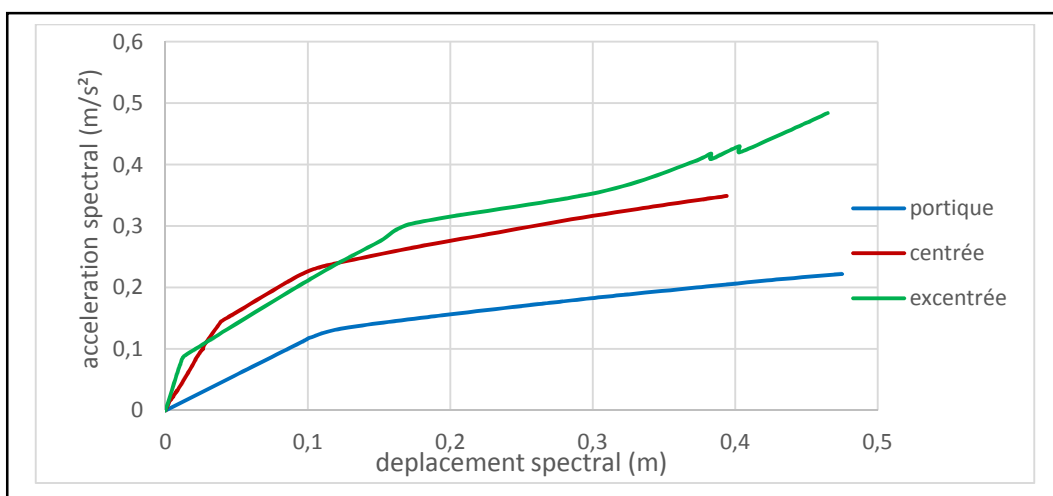


Figure (V.2) : Courbes de capacité selon y-y

**Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus on remarque que :

A une accélération spectrale de **0.2 g** :

- la structure en portique aura un déplacement de 45 cm.
- la structure avec triangulation à barres centrées se déplace de 8 cm.
- mais la structure avec triangulation à barres excentrées presque à 10 cm.

A une accélération spectrale de **0.37 g** :

- la structure en portique a déjà atteint la ruine à une accélération de 0.2g.
- la structure avec triangulation à barres centrées se déplace de 40cm (atteint la ruine).
- mais la structure avec triangulation à barres excentrées aura un déplacement de 25cm Continue de pénétration dans son domaine plastique.

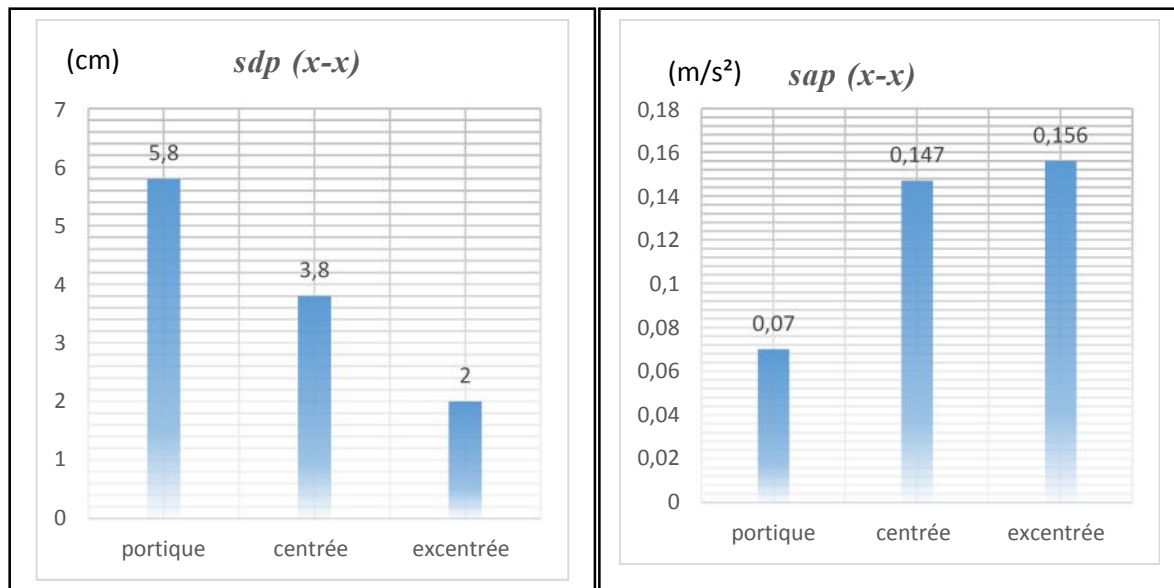
**Commentaire**

A une accélération spectrale de 0.2g la structure en portique atteint la ruine mais les structures contreventées sont au point de pénétration dans leur domaine plastique.

