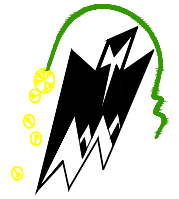


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*ité Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*



*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



## **Master Académique**

**Spécialité: Génie Civil**

**Option: Structures**

**Présenté par : M<sup>lle</sup> BLIBEK Yasmina**

### **THEME**

***Calcul de l'indice de dégradation global au point de performance des structures irrégulières en plan***

Devant le jury suivant:

<b>M. HANNACHI Naceur Eddine</b>	Professeur- UMMTO	Président
<b>M. HAMIZI Mohand</b>	Professeur- UMMTO	Rapporteur
<b>M. KACHI Mohand Said</b>	Professeur-UMMTO	Examineur

***Promotion 2017/2018***

## ***Remerciements :***

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à M. HAMIZI Mohand, professeur à l'UMMTO, pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail, qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*Je tiens à remercier aussi les membres du jury, M. HANNACHI Naceur Eddine et M. KACHI Mohand Said, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.*

*Mes remerciements s'adressent aussi à M. KAHIL Amar, et M. BENYAHY Karim enseignants à l'UMMTO, qui m'ont beaucoup aidé et qui ont toujours répondu présents.*

*Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis(es) pour leur soutien et leurs encouragements.*

## *Dédicace*

**Je dédie ce modeste travail à :**

**La mémoire de mon père que son âme repose en paix.**

**Ma chère mère ma source d'encouragement  
et de réussite ; pour son aide et son soutien.**

**Mon très cher frère : Ali que je ne cesserai jamais de remercier pour tous  
ce qu'il m'a donné.**

**Mes sœurs : Lila et Roza.**

**Mes oncles et tantes paternelles et maternelles.**

**Toute la famille BLIBEK, ainsi que tous mes proches et tous mes amis(es).**

**Toute la promotion structure 2018.**

---

## **RÉSUMÉ:**

La forme de bâtiment et la répartition des différents éléments structuraux qui le constituent ont un impact important sur le comportement sismique.

L'objectif assigné à cette étude est de calculer l'indice de dégradation global au point de performance des structures auto stables en béton armé irrégulières en plan en considérant les quatre formes d'irrégularité en plan à savoir: élancement du bâtiment en plan, la surface des ouvertures, les saillies et/ou les décrochements et enfin l'excentricité).

Une analyse statique non linéaire **PUSHOVER** est utilisée dans cette étude, implémentée dans le logiciel de calcul ETABS V.9.6.0. Cette analyse est un moyen relativement simple pour le calcul sismique d'une structure.

Pour analyser le comportement sismique de chaque structure étudiée, nous avons cherché le point de performance, les mécanismes de ruine et calculer l'indice de dégradation au point de performance. S'ensuit une étude comparative afin de mesurer l'impact de chaque irrégularité sur le comportement sismique des structures.

## **Mots clés:**

Structure auto stable, béton arme, l'irrégularité en plan, analyse PUSHOVER, point de performance, rotules plastiques, Indice de dégradation globale.

## **ABSTRACT:**

The building shape and the distribution of the different elements that constitute it have a significant impact on the seismic behavior.

The objective assigned to this study is to compute the global degradation index at the performance point of the RC frame structure irregular in plane according to the four forms of plane irregularity (slenderness of the building in plane, the surface of openings, the recesses and finally the eccentricity).

A nonlinear PUSHOVER static analysis is used in this study using ETABS V.9.6.0 calculation software. This analysis is a relatively simple way for the seismic calculation of a structure.

To describe the seismic behavior of each studied structure, we looked for the performance point, the ruin mechanism (hinges) and calculated the degradation index at the performance point. A comparative study has consecutively been carried at in order to measure the impact of each irregularity on the seismic behavior of the structures.

## **Keywords:**

Frame structure, reinforced concrete, irregularity in plane, PUSHOVER analysis, performance point, plastic hinges, global degradation index.

---

# Sommaire

---

## Sommaire

### Chapitre I:Introduction générale

I.1-généralités sur les structures en béton armé .....	1
I.2- Le comportement sismique d'une structure.....	1
I.3- Les systèmes de contreventement.....	3
I.4- Les régularités en plan et en élévation.....	4
I.5- Les paramètres régissant le comportement sismique .....	6
I.6- La problématique .....	7
I.7-Le plan de travail .....	7

### Chapitre II:Les typologies de la construction,la forme réguliere et la forme irréguliere

II.1-Introduction .....	8
II.2-Les contreventements en béton armé .....	8
II.2.1- Les portiques auto-stables .....	9
II.2.1.1-Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.....	9
II.2.1.2-Portiques autos-tables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide .....	9
II.2.2- Les contreventements par voiles.....	10
II.2.3- Structures mixtes (voiles associés à des portiques) .....	11
II.2.5 -Les structures uniquement à voiles (murs) porteurs .....	12
II.2.6 -Les structure à Noyau central en béton armé .....	12
II.3-la forme du bâtiment (en plan et en élévation).....	13
II.3.1-Régularité en plan .....	13
II.3.1.1- Configuration symétrique de la structure.....	14
II.3.1.2-L'excentricité.....	15
II.3.1.3-La torsion d'ensemble .....	16
III.3.1.4- Saillies, décrochements en plan et élancement géométrique .....	16
II.3.1.5- Rigidité du plancher .....	18
II.3.2-Régularité en élévation .....	19
II.3.2.1 -Symétrie et simplicité en élévation.....	20
II.3.2.2-Système de contreventement .....	20
II.3.2.3-Niveaux avec retrait (décrochements).....	20
II.4 –Conclusion .....	23

## Sommaire

---

### **Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures**

III.1 Introduction .....	24
III.2. Les indicateurs de dégradations pour l'évaluation de comportement sismique des structures en béton armé.....	24
III.2.1 Indicateurs locaux.....	24
III.2.2 Indicateur global .....	25
III.3. Ductilité.....	25
III.3.1. Définition de la ductilité.....	25
III.3.2. Différents types de ductilité en analyse sismique.....	25
III.3.2.1. Ductilité du Matériau .....	26
III.3.2.2. Ductilité en rotation.....	26
III-3-2-3- Ductilité en déplacement .....	26
III.3.3. Facteurs influençant la ductilité.....	27
III.3.4. Demande en ductilité ( $\mu_d$ ) au point de performance .....	28
III.4. Les déplacements inter-étages .....	28
III.5. Indice de dégradation global .....	29
III.5.1. définition de l'indice de dégradation global.....	29
III.5.2. L'indice global au moyenne pondéré des indicateurs locaux .....	29
III.5.3. Indicateurs basés sur les propriétés modales .....	30
III.5.4. Indice de dégradation global en fonction de la rigidité .....	32
III.5.5. Avantages de l'indice de dommage global .....	33
III.5.6. Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ).....	33
III.6. Conclusion.....	34

### **Chapitre IV: Présentation de la méthode PUSHOVER**

IV.1. Introduction.....	35
IV.2. Définition de l'analyse PUSHOVER.....	35
IV.3 Les niveaux des dommages reliés à la courbe de capacité .....	36
IV.4. Origine de l'analyse PUSHOVER .....	37

## Sommaire

---

IV.5. But de l'analyse PUSHOVER.....	37
II.6. Formulation de l'analyse push over.....	38
IV.7. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode.....	41
IV.8. Evaluation du point de performance .....	43
IV.8.1-Approche globale du règlement ATC40 .....	43
IV.8.2. Etapes de la méthode choisie dans l'ATC40.....	43
IV.8.3. La courbe de capacité .....	43
IV.8.4. La demande sismique .....	45
IV.9. Procédure d'évaluation du point de performance .....	46
IV.10. Conclusion .....	49
<b>Chapitre V: Etude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique</b>	
V.1- Introduction.....	50
V.2- Présentation de la structure de référence.....	50
V.2.1- Caractéristiques géométriques de la structure de référence .....	51
V.2.2- Eléments constitutifs de l'ouvrage .....	51
V.2.2.1- Ossature .....	51
V.2.2.2- Planchers.....	52
V.2.2.3- Escaliers.....	52
V.2.3- Etude géotechnique du sol.....	52
V.2.4- Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	52
V.2.5- combinaisons de charge.....	53
V.2.6- charges et surcharges.....	53
V.2.7- Dimensions des éléments .....	53
V.3- Modélisation de la structure référence .....	55
V.3.1- Méthode applicable selon RPA99 V2003 .....	56
V.3.2- Méthode dynamique modale spectrale .....	56
V.4- Modélisation.....	56
V.4.1- Spectre de réponse de calcul .....	56
V.5- Analyse dans le domaine non linéaire de la structure de référence .....	58

## Sommaire

---

V.5.1-Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres.....	58
V.5.1.1- Niveaux de dommages.....	60
V.5.1.2- Insertion des rotules plastiques.....	60
V.5.2- Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER.....	62
V.5.2.1-Définition de l'analyse sous charges gravitaires .....	62
V.5.2.2- Définition de l'analyse PUSHOVER sous charges horizontales.....	63
V.6.3- Résultat de courbe de capacité.....	64
V.5.3- Détermination du point de performance.....	65
V.6-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure de référence .....	68
V.7-Raideur initiale de la structure de référence (Ke) .....	68
V.8-Raideur de la structure de référence au point de performance (Kp) .....	69
V.9- Calcul de l'indice de dégradation au point de performance de la structure de référence....	69
V.10-Interprétation des résultats de la structure de référence .....	70
V.11-Conclusion .....	71
V.12-Etude des structures irrégulières en plan.....	71
V.13- Structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale.....	72
V.13.1-Détermination du point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale dans les deux sens.....	73
V.13.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale .....	73
V.13.3- Présentation des résultats de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale.....	74
V.13.4-Interprétation des résultats de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale.....	75
V.14-Structure avec décrochement et saille supérieure à 25% .....	75
V.14.1-Détermination de point de performance de la structure avec saille et décrochement dans les deux sens.....	76
V.14.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure avec saille et décrochement ...	77
V.14.3- Présentation des résultats de la structure avec saille et décrochement.....	78
V.14.4-Interprétation des résultats de la structure avec saille et décrochement.....	78
V.15- la structure avec un rapport longueur /la largeur est supérieur à 4. ....	79

## Sommaire

---

V.15.1-Détermination de point de performance de la structure élancée dans les deux sens....	80
V.15.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure élancée .....	80
V.15.3- Présentation des résultats de la structure élancée .....	81
V.15.4-Interprétation des résultats de la structure élancée .....	82
V.16- La structure excentrée .....	82
V.16.1-Détermination de point de performance de la structure excentrée dans les deux sens ...	83
V.16.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure excentrée .....	84
V.16.3- Présentation des résultats de la structure excentrée.....	85
V.16.4-Interprétation des résultats concernant la structure excentrée.....	85
V.17-Etude comparative des structures irrégulières étudiées .....	86
V.17.1-Mécanismes de ruine .....	86
V.17.2 -Indice de dégradation .....	86
V.18-Conclusion.....	88
<b>Chapitre VI :Conclusion générale .....</b>	<b>89</b>
Références bibliographies .....	90

## Liste des figures

---

### Liste des figures

#### Chapitre II: La typologie des constructions, les formes régulières et irrégulières

Figure II.1: Ossature en portiques (à deux travées) .....	9
Figure II.2 : Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par portique auto stable .....	10
Figure II.3 : Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques, vue en plan .....	11
Figure II.4 : Structure à noyau central.....	12
Figure II.5 : Effet du séisme de Boumerdès (Algérie, 2003) .....	13
Figure II.6: Les Formes régulières et les formes irrégulières.....	14
Figure II.7: Forme régulière : plan simple à deux axes de symétrie .....	14
Figure II.8: Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan. A droite : effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact.....	14
Figure II.9: Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment. ....	15
Figure II.10: (Déformations de torsion). Dommages dus à des concentrations de contraintes (Séisme de kobé 1995) .....	16
Figure II.11 : Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité. ....	17
Figure II.12 : Limites des décrochements en plan.....	17
Figure II.13 : joints parasismique.....	18
Figure II.14: Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes .....	18
Figure II.15 : Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes .....	19
Figure II.16: Régularité en élévation.....	19
Figure II.17: Contreventement des niveaux " transparents ".....	20
Figure II.18: a, b- Niveaux avec retraits. Ces niveaux peuvent effectuer des déplacements opposés par rapport aux étages courants et subir des dommages importants à leur base .....	21
Figure II.19: Limites des décrochements en élévation.....	22
Figure II.20 : a, b, c - Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques .....	23

---

## Liste des figures

---

### **CHAPITRE III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures**

Figure III.1 : Définition de ductilité .....	25
Figure III.2: Représentation de l'évolution de la fréquence propre d'une structure au cours du temps .....	30