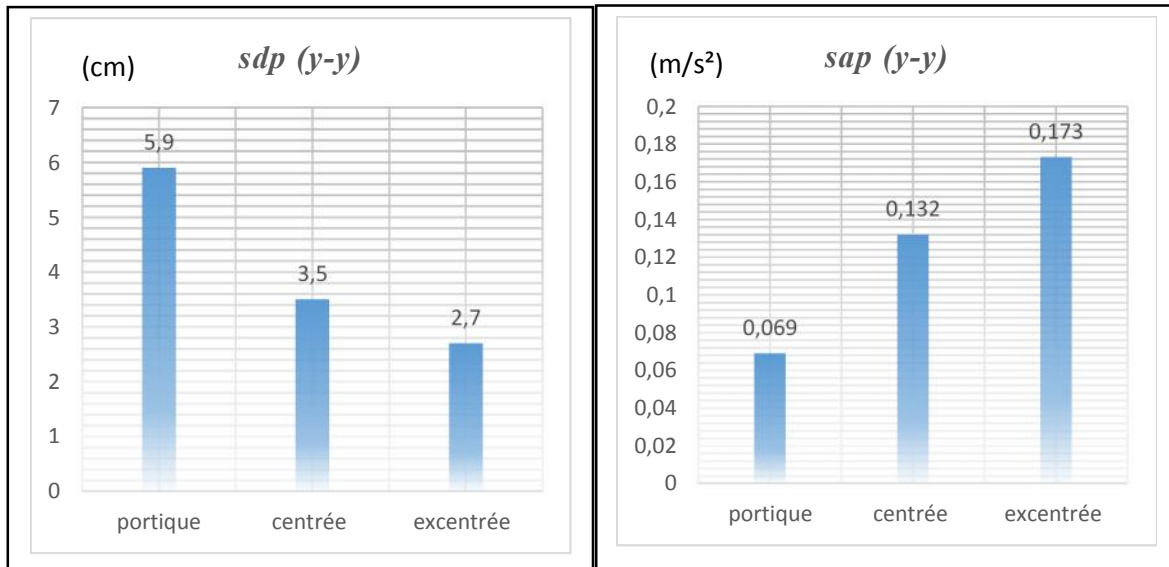
La structure avec triangulation à barres centrées atteint la ruine à 0.37 g, mais la structure avec triangulation à barres excentrées atteint la ruine à 0.5 g

**V.3 : Les déplacements et les accélérations au point de performance**

Pour chaque cas étudié le déplacement et l'accélération au point de performance sont donnés dans l'histogramme suivant :



**Figure (V.3) :** Les déplacements (*Sdp*) et les accélérations (*Sap*) au point de performance selon le sens X-X



**Figure (V.4) :** Les déplacements (*Sdp*) et les accélérations (*Sap*) au point de performance selon le sens Y-Y

### *Analyse des résultats*

En visualisant les résultats, on constate que :

- Les structures contreventées présentent une résistance (rigidité) bien plus élevée que la structure non contreventée (une accélération importante pour un petit déplacement),
- Par contre, la structure en portique présente un comportement souple (une petite accélération pour un déplacement important).
- La structure avec triangulation a barre excentrée présente une résistance plus grande que la structure avec triangulation a barre centrée

L'influence du type de contreventement a été évaluée en comparant les déplacements des structures contreventés ou le déplacement a diminué et l'accélération a augmenté, contrairement avec celle non contreventé.

## **V.4 : Déplacement inter étage maximal**

Les déplacements inter étages maximaux sont donnés par l'histogramme si dessous :

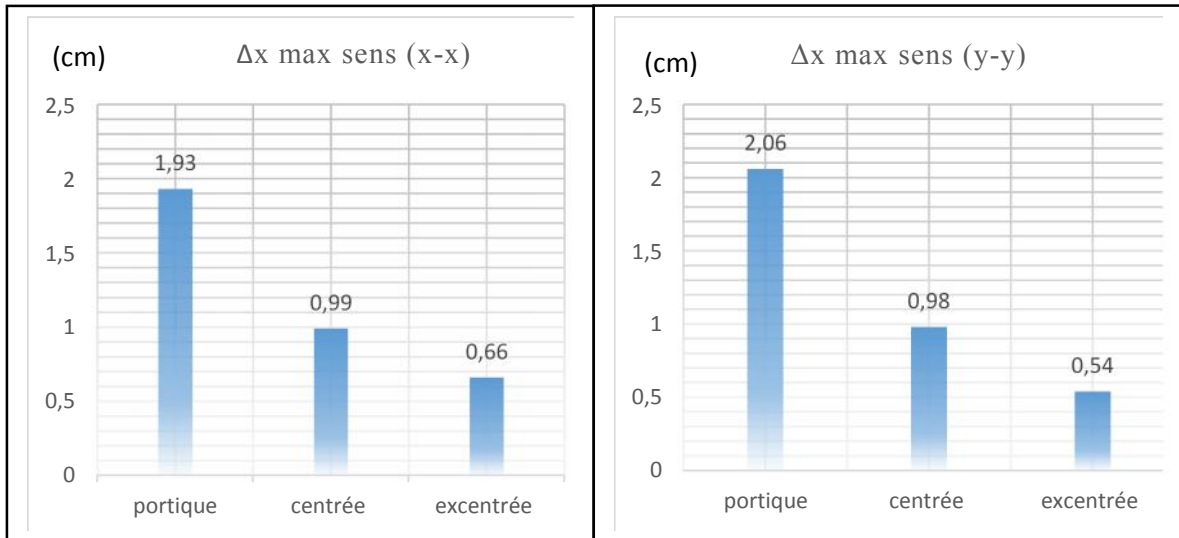


Figure (V.5) : Le déplacement inter étage maximal

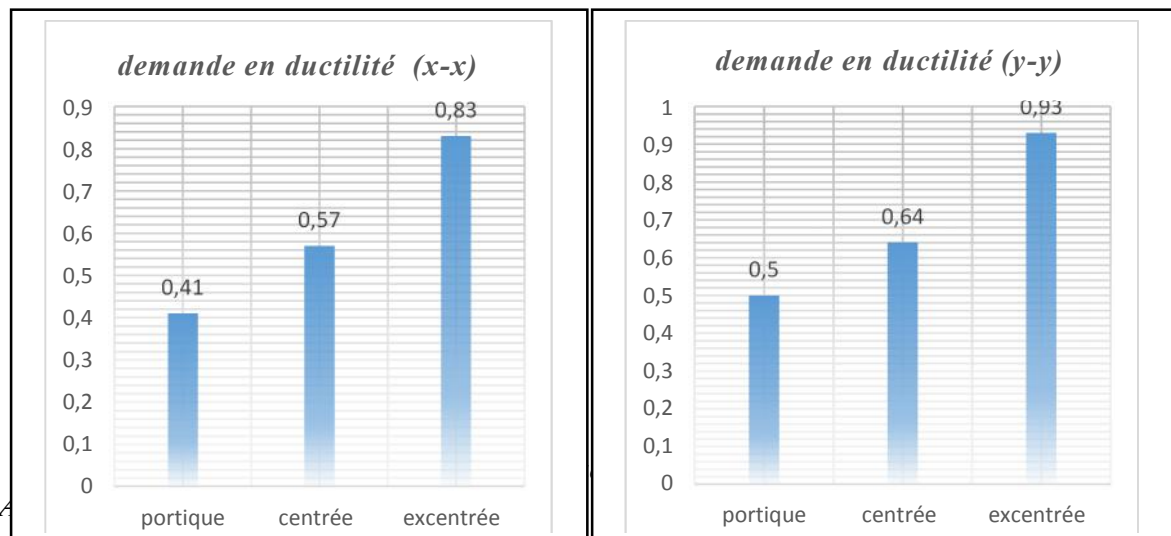
**Analyse des résultats**

D’après les résultats obtenus, on remarque que :

- La structure en portique auto stable présente un déplacement inter-étages plus élevé à ceux des structures contreventées avec des palées de stabilité (plus de 50%).
- les structures renforcées avec triangulation à barres excentrées présentent une très grande amélioration de réduction des déplacements inter-étages par rapport à la structure renforcée avec triangulation à barres centrées.
- Cette amélioration par rapport aux déplacements inter-étages nous montre le rôle important des palées de stabilités dans les constructions métalliques.

**V.5 : Demande en ductilité ( $\mu_D$ )**

La demande en ductilité est donnée par l’histogramme suivant :



En analysant les résultats, On remarque que :

- La structure en portique auto stable présente une demande en ductilité très inférieure par rapport aux structures renforcée suivant les *deux sens*(x-x et y-y)
- la structure renforcée par palées triangulaire excentrique présente une demande en ductilité plus importante suivant les *deux sens* (x-x et y-y).

### V.6 : Raideur initiale de la structure ( $K_e$ )

L'état élastique limite des structures correspond à un déplacement élastique limite  $D_y$ , et un effort tranchant élastique limite  $V_y$ , Soit une raideur élastique  $K_e = (V_y / D_y)$ .