### **Chapitre IV: La méthode PUSHOVER**

Figure IV.1: Signification physique de la courbe de capacité.....	35
Figure IV.2: Niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité.....	36
Figure IV.3 : niveau d'endommagement des rotules plastiques .....	37
Figure IV.4: Courbe de capacité, format (V- $\Delta$ S) .....	45
Figure IV.5: Courbe de capacité, format (Sa-Sd).....	45
Figure IV.6: Le spectre de réponse, format (Sa/g-T) .....	46
Figure IV.7: Le spectre de réponse, format (Sa-Sd).....	46
Figure IV.8: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	47
Figure IV.9 : Types de comportement de la structure.....	48
Figure IV.10 : Point de performance.....	49

### **Chapitre V: Etude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique**

Figure V.1: La vue en plan de la structure référence. ....	51
Figure V.2: Ferrailage des éléments (poutres, poteaux).....	54
Figure V.3: Modèle en 3D de la structure référence .....	55
Figure V.4: Loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs.....	59
Figure V.5 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	60
Figure V.6: Introduction des rotules plastiques des poteaux .....	61
Figure V.7: Introduction des rotules plastiques des poutres. ....	61
Figure V.8: Définition du chargement de l'analyse 'PUSHOVER' sous charge gravitaire .....	63
Figure V.9: Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER sous charge horizontale suivant les deux directions x-x et y-y.....	64
Figure V.10: Extraction de la courbe de capacité suivant les 2 sens x-x et y-y .....	65

---

## Liste des figures

---

Figure V.11 : Spectre amorti à 5% approprié au site. ....	65
Figure V.12: Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd. ....	66
Figure V.13: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité dans les deux sens.....	66
Figure .V.14: Point de performance suivant le sens x-x . ....	67
Figure V.15 :Point de performance suivant le sens y-y. ....	67
Figure V.16 : Visualisation de mécanisme de ruines de la structure de référence dans les deux sens. ....	68
Figure V.17: Géométrie en plan et en élévation de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale.....	72
Figure V.18:Point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale suivant le sens x-x.....	73
Figure V.19: Point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale suivant le sens y-y.....	73
Figure V.20: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale dans les deux sens.....	74
Figure .V.21: Géométrie en plan et en élévation de la structure avec saille et décrochement.....	76
Figure V.22 : Point de performance de la structure avec saille et décrochement suivant le sens x-x . ....	76
Figure V.23 : Point de performance de la structure avec saille et décrochement suivant le sens y-y. ....	77
Figure V.24: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure dans les deux sens.....	77
Figure V.25: Géométrie en plan et en élévation de la structure élance en plan.....	79
Figure V.26: Point de performance de la structure élancée suivant le sens x-x.....	80
Figure V.27: Point de performance de la structure élancée suivant le sens y-y.....	80
Figure V.28: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure élancée dans les deux.....	81
Figure V.29: Géométrie en plan et en élévation de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % selon l'axe de calcul. ....	83
Figure V.30: Point de performance de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % suivant le sens x-x. ....	83
Figure V.31: Point de performance de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % dans suivant le sens y-y.....	84

---

## Liste des figures

---

Figure V.32: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure excentrée dans les deux sens.....	84
Figure V.33 :Indice de dégradation globale des structures étudiées dans le sens x-x.....	87
Figure V.34:Indice de dégradation globale des structures étudiées dans le sens y-y.....	87



## *Liste des tableaux*

---

### **Liste des tableaux**

#### **Chapitre VI: La méthode PUSHOVER**

Tableau IV.1: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement..... 48

Tableau IV.2: Type de comportement structurel. .... 49

#### **Chapitre V: Etude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique**

Tableau V.1: Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux. .... 53

Tableau V.2 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA,2003)..... 58

Tableau V.3: Les limites élastiques et ultimes de la courbe de capacité dans les deux sens ... 67

Tableau V.4: Tableau récapitulatif de la structure de référence..... 70

Tableau V.5: La valeur de Q des différentes structures irrégulières en plan étudiées ..... 72

Tableau V. 6: Tableau récapitulatif de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale ..... 74

Tableau V.7: Tableau récapitulatif de la structure avec décrochement et saillie supérieure à 25%..... 78

Tableau V. 8: Tableau récapitulatif de la structure élancée en plan..... 81

Tableau V. 9: Tableau récapitulatif de la structure excentré..... 85



# CHAPITRE I

## **Introduction générale**

## Introduction générale

La conception parasismique d'un bâtiment, consiste à opter pour une architecture qui lui octroie un bon comportement lorsqu'il est exposé à un tremblement de terre. Cette architecture concerne **la forme d'ensemble du bâtiment, le choix du système porteur et du système de contreventement**, cela revient à choisir sa forme en plan et en élévation, la configuration et la disposition des éléments porteurs et des éléments de contreventement (portiques, noyau central, voiles....)

### I.1-généralités sur les structures en béton armé

Les structures de Génie Civil sont composées:

- D'un système de fondations dont le rôle est de transmettre l'ensemble des efforts verticaux et horizontaux au sol,
- D'un système porteur dont le rôle est de transmettre les charges verticales (poids propre, surcharges d'exploitations, charges climatiques...) aux fondations.
- D'un système de contreventement dont le rôle est de transmettre les charges horizontales (séisme et /ou vent) aux fondations et de plus, il joue un rôle primordial dans le bon comportement sismique sous différentes typologies (portiques, voiles, maçonnerie, palées de stabilité...), Ce sont ces éléments de contreventement qui reprendront la quasi-totalité des chargements qui seront occasionnés par le séisme
- D'éléments secondaires (escalier, balcon, acrotère...) Chacun de ces systèmes à un rôle bien déterminé à jouer dans la transmission des efforts.

### I.2- Le comportement sismique d'une structure

Le bon comportement sismique d'une structure dépend des paramètres suivants:

- ✚ **La forme de la structure:** La forme des bâtiments très importante en parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe, plus son comportement face aux séismes sera imprévisible et irrégulier.

La forme la plus simple et la plus efficace est le rectangle. La résistance à la déformation des bâtiments en forme de L, T, U, V, Z, est très inférieure à celle des bâtiments symétriques. Puisque les angles sont synonymes de cassures ou de fissures lors d'un séisme.

De manière générale, les formes simples sont à privilégier. Il est recommandé pour ce genre de bâtiments de diviser la structure en rectangle ou en carré, ainsi la structure répondra de manière régulière. Pour garder une structure commune, il faudra placer des joints parasismiques entre les différents blocs de la structure de manière à obtenir une structure simple [29].

### **La capacité à dissiper de l'énergie**

La Structure est capable de dissiper de l'énergie grâce à des déformations post-élastiques loin de sollicitations répétées.

### **La rigidité :**

La vérification de la rigidité est régulièrement considérée par les concepteurs comme le premier critère à combler dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des bâtiments, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable, afin de [5] :

- Préserver l'intégrité architecturale sous un séisme modéré et éviter un endommagement dangereux des éléments non structuraux sous un séisme sévère.
- Limiter l'endommagement structurel et réduire le phénomène du second ordre.

### **Des méthodes de calcul:**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. On peut utiliser diverses méthodes pour analyser la réponse de structures soumises à l'action sismique parmi ces méthodes on distingue :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode modale spectrale ;
- La méthode modale temporelle.
- La méthode statique linéaire selon FEMA273;
- La méthode statique non-Linéaire PUSH-OVER;

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée.

### **De la régularité en plan et en élévation:**

Les bâtiments avec des irrégularités en plan et/ou en élévation ne se comportent pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de bâtiments présente une irrégularité de résistance et de la rigidité. La partie dans laquelle se situe le décrochement présente une zone de concentration des contraintes et des déformations c'est-à-dire une zone fortement sollicitée

de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de la résistance et de la raideur de cette dernière, ce qui va engendrer la ruine des panneaux de maçonnerie au niveau du décrochement et par la suite l'apparition d'un étage transparent (souple), donnant naissance à une ruine par mécanisme d'étage[2].

### **Des éléments de contreventement :**

Les ouvrages doivent, en général, comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales.

Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. La réponse sismique d'une structure en béton armé dépend entre autre des types de contreventements (typologie des contreventements) [9].

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons [9] :

## **I.3- Les systèmes de contreventements**

Plusieurs types de contreventements sont recensés dans les bâtiments.

### **Les contreventements par portiques auto-stables:**

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations) mais aussi aux forces horizontales y compris le séisme et le vent. Cette résistance implique surtout la rigidité des nœuds.

### **Les contreventements par voiles :**

Ces contreventements sont adoptés lorsque le contreventement par portiques auto-stables ne peut pas être utilisé pour une raison ou une autre (zone à forte sismicité, structures très élancées...). En plus des bâtiments contreventés entièrement par des voiles porteurs en béton armé, nous rencontrons également d'autres variétés de constructions à voiles de

contreventements [6]. Ces différentes structures sont classées selon 3 catégories essentielles [31]:

- 1- Structures uniquement à murs porteurs;
- 2- Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques ;
- 3- Structures à noyau central.

### **Les structures à ossature auto-stable en béton armé**

Les systèmes en portiques auto stables sont relativement flexibles. On distingue deux types de portiques auto stables :

- Les portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Les portiques autos-tables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide. En effet, dans l'addenda du RPA99, publié en 2003, la hauteur des structures auto-stables est limitée à cinq (05) niveaux ou (17) mètres en zone I, quatre (4) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètre en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit(08) mètre en zone III [31].

En pratique, les structures à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation. Sous l'action sismique les structures avec des irrégularités en plan et en élévation se comportent d'une façon non sécuritaire, car ce type de structures présente une irrégularité de résistance et de la rigidité.

#### **I.4- Les régularités en plan et en élévation:**

La structure en béton armé doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en structure régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

##### **Régularité en plan**

**a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

**a2.** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment

dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. [31]

### **Régularité en élévation**

Les conditions de la régularité en élévation sont :

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

**b2.** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

**b4.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension [31].

**La structure est dite régulière en plan si tous les critères de la régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classée irrégulière en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait. La structure est dite régulière en élévation si tous les critères (b1 à b4) de la régularité en élévation sont respectés, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait. La structure est classée régulière, si elle est à la fois régulière en plan et en élévation [31].**

Il est tout fois indispensable de réaliser des structures capables de résister aux séismes et qui sont supposées tenir (éviter la rupture fragile) sans causer trop de dégâts lors de la survenue d'un séisme. Les éléments essentiels qui assureront la stabilité et reprendre les efforts induits du séisme ce sont les éléments de contreventement. Le choix de ces éléments de contreventement ne peut pas être aléatoire mais doit faire l'objet d'un choix judicieux en fonction de la réponse dynamique attendue en terme de déplacement total de la structure, des déplacements inter-étages, de la ductilité du système dissipatif et des efforts que ce soit à la base ou bien ceux revenant aux étages. Lors d'un séisme violent, la dégradation apparaît progressivement dans diverses parties de la structure, provoquant ainsi une déformation ou un endommagement plastique. Nous en déduisons que l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante pour évaluer le comportement réelle de la structure, ainsi que son point de performance. Par conséquent, la nécessité d'une meilleure description de la performance lors d'un tremblement de terre nécessite l'utilisation des méthodes non linéaires.

Le non linéarité est le comportement d'une structure au-delà du domaine élastique c'est-à-dire dans le domaine plastique. La procédure statique non linéaire est l'une des quatre méthodes d'analyse (méthode d'analyse des forces latérales, analyse modale à l'aide d'un spectre de réponse, analyse statique non linéaire et analyse temporelle non linéaire) recommandée par les nouveaux codes pour la conception parasismique. L'analyse statique non linéaire, appelée analyse **PUSHOVER** est utilisée, ici dans ce travail, pour évaluer la performance d'une structure et de ses composants pour une action sismique donnée.

L'analyse « **PUSHOVER** » basée, sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements. Le principe consiste à appliquer un chargement monotone jusqu'à l'effondrement de la structure [14].

### **I.5- Les paramètres régissant le comportement sismique**

Les paramètres d'évaluation du comportement sismique d'une structure sont:

#### **✚ Les déplacements inter-étages:**

C'est un paramètre qui permet de vérifier les déplacements de bâtiment dû aux forces sismiques, le règlement parasismique algérien exige de vérifier ce paramètre dans la construction parasismique

#### **✚ La pénétration dans le domaine plastique et la capacité à dissiper de l'énergie :**

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile..) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées [5].

#### **✚ La ductilité:**

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de large déformation dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance .L'approche utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portique consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié .Pour atteindre ce but ,plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissent le niveau de demande de ductilité résultante[5] .

**🚧 l'indice de dégradation:**

Cet Indice permet d'étudier l'évolution de l'endommagement (dégradation) dans les portiques auto stable sous l'action des forces latérales à une échelle plus fine ce paramètre est en fonction de la rigidité latérale globale de la structure et sa rigidité initiale.