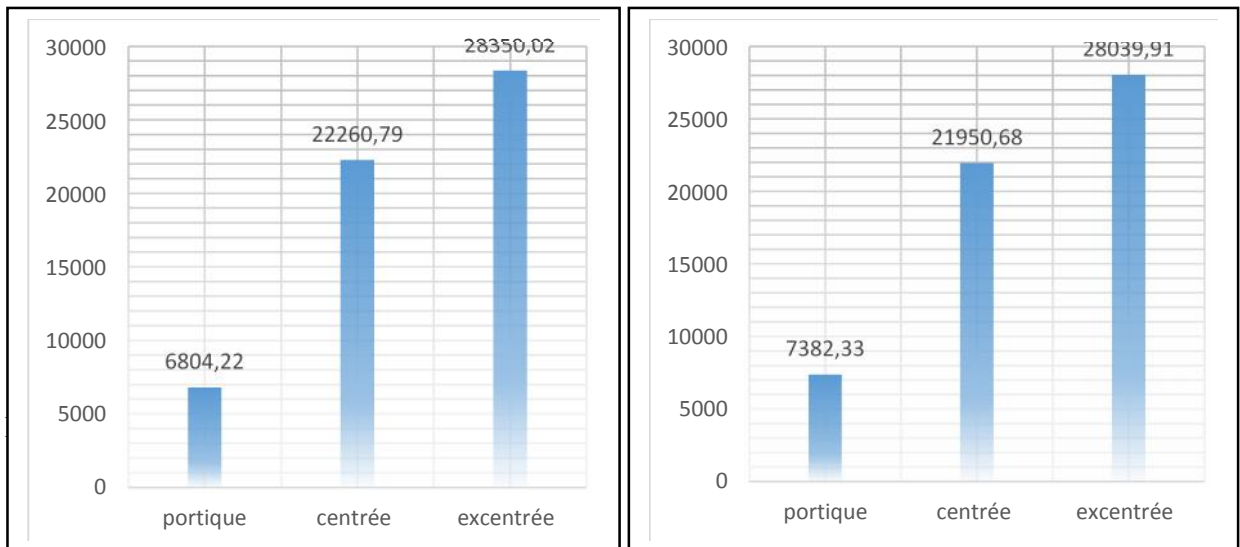


Figure (V.7) : Raideur initiale des variantes étudiées.

La raideur initiale ( $K_e$ ) traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique.

En analysant les résultats, on remarque que :

- Les structures contreventées présentent une rigidité importante que celle de la structure en portique auto stable suivant les deux sens

### V.7 : Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ )

Mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale ( $K_e$ ).

Au point de performance, la raideur ( $K_p$ ) des variantes étudiées est égale à :

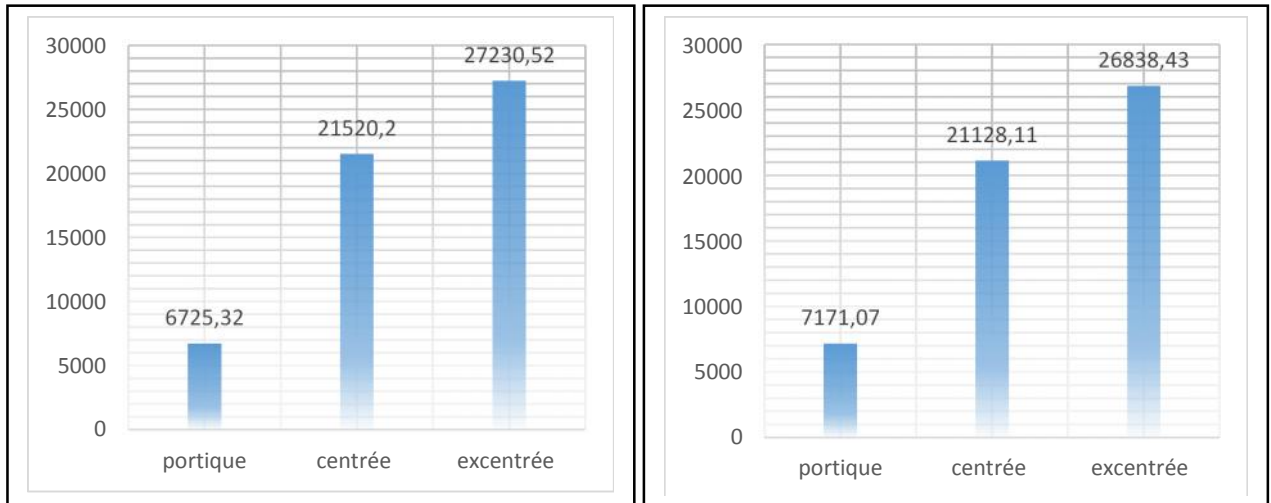


Figure (V.8) : Raideur de la structure aux points de performance de chaque variante.

❖ Analyse des résultats

En analysant les résultats obtenues, on remarque que :

- En particulier le système à barre excentrée présente une meilleure raideur au point de performance par rapport aux autres systèmes suivant les deux sens (x-x et y-y).
- Contrairement à la structure en portique présente des raideurs moins importantes suivant les deux sens(x-x et y-y).

La réduction de la rigidité globale a pour effet d'augmenter considérablement les déplacements de la structure.

**V.8 : Indicateur de dégradation global de la structure (I<sub>d</sub>)**

L'histogramme suivant représente l'indicateur de dégradation global des structures :

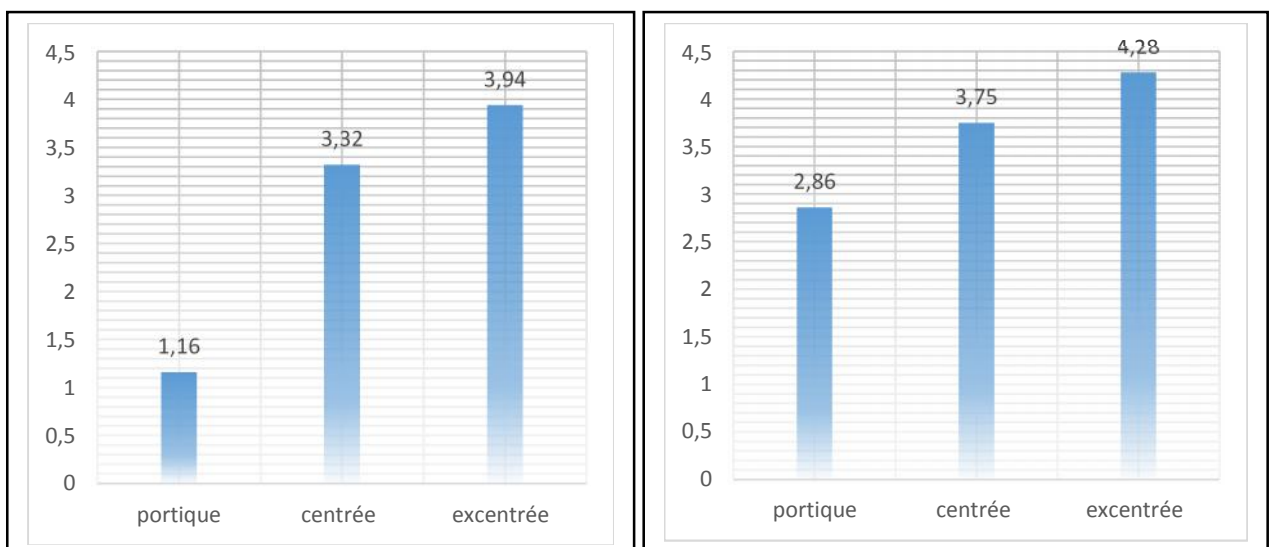


Figure (V.9) : Indicateur de dégradation global des structures étudiées

**❖ Analyse des résultats**

En analysant les résultats obtenus, on constate que :

- La structure en portique auto-stable subit une perte de résistance plus faible suivant les deux sens, par contre les structures qu'on a renforcées avec des palées de stabilité centrées et excentrées elles subissent des dommages plus importants.