**I.6- La problématique :**

Notre projet consiste à étudier la variation de l'indice de dégradation au point de performance d'une structure (R+3) auto-stable en béton armé suivant les quatre formes d'irrégularité en plan (élancement du bâtiment en plan, la surface des ouvertures, les saillies et les décrochements et enfin l'excentricité). Cette incursion dans les irrégularités d'un bâtiment sera, chaque fois, comparé à la forme régulière en plan et ceci dans le but d'étudier et d'analyser le comportement du bâtiment sous l'action sismique correspondante. Les indices de dégradation se rapportant aux quatre formes d'irrégularités seront, enfin, comparées et des conclusions seront tirées. L'outil utilisé pour l'analyse des structures étudiées est la méthode **PUSHOVER** qui nous permet, non seulement d'étudier le comportement des structures mais aussi de nous donner leurs points de performance ainsi que leurs degrés de dommages.

**I.7-Le plan de travail :**

Notre plan de travail a été structuré comme suite :

**Chapitre II :** Les typologies des constructions, les formes régulières et irrégulières, le bon comportement de la structure.

**Chapitre III:** Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures.

**Chapitre IV :** Présentation de l'analyse **PUSHOVER**.

**Chapitre V :** Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique à l'aide du logiciel de calcul **ETABS.9.6.0**

**Chapitre VI :** Conclusion générale.

# CHAPITRE II

*Les typologie des construction, les formes régulières et irrégulières*

### **II.1-Introduction :**

Le bon comportement d'une structure exige une bonne conception parasismique. Pour y parvenir, le maître-mot est régularité. Les extravagances dans les formes de bâtiment et dans les systèmes porteurs vont, fortement, amplifier les effets des séismes et entraîner des concentrations importantes d'efforts.

Lors de la conception, il convient de garder à l'esprit les déficiences sismiques récurrentes afin de ne pas répéter les mêmes erreurs donc il est relativement aisé de les éviter. Les problèmes classiques sont : l'étage souple, les colonnes captives (ou colonnes courtes), le martèlement et la liquéfaction. Les deux éléments qui interviennent le plus dans le cadre de la conception parasismique des bâtiments sont :

- le système structural de contreventement,
- la forme du bâtiment (en plan et en élévation).

### **II.2-Les contreventements en béton armé :**

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés aussi palées de stabilité. Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et les toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie [9].

Les structures en béton peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'assise, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi tous ces systèmes de contreventements nous avons :

#### **II.2.1- Les portiques auto-stables :**

Auto contreventés par effet de portiques capables de reprendre la totalité des charges horizontales. Ses éléments subissent de grandes déformations au lieu d'une rupture brutale lors des séismes grâce à leurs bonnes ductilités. Les systèmes en portiques auto stables sont relativement flexibles. On distingue deux types de portiques auto stables:

- Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide.

- Portiques auto stables en béton arme avec remplissage en maçonnerie rigide.



Figure II.1:Ossature en portiques (à deux travées) [9].

### II.2.1.1-Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques). Par ailleurs, les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17m en zone I, 4 niveaux ou 14m en zone IIa, 3 niveaux ou 11m en zone IIb et zone III (Figure II.2) [31].

### II.2.1.2-Portiques autos-tables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide:

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveaux ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction (maçonnerie structure). En outre, les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage(portique auto-stable) [31].

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 5 niveaux ou 17m en zone I, 4 niveaux ou 14m en zone IIa, 3 niveaux ou 11m en zone II<sub>b</sub> et 2 niveaux ou 8m en zone III (Figure II.2) [31].

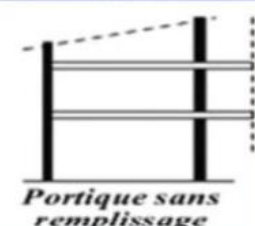
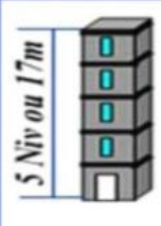

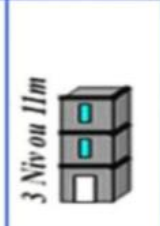
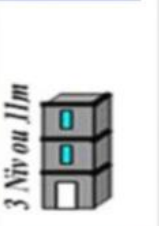

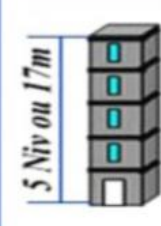
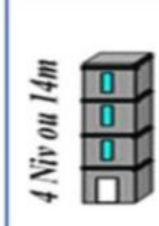
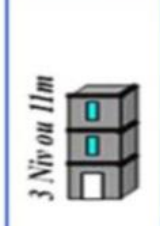

Type CV	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
 <p>Portique sans remplissage</p>	 <p>5 Niv ou 17m</p>	 <p>4 Niv ou 14m</p>	 <p>3 Niv ou 11m</p>	 <p>3 Niv ou 11m</p>
 <p>Portique avec remplissage</p>	 <p>5 Niv ou 17m</p>	 <p>4 Niv ou 14m</p>	 <p>3 Niv ou 11m</p>	 <p>2 Niv ou 8m</p>

Figure II.2: Hauteur maximales prescrites par le RPA03 des bâtiments contreventés par portique auto stable [9].

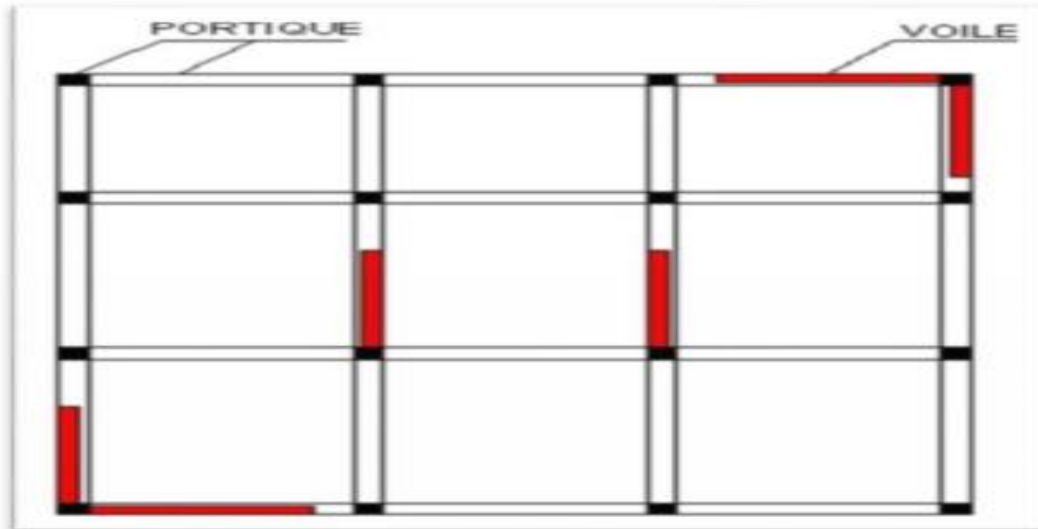
## II.2.2- Les contreventements par voiles :

En plus des bâtiments contreventés entièrement par des voiles porteurs en béton armé, nous rencontrons également d'autres variétés de constructions à voiles de contreventements [6]. Nous classerons alors ces différentes structures selon 3 catégories essentielles [31]:

1. Structures uniquement à murs porteurs :
2. Structures mixtes composées de voiles associés à des portiques (figure dans le RPA99 vs 2003 comme étant le système de contreventement 4-a et 4b).
3. Structures à noyau central.

## II.2.3- Structures mixtes (voiles associés à des portiques):

Ce type de structure se fait par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé à des portiques comme montré à la Figure II.3. Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres), en ce qui concerne la résistance aux forces horizontales dues au vent et au séisme, elle est assurée par les voiles. De plus, les voiles reprennent une partie des charges verticales (20% selon le RPA 99 vs 03) [31].



**Figure II.3: Structure mixte composé par des voiles porteurs couplés à des portiques, vue en plan [9]**

Les codes parasismiques se basent sur le fait qu'une structure construite en zone sismique doit assurer deux fonctions :

1. Sous des séismes faibles mais plus fréquents, la structure doit être capable de contrôler l'endommagement des éléments non-structuraux (le coût des éléments non structuraux peut dépasser les 50% du coût total du bâtiment).
2. Pour les séismes forts ou modérés, la structure doit avoir une bonne ductilité pour pouvoir subir de grandes déformations sans, ou avec peu de perte de capacité. Le système de contreventement mixte permet d'assurer ces deux fonctions.

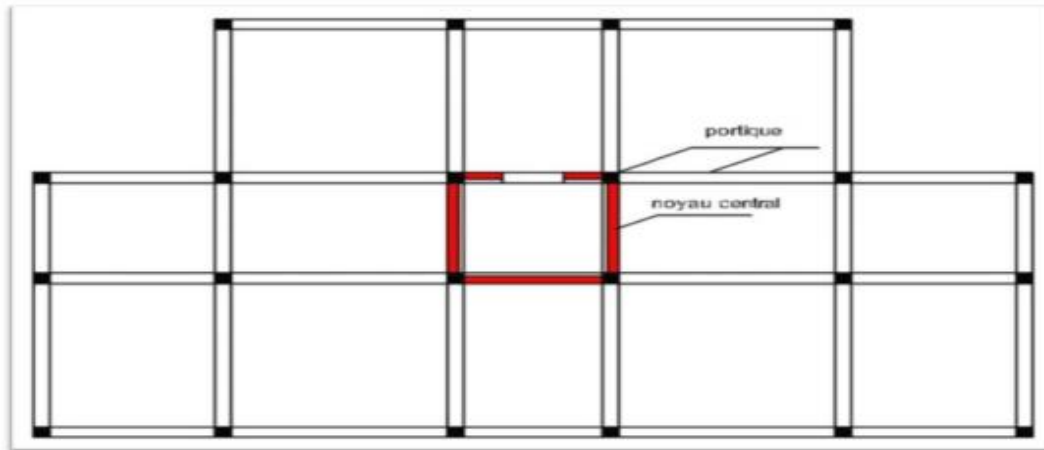
Les constructions en structures mixtes possèdent deux lignes de défense, lors d'un séisme. Dans un premier temps les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leurs rigidités diminuent et une grande part des charges est reportée sur les portiques dont la ductilité devait prévenir la rupture [14].

### **II.2.5-Les structures uniquement à voiles (murs) porteurs :**

Dans ce cas la structure est constituée uniquement de voiles porteurs associés à des poutres. Ils assurent à la fois le rôle de portance vis-à-vis des charges verticales ainsi que les charges horizontales engendrées par le séisme.

### II.2.6 -Les structure à Noyau central en béton armé :

Le noyau central est une partie de structure située généralement dans la partie centrale de la structure (Figure II.4). Il est constitué de parois verticales en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux [15].



**Figure II.4 : Structure à noyau central.**

Cet ensemble trouve sa place le plus souvent dans la zone où sont rassemblés les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, vestiaires, archives, etc.).

Durant le séisme de Boumerdès (Algérie) du 21 Mai 2003, les structures contreventées par portiques auto stables ont été les plus touchés par ce séisme (Figure II.5), cela est dû entre autres à [1] :

- Production de rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres ;
- Rupture par écrasement (due à des efforts de compressions importants) ;
- Cisaillement des Poteaux ;
- Flambement des poteaux ;
- Décollement du béton d'enrobage



**Figure II.5 : Effet du séisme de Boumerdès (Algérie, 2003) [2].**

### **II.3-La forme du bâtiment (en plan et en élévation):**

La forme de bâtiments et la répartition des différents éléments qui le constitue ont une incidence importante sur le comportement sous charges sismiques. Le concepteur doit rechercher la simplicité et une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments apportant une rigidité, de manière à limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux [29].

Lors d'un séisme, cette régularité sera un facteur déterminant de bon comportement, permettant aux différentes parties du bâtiment d'osciller en phase. Un bâtiment de forme très irrégulière entraîne un coût de protection parasismique élevé, tout en donnant lieu à un comportement peu favorable à la résistance aux séismes [29].

#### **II.3.1-Régularité en plan**

Les bâtiments symétriques et compacts présentent une meilleure résistance à la torsion que les bâtiments sous forme de L, T, U, ou Z (*Figure II.6*).

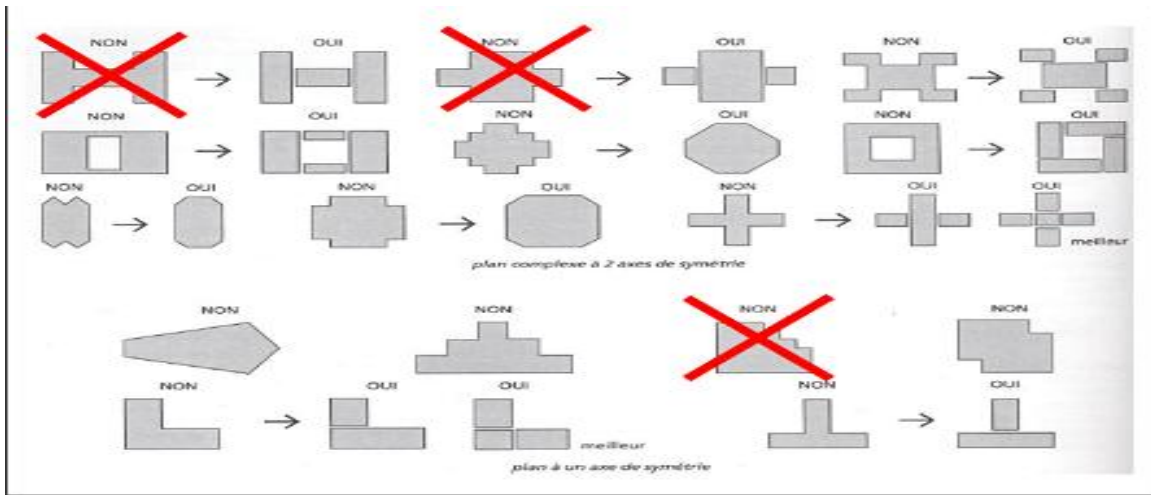


Figure II.6: Les Formes régulières et les formes irrégulières [29].

Pour qu'une structure en béton armée soit considérée comme étant régulière en plan elle doit vérifier les conditions suivantes :

### II.3.1.1-Configuration symétrique de la structure :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axe de la symétrie (Figures II.7 et II.8) [2].

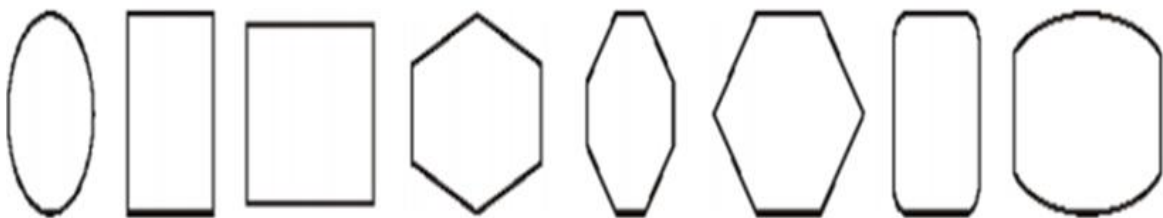


Figure II.7: Forme régulière : plan simple à deux axes de symétrie [29].

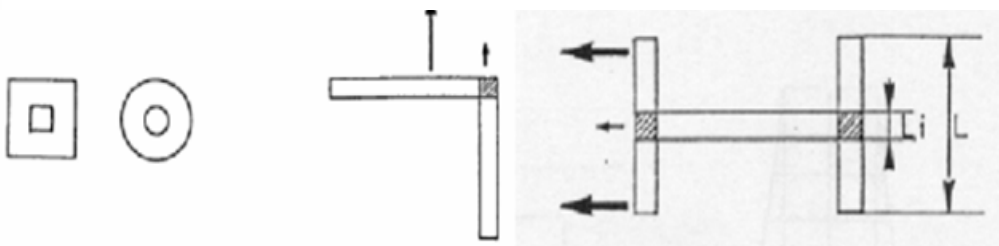


Figure II.8: Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan. A droite : effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact [29].

Lorsqu'une structure en béton armé n'est pas symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, cette dernière ne se comporte pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure ne présente pas une bonne distribution de rigidité et des masses. Des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires. Des considérations purement flexionnelles expliquent ce phénomène : les raideurs flexionnelles suivant les directions principales sont très différentes dans un bâtiment rectangulaire. Il en résulte des périodes propres différentes de deux ailes perpendiculaires soumises à une action sismique d'orientation donnée, d'où une réponse (fonction du temps) différente et une concentration de contraintes à la jonction des ailes perpendiculaires [2] [29].

### II.3.1.2-L'excentricité:

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée (Figure II.9). Dans l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments : L'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité  $CM_i$  et les centres de rigidité  $CR_i$  (ou centre de torsion) à chaque niveau  $i$ . Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité  $CM_i$ , point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau donné  $i$ , n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion  $CR_i$  de cet étage. Il en résulte alors des moments de torsion. Dans une construction multi - étagée, les centres de masses  $CM_i$  des différents étages  $i$  ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion  $CR_i$ . Un niveau  $j$  dont le centre de masse  $CM_j$  serait confondu avec le centre de torsion  $CR_j$  peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre  $CM$  et  $CR$  aux niveaux supérieurs. [18]

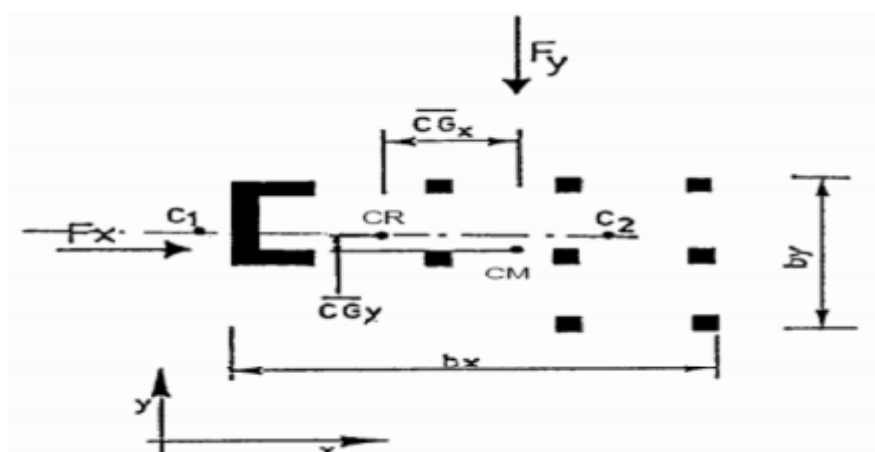
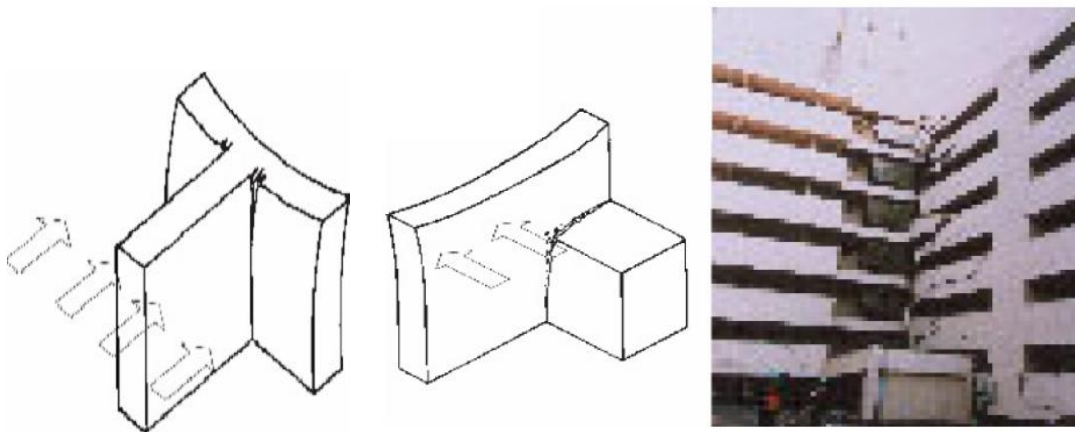


Figure II.9:Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment. [18]

### II.3.1.3-La torsion d'ensemble :

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents (figure II-10) [25]. Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure.



**Figure II.10:(Déformations de torsion). Dommages dus à des concentrations de contraintes (Séisme de Kobé 1995) [25].**

### II.3.1.4- Saillies, décrochements en plan et élancement géométrique

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent comporter des ailes, des saillies et/ou des retraits et, par conséquent, des angles rentrants et aussi être élancés en plan. Leurs inconvénients peuvent être corrigés en optant pour des joints sismiques (figure. II.11). De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du contreventement. Sans cette correction, nous sommes obligés de limiter cette différence en évitant les rectangles très allongés. ("Compacité du plan"). Il est recommandé que la forme du bâtiment soit compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. Ce sont les prescriptions des règlements parasismiques en vigueur (fig. II.12) [25][2].

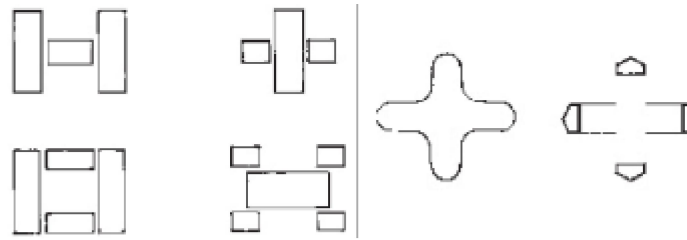


Figure II.11: Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité. [25]

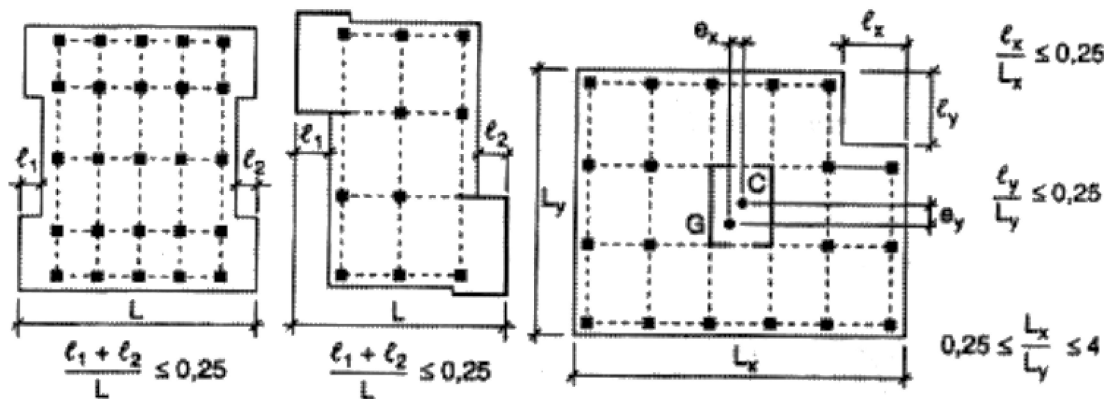


Figure II.12 : Limites des décrochements en plan [31].

Les mouvements sismiques horizontaux et verticaux du sol ne sont pas identiques d'un endroit à l'autre. Les différences augmentent avec la distance. Leur effet sur les bâtiments de grandes dimensions horizontales peut être sensible. Afin de limiter l'importance des déformations différentielles du sol sur les structures, il est souhaitable de fractionner ces bâtiments en blocs compacts [25].

Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des **joints parasismiques** (figure II.13). La largeur de ces derniers dépend de la déformation maximale des blocs attenants, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante. Pour ces constructions élancées, le choix d'une configuration simple devient impératif [25].

Les joints parasismiques doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes, être vides de tout matériau et éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre. L'exécution des joints vides n'est pas sans difficultés. Dans ce cas, nous pouvons utiliser des coffrages extractibles en carton ou des pré-voiles préfabriqués. Les joints doivent être protégés contre l'introduction de corps étranger par des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.) [25].

Les couvre-joints rigides peuvent être utilisés s'ils sont fixés d'un seul côté du joint sous peine de dommages (figure. II.13). Les joints prévus pour d'autres raisons (dilatation thermique, tassement différentiel) doivent être traités comme des joints parasismiques [25].

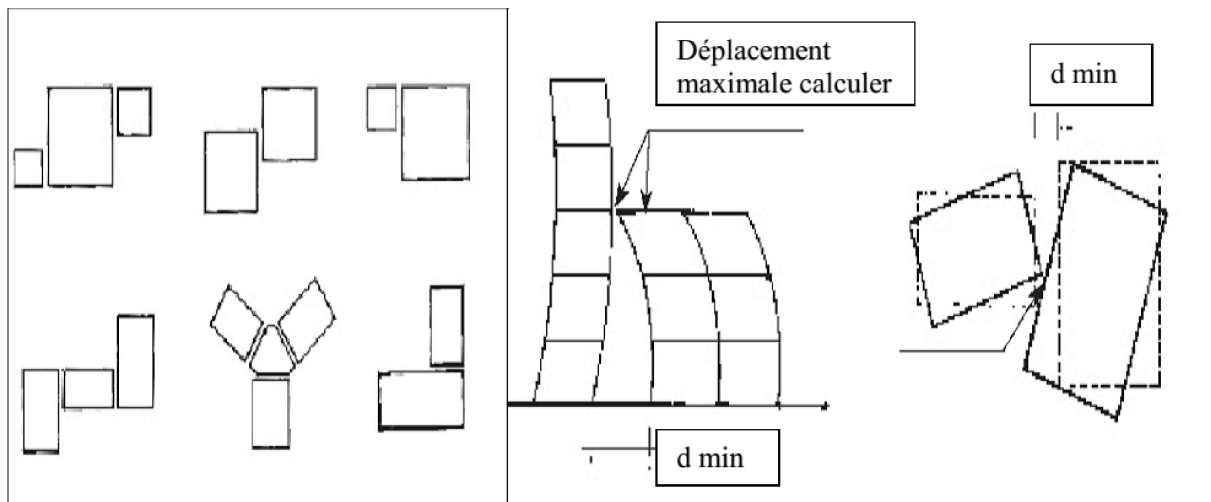


Figure II.13: joints parasismique [25].