V.9 : Formation des rotules plastiques

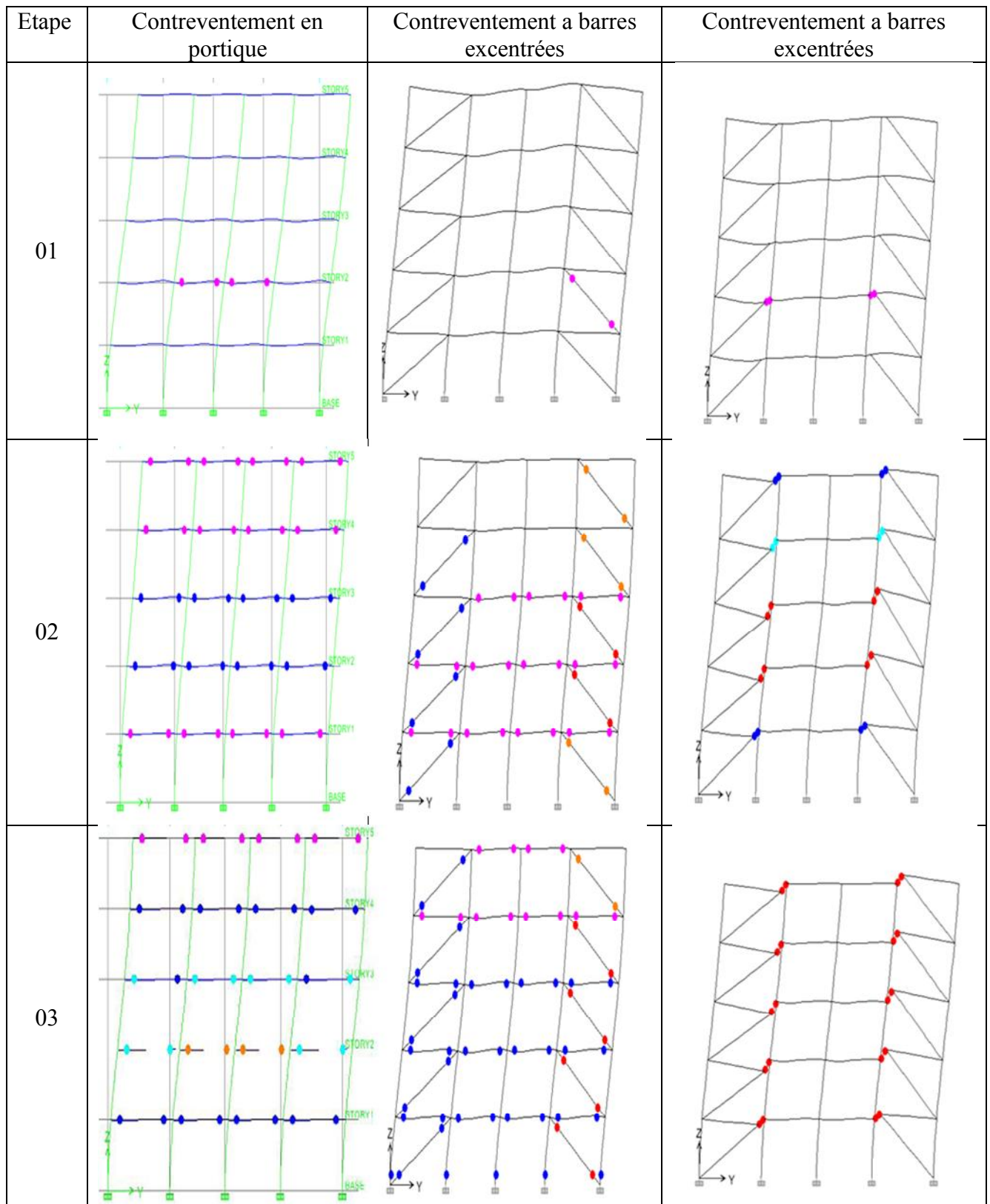


Figure (V.10) : séquence de formation de rotules plastiques pour les trois structures étudiée selon y-y

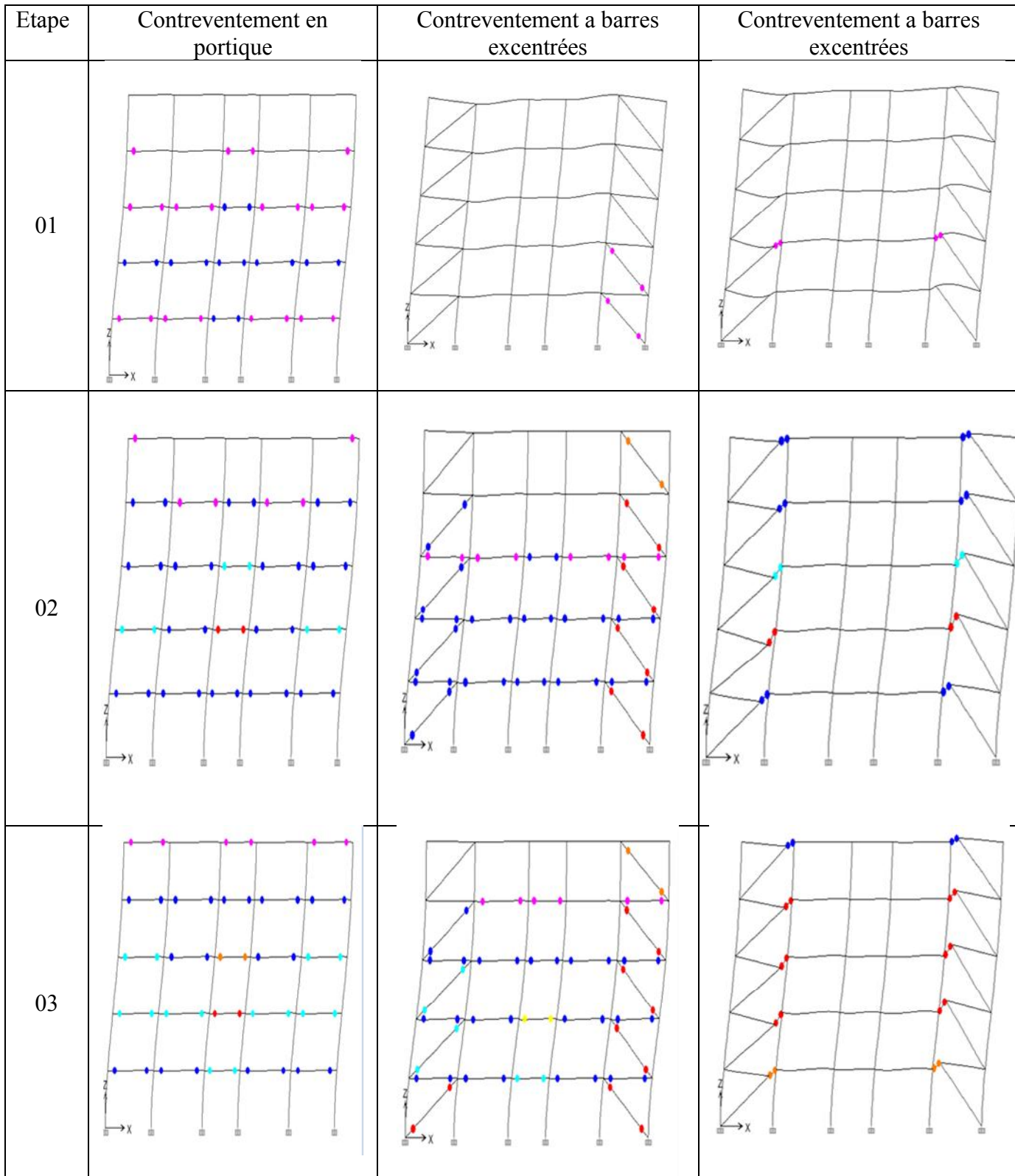


Figure (V.11) : séquence de formation de rotules plastiques pour les trois structures étudiée selon x-x

*Tout au long de l'étude, nous avons suivi la séquence de plastification des éléments et nous avons remarqué que :*

***Portique auto-stable :***

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres dans les deux sens, puis elles se développent dans toute la structure pour atteindre un niveau critique

Cela signifie que les zones dissipatives soient principalement situées dans les poutres ou dans les assemblages de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique.