### II.3.1.5- Rigidité du plancher:

Les planchers doivent toujours présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** [31].

#### -Compensation d'une mauvaise distribution de rigidité :

Pour faire coïncider ou rapprocher le centre de gravité d'un niveau avec son centre de rigidité (qui est le barycentre des rigidités), il est possible d'ajouter des palées de stabilité (murs de contreventement, palées triangulées, noyaux fermés,...) dans les zones flexibles, de manière à minimiser les déformations différentielles (Figure II.14) [25].

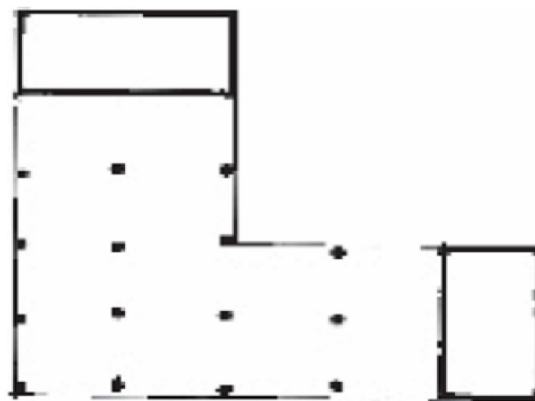


Figure II.14: Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes [25].

### - Variation progressive de la rigidité :

Cette démarche relève des compétences des architectes. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment (figure. II-15). Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, qui est souvent employée par les architectes [25].

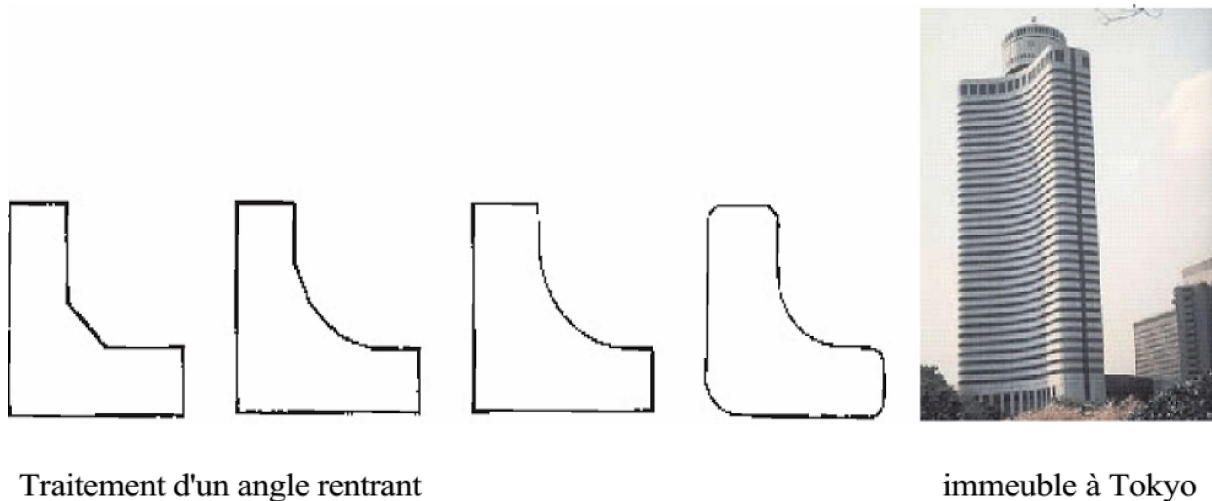


Figure II.15: Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes [25].

### II.3.2-Régularité en élévation :

La différence de hauteur et de volume dans les parties d'un bâtiment provoque une différence de fréquence propre d'oscillation, et de fortes concentrations de contraintes se produisent dans les éléments qui le relient (figure II.16).

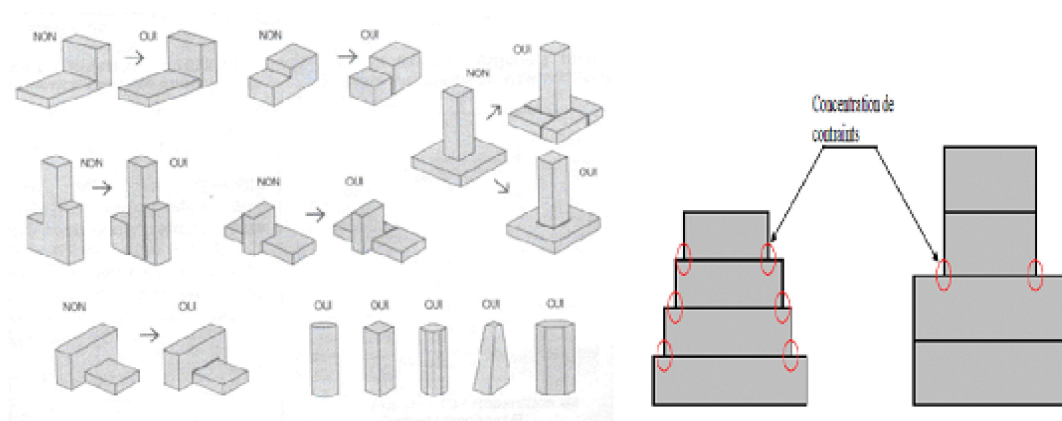


Figure II.16: Régularité en élévation [29].

### II.3.2.1-Symétrie et simplicité en élévation :

L'absence de simplicité ou d'une symétrie

L'irrégularité selon deux axes est en général plus préjudiciable en élévation qu'en plan. Nous remarquons que les constructions dont les dimensions horizontales ne varient pas avec la hauteur (si elles sont correctement mises en œuvre) subissent habituellement moins de dommages sismiques que celles qui présentent des volumes en saillie ou en retrait, ou bien comportent des étages souples (transparence). Toutefois, une réduction progressive des dimensions horizontales vers le haut peut constituer une option favorable à la résistance lorsque des séismes se produisent [2].

### II.3.2.2-Système de contreventement:

**Selon le RPA 99/2003 :** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. D'une manière générale, le contreventement devrait conférer, sensiblement, à la construction la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale, afin de conférer à la structure un système de contreventement efficace. Cette démarche a une forte incidence architecturale. Il s'agit de placer en façade ou en retrait des façades, dans les deux directions principales, des travées rigides (palées de stabilité ou murs de contreventement) assurant la résistance aux charges horizontales à la place des poteaux (figure. II.17). Les charges sismiques étant, dans les cas courants, distribuées sur des éléments porteurs verticaux proportionnellement à leurs rigidités, en présence de voiles ou de travées triangulées, les poteaux sont très peu sollicités [29] [31].

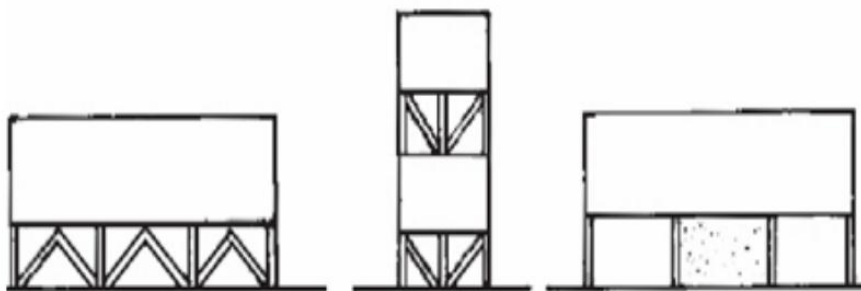


Figure II.17:Contreventement des niveaux " transparents " [25].

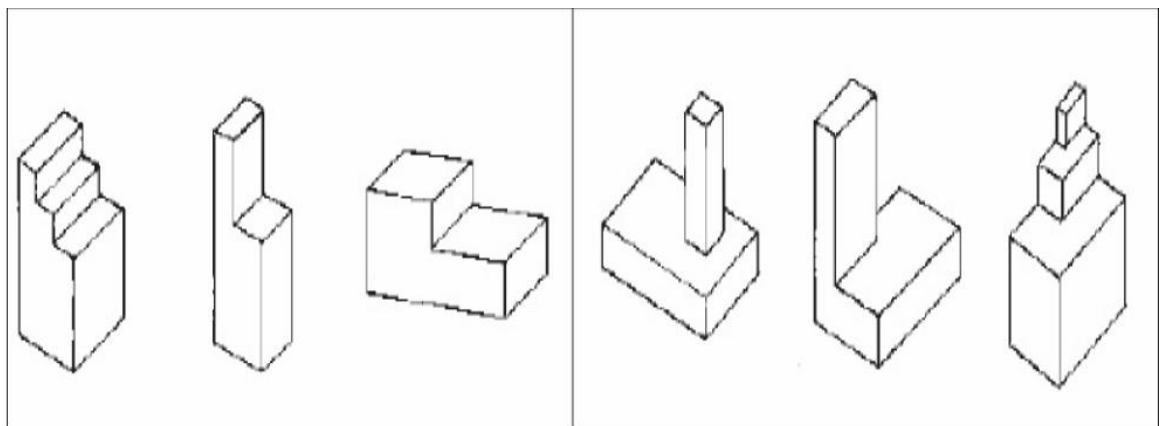
### II.3.2.3-Niveaux avec retrait (décrochements) :

Les retraits d'étages supérieurs est une situation assez fréquente. Ils peuvent être réalisés sur une ou plusieurs façades et concerner un ou plusieurs niveaux (figure II.18).Lors de séismes forts, des dommages localisés dans les angles rentrants et aux pieds des retraits sont souvent observés. Leur importance augmente avec celle du retrait. En effet, les niveaux en retrait

## Chapitre II Les typologies des constructions, les formes régulières et irrégulières

n'oscillent pas à la même fréquence que les niveaux courants. A des moments donnés au cours des oscillations, ils peuvent subir des déplacements opposés et par conséquent, des concentrations de contraintes sévères à leur base se produisent [29].

Le cas est aggravé si les poteaux des étages en retrait reposent sur les poutres des niveaux inférieurs. Afin de limiter les inconvénients engendrés par les retraits, la descente de charges devrait être directe, sans transfert horizontal [25].



a) Retraits sur une façade

b) Retraits sur plusieurs façades

**Figure II.18: a, b- Niveaux avec retraits. Ces niveaux peuvent effectuer des déplacements opposés par rapport aux étages courants et subir des dommages importants à leur base [25].**

Le comportement des retraits élancés est particulièrement préjudiciable pour les structures. Elles ont tendance à se coucher sur les niveaux inférieurs. Leurs flexibilités excitent également les modes supérieurs d'oscillation, entraînant une amplification des charges sismiques [29]. Dans le **RPA 99/2003** pour le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser **20%** dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur [31]. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension [31]. D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (figure II.9).

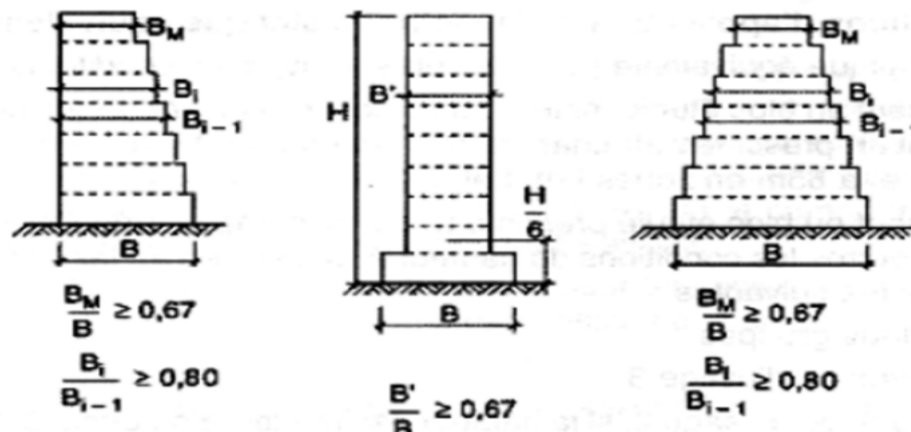


Figure II.19: Limites des décrochements en élévation [31].

### d-variation de :

Dans le **RPA 99/2003** le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de **25%** dans chaque direction de calcul. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux doivent rester constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment [31]. Plusieurs cas peuvent se présenter [29]:

- **Danger dû à la variation de la rigidité entre étages :** De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages. C'est le cas des bâtiments sur " pilotis ", de même que de ceux qui présentent de grandes portes, vitrines ou fenêtres concentrées sur certains niveaux (commerces, garages, hôtels, bâtiments administratifs, etc.). La hauteur de ces niveaux est souvent nettement plus grande que celle des autres niveaux et l'élancement des éléments porteurs verticaux plus important. Lors de séismes forts, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités [25].
- **Présence d'étage souple (transparent).** Le cas ci-dessous se produit quand ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau " souple ". L'oscillation des étages supérieurs entraîne leur " mise en S ", déformation à laquelle, habituellement, les poteaux ne résistent pas (figure. II-20) [25].

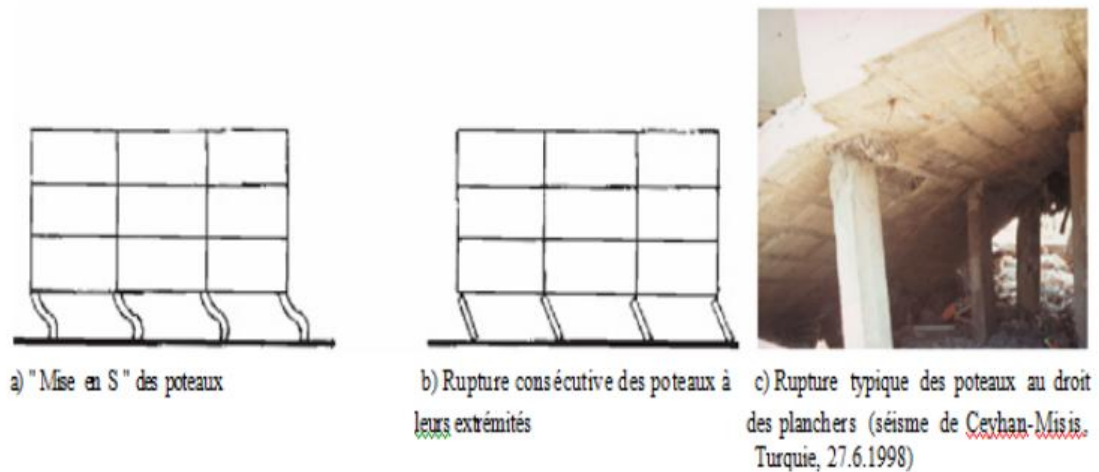


Figure II.20:a, b, c - Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques [25].

### II.4 -Conclusion:

Le choix des éléments de contreventement ne peut pas être aléatoire mais doit faire l'objet d'un choix judicieux en fonction de la réponse dynamique attendue en terme de déplacement total de la structure, des déplacements inter-étages, de la ductilité du système dissipatif et des efforts que ce soit à la base ou bien ceux revenant aux étages.

La forme générale du bâtiment en plan et en élévation donne une première indication sur le comportement potentiel du bâtiment sous l'action sismique.

Les codes de calcul et les guides de conception des bâtiments parasismiques insistent tous sur l'importance de la régularité en plan et en élévation dans la mesure où elle réduit le risque de majoration des efforts sismiques dans certaines zones.

# CHAPITRE III

*Les différents paramètres d'évaluation  
du comportement sismique des structures*

## **Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures**

---

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

Les zones étendues et fortement peuplées sont fréquemment touchées par des catastrophes naturelles. Les tremblements de terre sont parmi les événements causant des dommages importants dans les structures ainsi. Ces niveaux de dommages ont des conséquences sur le comportement des structures. Cela souligne la nécessité d'avoir une évaluation rigoureuse de niveaux de dommages.

En règle générale, l'évaluation du comportement sismique des structures vise à déterminer si un bâtiment doit rester en usage ou être évacué. En outre, il vise à déterminer si une action de réparation - réhabilitation ou renforcement est nécessaire ou une démolition est obligatoire. Dans tous les cas, la décision doit être prise à court terme, quelques heures ou quelques jours après le séisme. Par conséquent, une mesure fiable mais facilement applicable pour entreprendre de telles actions.

Ainsi, ce chapitre vise à proposer quelques paramètres d'évaluation post-sismique des structures endommagées, les plus utilisés.

### **III.2-Les indicateurs de dégradations pour l'évaluation du comportement sismique des structures en béton armé:**

Pour des structures en béton, les indicateurs capables de traduire le degré d'endommagement d'une structure peuvent être classés en deux catégories : les indicateurs locaux s'intéressant aux dommages d'éléments isolés dans une structure et les indicateurs globaux représentant l'état général de la structure.

#### **III.2.1-Indicateurs locaux**

Les dommages subis par une structure au cours d'un séisme peuvent être imputables à des déformations excessives, plus généralement au dépassement d'un seuil ou à des déformations progressives sous des sollicitations alternées, plus généralement à l'accumulation de dommages. Certains indicateurs font uniquement appel à la notion de dépassement de seuil, d'autres sont des indicateurs de dommages cumulés [30].

- Indicateurs de dommages cumulés basés sur les déplacements :  
Les indicateurs de dommages cumulés se présentent généralement sous forme d'une fonction cumulative sommant les déformations plastiques ou l'énergie hystérétique absorbée au cours du chargement.
- Indicateurs de dommages non cumulés :  
Les deux indicateurs de dommages de ce type les plus couramment utilisés sont la ductilité et le « drift » inter-étages [30].

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

### III.2.2-Indicateur global :

- Moyenne pondérée d'indicateurs locaux:  
Les indicateurs globaux sont généralement dérivés des indicateurs locaux en les pondérant et ou les sommant.
- Indicateurs basés sur les propriétés modales:  
L'endommagement d'une structure au cours d'un séisme modifie évidemment ses propriétés modales [30].

### III.3-Ductilité:

#### III.3.1- Définition de la ductilité:

La ductilité caractérise l'aptitude d'une structure, d'un élément de structure ou des matériaux constitutifs, à se déformer dans le domaine non linéaire, au-delà de la limite élastique, jusqu'à la ruine. Elle est définie par le facteur de ductilité qui est le rapport entre la déformation ultime et la déformation élastique, cette définition s'applique aux déformations, aux rotations, aux courbures et aux déplacements figure III.1 [28].

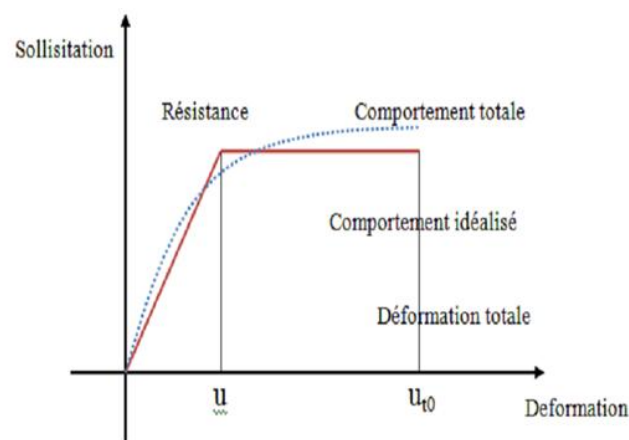


Figure III.1: Définition de ductilité [28].

En conception parasismique, l'ingénieur vise à obtenir un comportement ductile. Ceci confère à la structure une bonne capacité de dissipation de l'énergie transmise par le séisme et évite une rupture fragile et soudaine, de la construction, qui peut être catastrophique.

#### III.3.2-Différents types de ductilité en analyse sismique:

On s'intéresse aux comportements ductiles du matériau d'un élément de la structure ou de la structure elle-même, on distingue donc trois types de ductilité [Décembre 1981, ENPC Paris, France.].

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

### III.3.2.1-Ductilité du Matériau:

Cette ductilité peut être définie comme le rapport maximal  $\varepsilon_m$  (correspondant à la contrainte maximale), sur la déformation  $\varepsilon_y$  (correspondant à la limite élastique). Le facteur de ductilité du matériau désigné par  $\mu_\varepsilon$  a pour expression III.1 [28].

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \quad \text{III.1}$$

La définition de ce facteur dans le cas de chargement monotone est sans ambiguïté, ce qui n'est pas le cas lorsqu'il s'agit d'un chargement cyclique. Dans ce cas  $\varepsilon_m$  peut être défini, soit comme la déformation maximale depuis l'état initial, soit comme la déformation depuis le comportement d'un cycle, jusqu'à leurs niveaux maximums, la deuxième définition semble être davantage représentative de la ductilité d'un matériau sous chargement cyclique [28].

### III.3.2.2-Ductilité en rotation:

On définit le facteur de ductilité en rotation  $\mu_\theta$ , comme le rapport de la rotation maximale d'un élément  $\theta_m$ , sur la rotation  $\theta_y$ .

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad \text{III.2}$$

Pour l'étude de chargement cyclique,  $\theta_m$  est la rotation totale correspondant à un demi-cycle de charges. Si un élément a des capacités de rotation différentes dans les deux sens opposés, il aura des facteurs de ductilité  $\mu_\theta$  différents dans les deux sens. La capacité de rotation des éléments est un paramètre très important non seulement en calcul sismique, mais également en analyse plastique des structures pour le chargement monotone. Cette capacité permet la redistribution des moments dans le système [28].

### III.3.2.3-Ductilité en déplacement:

Elle est définie par le facteur de ductilité en déplacement  $\mu_\delta$  souvent employé en calcul sismique, est relié au déplacement  $\mu_\delta$  d'un point de la structure,  $\mu_\delta$  est également défini comme le rapport du déplacement maximal  $\delta_m$  d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement  $\delta_y$  correspondant à la limite élastique [28].

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_m}{\delta_y}$$

III.3

$\delta_m$  est défini par le déplacement maximal atteint pendant un demi-cycle de charge. On peut définir  $\delta_y$  comme le déplacement correspondant au moment ou à la limite élastique et il est atteint pour la première fois dans une section quelconque de la structure. Une autre définition de  $\delta_y$  consiste en l'examen de la relation charge - déplacement de toute la structure et on note le début de la déviation de comportement par rapport à la partie élastique linéaire [28].

Il reste des différences considérables entre les trois facteurs de ductilité précédemment définis, et on ne doit pas les confondre, chacun d'eux à son importance et sa signification.

Le facteur de ductilité  $\mu_{\epsilon}$  élevé indique un matériau ductile, et un  $\mu_{\epsilon}$  faible indique un matériau faible [17].

Le facteur de ductilité de rotation  $\mu_{\theta}$  représente la performance d'un élément ou d'un joint de la structure. Une structure ne peut pas avoir un comportement ductile si les valeurs de  $\mu_{\theta}$  pour ses éléments et ses joints sont insuffisantes pour redistribuer les moments internes [28].

Finalement le facteur de ductilité en déplacement  $\mu_{\delta}$  fournit un indice pour le comportement global de la structure, c'est à dire l'aptitude de la structure à se déformer au-delà de la limite élastique. La relation entre ces trois facteurs peut être sous la forme :

$$\mu_{\epsilon} > \mu_{\theta} > \mu_{\delta}$$

Pour les éléments peu élancés, comme pour un mur de contreventement en béton armé, l'expérience montre que  $\mu_{\theta}$  peut être égal à  $\mu_{\delta}$  cependant pour les poutres et les poteaux ayant les proportions habituelles, le rapport de  $\mu_{\theta}/\mu_{\delta}$  dépasse l'unité. Pour ces éléments, il est souhaitable d'avoir ce rapport de l'ordre de 1.5 [28].

### III.3.3-Facteurs influençant la ductilité:

Plusieurs facteurs influencent la ductilité des structures en béton armé [Edouard Shdeed, Amar Kasoul. Journal Vol 18 number2, 2002] parmi eux on trouve [28]:

- La résistance à la compression du béton.
- Le pourcentage des armateurs tendus et comprimés.
- La limite élastique des armatures.
- Le confinement par des armatures transversales

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

- L'élanement des éléments.

La revue des travaux antérieurs montre que les facteurs tels que la résistance à la compression du béton, le pourcentage des armatures, le confinement transversal ont un effet favorable sur la ductilité, alors que l'effort normal et la résistance élevée des armatures tendus ont un effet défavorable [28].

### III.3.4-Demande en ductilité ( $\mu_d$ ) au point de performance :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement  $D_y$ . Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement  $D_p$ , soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport [28]:

$$\mu_d = D_p / D_e \quad \text{III.4}$$

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

### III.4- Les déplacements inter-étages:

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont calculés comme suit [31] :

- **Le déplacement horizontal** à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{III.5}$$

Avec :

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).  
R : coefficient de comportement.

- **Le déplacement relatif** au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{III.6}$$

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

Ces déplacements ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré [31].

### III.5- L'indice de dégradation global:

#### III.5.1-Définition de l'indice de dégradation global:

Les indices de dégradation sont destinés à quantifier les dommages en fonction d'un nombre donné de critères. La plupart sont intimement liés à des représentations de dommages et nécessitent généralement le développement d'un modèle pour représenter le comportement structurel du composant. Quand ils sont basés sur des représentations directes, ils expriment le niveau de détérioration d'une propriété spécifique au moyen d'un variable, généralement normalisée par la valeur initiale ou de référence du paramètre étudié. Il prend des valeurs théoriques de 0 indiquant aucun dommage jusqu'à 1, ce qui signifie dommage complet. Si elles sont basées sur des mesures indirectes, elles auront généralement entre deux limites associées également à aucun dommage et dommage complet [19].