***Structure à contreventement centrées :***

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté que l'apparition des rotules plastiques commence au niveau des palées pour les deux sens jusqu'à atteindre un niveau critique (La rupture ou le flambement des diagonales comprimées, et plastification des diagonales tendues) puis développement des rotules de types IO dans les poutres.

La résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues car, La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction.

***Contreventement excentrées***

L'apparition des rotules plastiques commence au niveau des traçons sismique pour les deux sens jusqu'à atteindre un niveau critique (rotules de types D et E)

Plastification des rotules plastiques ou les panneaux cisailés, ce produisent dans les traçons sismique avant tout plastification ou défaillance en d'autre endroit

La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en flexion ou cisaillement des traçons sismique

### V.9 : Conclusion

Après l'étude comparative menée sur les résultats obtenus par l'analyse statique non linéaire «push over» sur les différentes structures on a abouti aux conclusions suivantes :

- La structure auto-stable présente un déplacement élastique plus important que les structures contreventées mais inversement pour l'accélération, et cela peut être expliqué par la souplesse des structures auto-stables.
- La structure auto-stable présente une rigidité faible et un déplacement inter étage important, ces deux critères reflètent la vulnérabilité des structures auto-stables vis à-vis l'action sismique.
- Les structures contreventées par des palées de stabilités présentent un meilleur comportement et moins de vulnérabilité sous des sollicitations sismiques. Les indices qui démontrent ce bon comportement sont une bonne rigidité, un déplacement inter étage faible, une bonne ductilité, et la plastification des palées avant les poutres et les poteaux.
- La structure en portiques auto stables présente une demande en ductilité moins importante et cela revient à sa flexibilité. Par contre les structures renforcée avec palées de stabilités présentent une demande en ductilité importante alors on dit que ces variantes présentent un comportement rigide, cela est déjà confirmé lors de la comparaison de la rigidité initiale.
- Les structures renforcées avec des palées de stabilité centrées et excentrée ont des rigidités initiales et une rigidité aux point de performance supérieures à celles de la structure en portique auto stable, avec une amélioration supérieure à **72%** suivant le **sens x-x** et **74%** suivant le **sens y-y**.
- Les structures renforcées par des palées de stabilité présentent un indicateur de dégradation global plus important par rapport aux structures auto stables, cela signifie que la ruine des structures contreventées est accompagnée d'un état de plastification plus avancé, alors que pour les structures en portique la plupart des éléments n'ont pas pénétré le domaine plastique.

# **CONCLUSION GENERALE**

## **CONCLUSION GENERALE**

La présente thèse avait pour objectif une étude comparative entre des structures métalliques (portiques auto-stables ; portiques contreventés par des palées de stabilités triangulées centrées et portiques contreventés par des palées de stabilités triangulées excentrées), soumises à des actions sismiques sur la base de leur comportement non linéaire avec la méthode d'analyse statique non linéaire « **Push over**, afin d'évaluer les performances sismiques de ces trois structures et suivre l'évolution du développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux», en utilisant le logiciel de calcul non linéaire **ETABS v9.6**. Les différentes approches utilisées dans la modélisation du comportement non linéaire des éléments structuraux sont tirées des guides de génie parasismique à savoir **FEMA273** et **ATC40** et l'**Euro code 8**.

Les résultats de cette étude nous ont permis de comprendre le comportement sismique global de ces structures dans le domaine post élastique où l'évaluation des capacités et des limites de déformation du système principale de contreventement est primordiale.

Les conclusions générales auxquelles on a abouti sont les suivantes :

- Attribuer des palées de stabilités à des structures auto-stables en charpente métallique, offre à la fois une grande rigidité à la structure, et une bonne ductilité caractérisée par un domaine plastique assez important ; ce qui donne à ces dernières plus de sécurité vis-à-vis de l'action sismique.
- La demande en déplacement d'un bâtiment contreventé est inférieure à celle d'un bâtiment en portique.
- L'apparition des rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux dans la structure en portiques auto-stables correspond au mécanisme de ruine partiel, c'est le signe d'un dimensionnement correct et c'est bien le but recherché.
- Dans les structures renforcées par des palées de stabilités. La plastification des palées avant les autres éléments structuraux confirme le rôle de ces dernières à reprendre la majorité des sollicitations horizontales.
- Les structures métalliques peuvent être un choix très judicieux pour la construction dans les zones sismiques en comparaison avec les constructions en béton armé, et cela est dû à la bonne performance sismique et la ductilité qu'offre le matériau acier.
- La variation de l'effort tranchant d'une structure à l'autre, due principalement à la variation de la valeur du coefficient de comportement structural adopté par les règlements parasismique.