#### III.5.2-L'indice global au moyenne pondéré des indicateurs locaux:

Les indicateurs globaux sont généralement dérivés des indicateurs locaux en les pondérant et ou les sommant. Une approche classique consiste à prendre la moyenne d'indicateurs locaux en les pondérant par l'énergie absorbée. L'indicateur de dommage correspondant pour un étage s'écrit donc [30] :

$$D_{\text{étage}} = \frac{\sum D_i E_i}{\sum E_i} \quad \text{III.7}$$

Où  $D_i$  et  $E_i$  représentent respectivement l'indicateur de dommage local et l'énergie absorbée pour une zone  $i$ . L'endommagement d'un bâtiment peut s'évaluer sur le même principe.

L'étage le plus endommagé sera évidemment affecté du plus grand coefficient pondérateur. Dans la plupart des cas, l'endommagement global d'un bâtiment est bien conditionné par l'étage le plus endommagé de sorte que la formulation précédente traduit convenablement cet endommagement général. Braci et al (1989) ont généralisé la définition de ce type d'indicateurs [30].

### III.5.3-Indicateurs basés sur les propriétés modales:

L'endommagement d'une structure au cours d'un séisme modifie évidemment ses propriétés modales. Il apparaît alors naturel de s'intéresser à la dégradation de ses propriétés notamment la valeur des fréquences propres pour mesurer le dommage.

L'évolution des fréquences propres permet de remonter à l'état global d'endommagement d'une structure. La localisation de ces dommages ne peut être cernée qu'en s'intéressant aux déformées modales [30].

Une structure endommagée voit d'une part sa fréquence propre fondamentale diminuer et d'autre part son amortissement augmenter. La sensibilité de l'amortissement, ainsi que l'endommagement orientent naturellement les indicateurs vers la dégradation de la fréquence [16]. Roufiel et Meyer (1987) [35] proposent un indicateur pouvant s'exprimer soit à partir de la variation de la fréquence fondamentale de la structure soit à partir de son déplacement en tête:

$$D_{global} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} = \frac{14.2\delta_y \left( \sqrt{\frac{f_{ini}}{f_{fin}}} - 1 \right)}{\delta_f - \delta_y} \quad \text{III.8}$$

Où  $f_{ini}$  et  $f_{fin}$  sont les fréquences fondamentales de la structure avant et après endommagement.

Il reste qu'au cours d'un séisme, la fréquence fondamentale ne varie pas de manière monotone. La mesure de  $f_{fin}$ , si elle est pratiquée in-situ à partir d'une excitation de bas niveau, sous-estime généralement la chute de fréquence maximale observée au cours du mouvement sismique. L'évolution de la fréquence fondamentale suit plutôt la courbe représentée sur la (figure III-2) ci-dessous [30] :

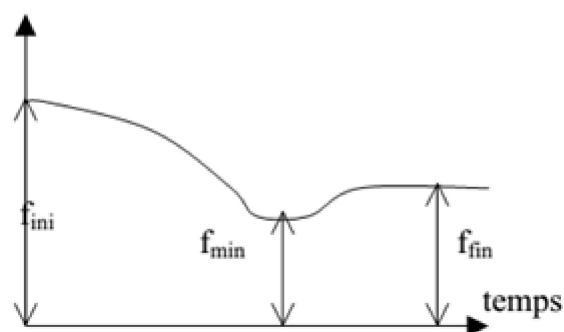


Figure III.2: Représentation de l'évolution de la fréquence propre d'une structure au cours du temps [30].

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

À ce titre, une série d'indicateurs a été définie pour chaque fenêtre représentée ci-dessus : L'assouplissement maximal, l'assouplissement plastique et l'assouplissement final.

$$\begin{aligned} D_m &= 1 - \frac{f_{\min}}{f_{ini}} \quad , \\ D_{pl} &= 1 - \frac{f_{\min}^2}{f_{fin}^2} \quad , \\ D_F &= 1 - \frac{f_{fin}^2}{f_{ini}^2} \end{aligned} \quad \text{III.9}$$

L'interprétation de chacun de ces indicateurs est canonique.  $D_F$  représente l'assouplissement moyen de la structure,  $D_{pl}$  représente une mesure de la déformation plastique et éventuellement de l'interaction sol-structure tandis que  $D_m$  est une combinaison des effets de la plasticité et des effets de la chute de raideur. Plusieurs études, Miyamura et al (1989), Cakmak et al (1991) [34] ont montré que  $D_m$  était l'indicateur le plus pertinent pour mesurer l'endommagement réel d'une structure.

La principale limite de ce type d'indicateur est l'impossibilité de localiser les dommages qu'il mesure. Pour pallier à ce problème, Mork (1992) [34] a élargi la définition de l'assouplissement maximal en tenant compte du deuxième mode propre de la structure. Deux paramètres d'endommagement sont alors définis :

$$\begin{aligned} D_1 &= 1 - \sqrt{\frac{k_{1,\min}}{k_{1,ini}}} \\ D_2 &= 1 - \sqrt{\frac{k_{2,\min}}{k_{2,ini}}} \end{aligned} \quad \text{III.10}$$

Où  $k_1$  et  $k_2$  représente les raideurs du système à deux degrés de liberté équivalent (masses et modes propres calés) à la structure réelle,  $D_1$  et  $D_2$  peuvent être respectivement rattachés à la partie basse et haute de la structure. Nielsen et al (1992) [34] a relié ces indicateurs à l'endommagement global  $D_m$  de la structure en montrant que :

$$D_2 = 1 - \frac{1}{2\sqrt{\lambda}} \sqrt{\frac{D_\lambda^2 - 2D_\lambda(1-D_1)^2}{D_\lambda - (1-D_1)^2}}$$

avec  $\lambda = \frac{k_{2,ini}}{k_{1,ini}}$  III.11

et  $D_\lambda = (1 - D_m)^2 (1 + 2\lambda - \sqrt{1 + 4\lambda^2})$

Les indicateurs de dommages présentés dans toute cette partie se rapportent essentiellement au comportement en flexion des structures. Les structures étudiées par la suite sont des poteaux et portiques en béton armé chargés principalement en tête ou au sommet qui exhibent ce type de comportement. Les indicateurs proposés sont donc adaptés à la description des dommages subis par ces structures.

### III.5.4-L'Indice de dégradation global en fonction de la rigidité:

Les indices de dommages, en particulier ceux calculés avec la relation de rigidité, ont le défaut de produire des résultats cohérents dans le cas de structures à comportement ductiles. Cependant, dans le cas de structures conçues pour être moins ductiles, c'est-à-dire des bâtiments à ossature avec des poutres larges ou des bâtiments à dalles gaufrées, les indices d'endommagement ne décrivent pas objectivement l'état global des dommages lorsque la réponse est proche du seuil d'effondrement. Heureusement, un indice de dommage sismique objectif, indépendant de la typologie structurelle, formulé en fonction de la relation entre la rigidité et la ductilité maximale, calculé directement de la courbe de capacité des bâtiments est développé afin de surmonter cette inconvénient [19].

L'indice de dommage de raideur (Id):

$$Id = 1 - K_d / K_0 \quad \text{III.12}$$

Les dommages peuvent également être représentés par la diminution de la pente élastique de la courbe représentant le comportement global de la structure (ou du composant).

Ainsi, Id dépend de la rigidité initiale non endommagée  $K_0$  et la raideur endommagée  $K_d$ .

Les valeurs des indices de dégâts varient de zéro à un selon la quantité de dégâts expérimentés. Une valeur de zéro ne représente aucun dommage alors qu'une valeur d'indice de dommage de 1 correspond à un effondrement. Cependant, en termes pratiques, l'effondrement peut être défini à un indice de dommage plus faible correspondant à un certain pourcentage de perte de rigidité [19].

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

### III.5.5-Avantages de l'indice de dégradation global:

Les avantages de l'approche d'évaluation des dommages proposée sont nombreux. Certains d'entre eux comprennent [13]:

- Le calcul de l'indice de dégradation est basé sur une analyse de réponse rationnelle procédure avec peu besoin d'étalonnage.
- La rigidité est calculée après suppression de l'inertie et des effets de force d'amortissement et amenant le cadre à un état statique.
- Le dommage peut être estimé à tout stade de chargement sans avoir à deviner le déplacement maximal ou déformation de la structure près de l'effondrement.
- Deux raideurs finales différentes peuvent être calculées en fonction de la direction de la charge dans l'analyse Push Over (de droite à gauche ou de gauche à droite). La plus petite rigidité peut être utilisée pour calculer l'indice de rigidité;

Le modèle devrait tenir compte de la déformation de cisaillement et du glissement de la barre de renforcement. Williams et al ont noté que la plupart des indices de dommages disponibles ne tiennent compte que du fléchissement et ne considèrent la possibilité d'une rupture par cisaillement par exemple. Ces problèmes sont importants dans les dommages analysés des structures non ductiles existantes [13].

Du côté négatif, le calcul de l'indice de dommage proposé implique plus d'analyse et effort que ce qui est nécessaire pour évaluer d'autres modèles de dommages. En outre, l'applicabilité la fiabilité de l'évaluation des dommages proposés sont affectées par les limites de la poussée technique d'analyse [13].

### III.5.6-Raideur de la structure au point de performance ( $K_p$ ) et indice de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) [7] :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite ( $D_y$ ) et un effort tranchant élastique limite ( $V_y$ ). Soit une raideur initiale (élastique):

$$K_e = V_y / D_y \quad \text{III.13}$$

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 ( $K_e$ ). Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = V_p / D_p \quad \text{III.14}$$

## Chapitre III: Les différents paramètres d'évaluation du comportement sismique des structures

---

Un indice de dégradation global de la structure (**Id**) peut être défini par :

$$Id = 1 - Kp / Ke.$$

III.15

### III.6-Conclusion:

L'approche proposée pour évaluer les dommages en fonction de l'indice de dégradation au point de performance se traduit par un simple indicateur rationnel de dommages basée uniquement sur l'analyse structurale. Le modèle de dommages s'applique également aux structures ductiles et non ductiles. C'est un indice de dommage cohérent et robuste qui évite l'utilisation de fonctions de pesée et d'autres difficultés analytiques. Par conséquent l'indice de dégradation au point de performance sera notre paramètre d'évaluation du comportement des structures irrégulières étudiées.

Le calcul de l'indice de dégradation se veut comme un calcul préliminaire, un check point, pour une analyse du comportement sismique des structures. Si nous souhaitons une analyse plus approfondie, les autres paramètres comme les déplacements inter-étages, la ductilité, la formation de rotules plastiques et la pénétration dans le domaine plastique sont tous indiqués.

# **CHAPITRE IV**

## **Présentation de la méthode PUSHOVER**

## IV.1-Introduction

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Elles sont faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par l'ingénieur. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacements, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine, est largement inexplorée. Certaines règles, comme celles de l'ATC40 et celles de FEMA273, conscientes de ces inconvénients, recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires. Dans le cas de bâtiments peu irréguliers, un calcul statique **PUSHOVER** basé sur un modèle de comportement non linéaire pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure.

Dans ce chapitre on présente la méthode **PUSHOVER** ainsi que la procédure d'évaluation de point de performance.

## IV.2-Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse **PUSHOVER** est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales 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 reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet et figure (IV.1) [16].

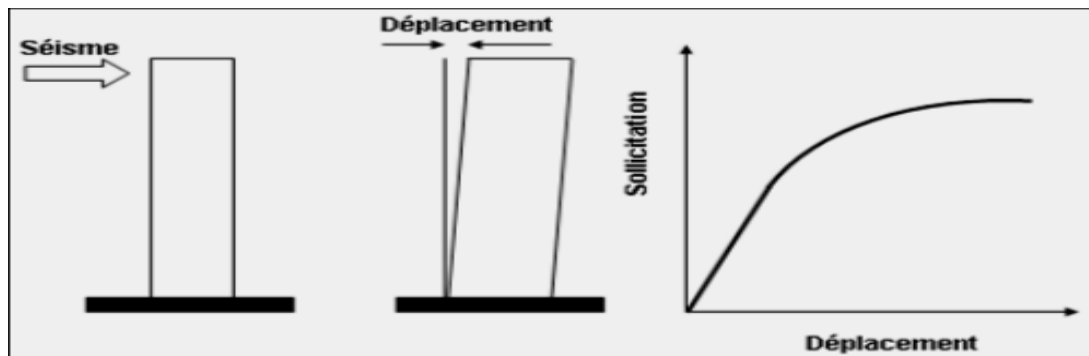


Figure IV.1: Signification physique de la courbe de capacité[16]

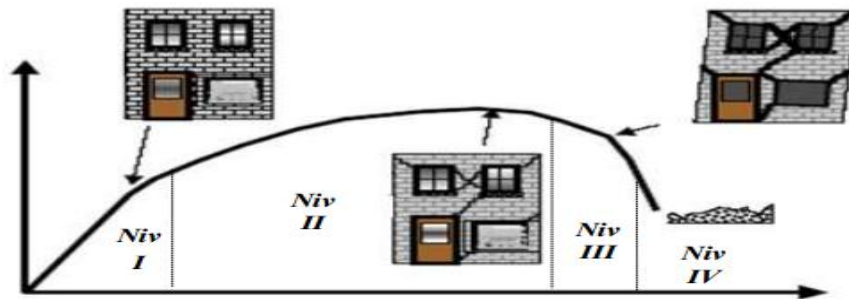


Figure IV.2: Niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité [16]

### IV.3 -Les niveaux des dommages reliés à la courbe de capacité

La courbe reliant la sollicitation au déplacement peut correspondre à des niveaux d'endommagement (Figure IV.2)[16] :

- **Le premier niveau (I)** correspond au comportement élastique de la structure et niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- **Le deuxième niveau (II)** correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est de se développer.
- **Le troisième niveau (III)** représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger.
- **Le quatrième niveau (IV)** la structure est susceptible de l'effondrer et ne présentant aucune capacité à la résistance.