## ***CONCLUSION GENERALE***

- Les structures les plus ductiles en zones sismiques, sont généralement caractérisées par un coefficient de comportement élevé, par conséquent, plus la ductilité globale de la structure augmente, plus que sa coefficient augmente, ce qui diminue l'action sismique adopté par le règlement.
- Bien que les portiques auto-stables soient connus pour leur comportement très ductile qu'est du à leur coefficient de comportement élevé, en raison de leur très bonne flexibilité, ils sont néanmoins conditionnés par les limitations du déplacement latéral.
- Les ossatures avec triangulation à barres centrées présentent une grande rigidité latérale, ce qui leur permet de limiter les dégâts dus aux déplacements inter-étages, mais un flambement d'une des diagonales pourrait altérer considérablement la ductilité du cadre et sa capacité à dissiper l'énergie
- un nouveau système de contreventement en acier, intitulé triangulations à barres excentrées, qui consiste à combiner les avantages du portique auto-stable et le système de triangulations à barres centrées, ces systèmes possèdent donc une ductilité élevée ( $q=6$ ) et une très bonne rigidité latérale sous chargement sismique et élimine les lacunes des deux précédents systèmes par sa capacité à garder la structure pratiquement élastique, plastifiant seulement à l'endroit du lien ductile

Au final, en analysant de près les résultats obtenus au cours de cette étude nous avons constaté que tous les points de performances se trouvent dans la partie élastique des courbes des capacités, bien que ces structures puissent développer des capacités plastiques considérables. Et cela peut être expliqué par l'un surdimensionnement de la structure utilisée.

Travailler dans le domaine plastique peut nous apporter :

- Un meilleur comportement sismique
- Des avantages économiques
- Une réparation appropriée et rapide en cas d'apparition de rotules plastiques.

# **LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE**

---

## ***Les références bibliographiques***

- 1) ABDELHAMID Fayçal ***“Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique”*** Mémoire de magister Université Hadj Lakhdar-Batna
- 2) Boumekik, A. Kadid, N. Lahbari, M. Lahabri, A. Zine ***"Rapport final : Analyse Pushover des Structures en Béton Armé Théorie de l'endommagement"*** université de BATNA.
- 3) Kahil, M. Hamizi, N.E. Hannachi ***(Méthode d'analyse des structures auto-stables en zone sismique)*** Communication Science & technologie N° 12. Janvier 2013 COST.
- 4) ***"Analyse non-linéaire statique Méthode du spectre de capacité"***. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Septembre 2005.
- 5) Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel, 2001, ***"Modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation"***, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Los Angeles Oran.
- 6) Applied Technology Council ATC.40, 1996 ***" ATC40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings "***. California seismic safety commission.
- 7) Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique ***"Règlement parasismique algérien (RPA 99/ version.2003"***, DTR B C2, Ministère de l'habitat.
- 8) DROUNA karima ***"Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP "***Mémoire de magister université de Constantine 2010.
- 9) EDJTEMAI, ABIRERT ***"Prise en compte de la ductilité dans la réponse spectrale"*** Construction métallique.
- 10) EMS 98 – Echelle macrosismique européenne, sous La direction de G. Grünthal, édition française A. Levret, Conseil de l'Europe : Cahier du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 19. 2001.
- 11) ETABS v9.6 automated lateral loads manual, computers and structures, university of Berkeley, California.
- 12) Eurocode 8. Norme Européenne, prEN1998-1, ***" calcul des structures pour leur résistance aux séismes- Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments "***.
- 13) Federal Emergency Management Agency ***"FEMA 273, 1997 Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"***.

## ***Les références bibliographiques***

- 14) Federal Emergency Management Agency " ***FEMA 356, 2000 Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings*** ".
- 15) Jacky Marrsars Professeur émérite INP Grenoble "***séismes et actions sur les constructions***" Université d'été Mathématiques et Technologies Sourdu 23-25 Aout 2011.
- 16) Jonathan Gleize "***étude de la réponse globale des cadres à contreventement excentrique à liens longs aux charges sismiques***" Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées (génie civil) août 2013 université de Montréal.
- 17) "***Histoire de la construction métallique*** " (notech.franceserv.com).
- 18) KAHIL Amar "***Evaluation de la performance sismique des bâtiments***" 2008 UMMT-O. Mémoire de magister.
- 19) LAFI Djamel Eddine "***Évaluation de la capacité portante des structures par la méthode push over*** " Mémoire de Magister Université Hadj Lakhdar –Batna.
- 20) LARABAT ZIANE Ahmed "***effets des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures des bâtiments***" Mémoire du magister l'université de Chlef.
- 21) Long Carbon Europe sections and Merchant Bars "***construction parasismique en acier***".
- 22) M .HAMIZI, S.BOUKAIS et N.E. HANNACHI. "***Vulnérabilité et performance sismiques des constructions en portiques auto stables avant et après confortement***" .Revue des ANNALES du BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS. Edition ESKA, Août –septembre 2009- N° 2-3.
- 23) Mechiche. M.O, 2013, "***Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventement centre et excentre***", Thèse de doctorat, UMMTO, Tizi-Ouzou, Algérie.
- 24) Patricia BALANRIER "***Le séisme et les constructions en métal et en bois***" volume 5.
- 25) "***Système de construction métallique***" House Factory International.