Les points C, D et E de Figure IV.3 sont utilisés pour définir le comportement de la rotule et ces différents points représentent :

- **A** : le point d'origine
- **B** : représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées
- **C** : représente la capacité ultime de l'analyse **PUSHOVER**
- **D** : représente la résistance résiduelle de l'analyse
- **E** : représente la rupture totale des éléments

D'autre additionnel qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

- IQ : occupation immédiate
  - LS : durée de service
  - CP : prévention d'effondrement
- [16]

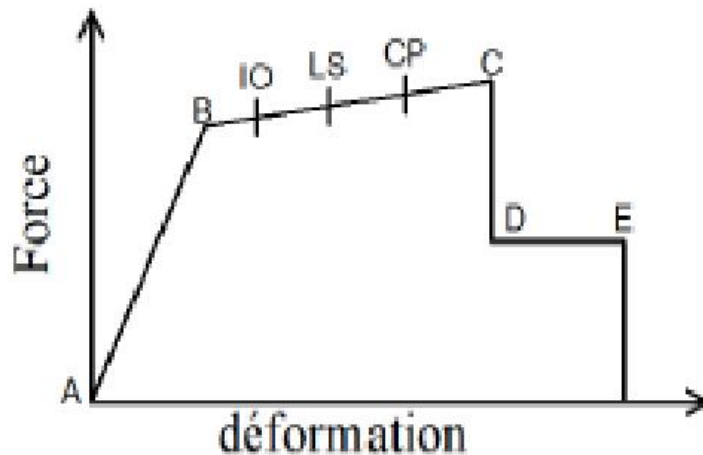


Figure IV.3 : Niveau d'endommagement des rotules plastiques [16]

#### IV.4-Origine de l'analyse PUSHOVER:

L'analyse statique **PUSHOVER** est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure peut être assimilée à celle d'une structure à un seul degré de liberté équivalent. Les chercheurs 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[14].

#### IV.5- But de l'analyse PUSHOVER:

Le but de l'analyse **PUSHOVER** est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse **PUSHOVER** est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [14] :

- 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 inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [20].

## II.6-Formulation de l'analyse push over:

L'analyse **PUSHOVER** n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante tout au long de l'analyse. Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale et correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leurs réponses soient dominées par un seul mode [28].

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent n'est pas unique mais la supposition fondamentale commune à toutes les approches est que la forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur  $\{\Phi\}$  propre qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation. Acceptant cette hypothèse et définissant le vecteur du déplacement relatif  $X$  d'un système à plusieurs degrés de liberté par  $X = \{\Phi\}x_i$  avec ( $x_i$  = déplacement au sommet), l'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme :

$$[M]\{\phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\phi\}\dot{x}_i + \{Q\} = -[M]\{I\}\ddot{x}_g \quad \text{IV.1}$$

Où  $[M]$  et  $[C]$  sont les matrices masse et amortissement,  $Q$  le vecteur des forces dans les niveaux et  $x_g$  définit l'action sismique. Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté  $x^*$  par :

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad \text{IV.2}$$

En pré multipliant l'équation (1) par et en substituant les xi (en utilisant l'équation (2)), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$M^* \ddot{x} + C^* \dot{x} + Q^* = -M^* x g \quad \text{IV.3}$$

$M^*$ ,  $C^*$  et  $Q^*$  Représentent les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et sont données par :

$$M^* = \Gamma^T M \Gamma \quad \text{IV.4}$$

$$Q^* = \Gamma^T Q \Gamma \quad \text{IV.5}$$

$$[C]^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Gamma\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad \text{IV.6}$$

Présumant que le vecteur propre est connu  $\{\Phi\}$ , les caractéristiques force déformation du système à un seul degré de liberté équivalent (la relation  $Q^*-x^*$ ) peut être déterminée à partir des résultats d'une analyse non linéaire incrémentale du système à plusieurs degrés de liberté qui résulte en un diagramme effort tranchant à la base - déplacement au sommet comme indiqué sur la figure IV.1.

Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire V- $\delta$ i doit être représentée par une relation bilinéaire qui définit une résistance plastique,  $V_y$ , une rigidité élastique effective,  $K_e = V_y / \delta_{i,y}$ , et une rigidité raidie ou adoucie,  $K_s = \alpha K_e$  pour la structure. Cette courbe bilinéaire simplifiée effort tranchant à la base - déplacement au sommet, qui est montrée sur la figure IV.3, est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

La valeur de plastification de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet correspondant de la figure IV.3 sont utilisés avec les équations (2) et (5) pour calculer la relation force-déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent comme suit[2].

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Gamma\}} x_{i,y} \quad \{Q_y\}^* = \{\Phi\}^T \{Q_y\} \quad \text{IV.7}$$

Où  $Q_y$  est le vecteur des forces de niveau à la plastification, i.e. La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

$$T_{eq} = 2\pi \left[ \frac{x_y^* [M]^*}{Q_y^*} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{IV.8}$$

Le facteur de raidissement ( $\alpha$ ) de la relation V-xi du système à plusieurs degrés de liberté définit le facteur d'écrouissage du système à un seul degré de liberté équivalent. Les propriétés de base d'un système à un seul degré de liberté équivalent sont maintenant connues. La question fondamentale dans l'exécution de l'analyse « push over » est la magnitude du déplacement cible en lequel l'évaluation de la performance sismique doit être faite. Le déplacement cible sert comme un estimateur du déplacement global que la structure doit subir durant le séisme de conception parasismique. Une définition commode du déplacement cible est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure. Les Propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent avec les informations spectrales pour les systèmes anélastiques qui ont été développées ces dernières années, pourvoient l'information nécessaire pour l'estimation du déplacement cible. Le déplacement au sommet de la structure  $x_t$ , est relié au déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent par l'intermédiaire de l'équation (2) [28].

Donc, le déplacement cible peut être déterminé si la demande en déplacement pour un système à un seul degré de liberté équivalent peut être estimée pour le séisme de conception. Pour un système à un seul degré de liberté élastique la demande de déplacement est donnée par les déplacements spectraux. Pour un système à un seul degré de liberté anélastique la demande de déplacement doit être obtenue à partir d'une analyse spectrale non linéaire. L'utilisation des informations de la demande spectrale anélastique nécessite l'estimation du rapport de la demande de la résistance élastique sur la résistance plastique du système à un seul degré de liberté équivalent et ce rapport est connu sous le nom du facteur de comportement R. Du fait que les spectres anélastiques sont souvent obtenus pour une masse unitaire, il est commode de diviser l'équation (3) par  $M^*$  pour obtenir l'équation différentielle du système à un seul degré de liberté ayant une masse unitaire [28] :

$$\ddot{x}^* + \frac{[C]^*}{[M]^*} \dot{x}^* + \frac{\{Q\}^*}{[M]^*} = -\ddot{x}_g \quad \text{IV.9}$$

L'équation (9) décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté de masse unitaire ayant une période  $T_{es}$  et une résistance plastique  $F_y$ , est donnée par [28]:

$$F_{y,eq} = \{Q_y\}^* / [M]^* \quad \text{IV.10}$$

Si la réponse spectrale élastique est connue, la demande de la résistance élastique du système à un seul degré de liberté équivalent avec une masse unitaire peut être calculée comme :

$F_{e,eq} = S_a T_{eq}$  IV.11

Où  $S_a$  est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération élastique.

Le facteur de réduction de la résistance  $R$  peut alors être obtenu à partir de la relation :

$$R = \frac{F_{e,eq}}{F_{y,eq}} = \frac{S_a(T_{eq})[M]^*}{Q_y^*} \quad \text{IV.12}$$

Le facteur  $R$  et le déplacement cible dépendent tous les deux du choix du vecteur propre  $\{\Phi\}$ . La plupart des chercheurs qui ont utilisé l'analyse **PUSHOVER** dans des études pilotes ont recommandé l'utilisation du profil du déplacement normalisé au niveau du déplacement cible comme vecteur propre. Du fait que ce déplacement est a priori inconnu, un processus itératif doit être fait si ce vecteur propre est choisi [28].

L'utilisation du vecteur propre pour estimer les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent et le déplacement cible nécessite des calculs élaborés et des itérations coûteuses. Tenant compte de toutes les hypothèses et de toutes les approximations inhérentes à l'analyse **PUSHOVER**, il n'y a pas une bonne justification pour des calculs rigoureux pour le calcul du déplacement cible et la précision peut être sacrifiée au profit de la simplicité [28].

Les études ont montré que la différence entre  $T_1$  (période fondamentale de la structure) et  $T_{eq}$  est généralement petite et son effet sur le déplacement cible peut être négligé à moins que le spectre de conception soit très sensible aux petites variations dans la période. Des simplifications dans le vecteur propre  $\{\Phi\}$  peuvent être aussi acceptables.

L'utilisation du vecteur propre, correspondant à la déformée du déplacement cible, est uniquement une recommandation et n'a aucune fondation théorique [28].

Il y a d'autres considérations additionnelles qui vont affecter la précision de la demande sismique en utilisant une analyse **PUSHOVER**. Ces considérations concernent spécialement l'estimation du déplacement cible et le choix des formes des forces qui sont supposées déformer la structure de la même manière que dans le cas du séisme de conception [28].

#### IV.7- Avantages, inconvénients et limites de la méthode

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leurs valeurs, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple.

Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc....).

Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse **PUSHOVER** est sensible à ces données [14].

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées.

De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle [14].

Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple. Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode **PUSHOVER** (exemple Robot millenium, SAP, ETABS). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques. De plus comme les autres méthodes statiques, la méthode **PUSHOVER** ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue [14].

La méthode **PUSHOVER** donne des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes supérieurs est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leurs contributions [14].

## IV.8- Évaluation du point de performance

Il existe différentes méthodes d'évaluation du point de performance à savoir les règlements FEMA 273 et 356, ATC40 et Eurocode 8. Dans notre recherche nous intéressons uniquement au règlement de l'ATC40.

### IV.8.1-Approche globale du règlement ATC40

La méthode d'analyse proposée dans l'ATC 40 est désignée par la "demande en capacité". Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire **PUSHOVER** avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de performance (point de fonctionnement) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré d'incursion dans le domaine plastique ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant.

### IV.8.2-Étapes de la méthode choisie dans l'ATC40

1. Conversion du spectre de réponse ( $S_a$ ,  $T$ ) en forme ADRS (Accélération-Déplacement de la Réponse Spectrale) en d'autre terme ( $S_a$ ,  $S_d$ ).
2. Détermination de la courbe de capacité de la structure sous forme ADRS.
3. Superposition des deux courbes de capacité et de demande afin de déterminer le point de performance qui est obtenu par l'intersection de deux courbes.

### IV.8.3- La courbe de capacité:

La courbe de capacité est une représentation graphique qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet d'une structure, elle est obtenue par un calcul statique non linéaire (analyse PUSHOVER).

L'obtention de cette courbe nécessite les étapes suivantes [16]:

- **Construction de la courbe de capacité en format (Sa-Sd) en forme ADRS**  
La courbe de capacité est une représentation graphique qui définit la capacité d'une structure vis-à-vis du chargement horizontal, elle est exprimée habituellement dans la représentation  $V=f(\Delta_s)$  (Figure IV.4).

Avec :

V : Effort tranchant à la base du bâtiment et Δs : Déplacement au sommet de la structure.

Cette courbe est ensuite transformée dans la représentation (Sa-Sd) par l'intermédiaire des paramètres propres au premier mode de déformation (figure IV.5) [15, 16]. On a donc :

$$S_a = V\alpha_1 / W \quad \text{IV.13}$$

L'effort normal à la base est divisé par la masse vibrante pour obtenir l'accélération correspondante (la force étant la masse par accélération) et comme on prend en considération que le premier mode, on doit diviser le résultat ainsi obtenu par le facteur de masse vibrante dans ce mode [30] [26].

$$S_d = \Delta_s / (P_{f1} \times \phi_{1s}) \quad \text{IV.14}$$

Par contre, le déplacement au sommet de la structure est divisé par le facteur de participation du premier mode [20] [16].

Avec : α1 Coefficient de masse modale;

$$\alpha_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i)^2}{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i)(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2)} \quad \text{IV.15}$$

Pf1 : Facteur de participation du premier mode ;

$$P_{f1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2} \quad \text{IV.16}$$

φ1s: Amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à un 1.

W : poids total de la structure.

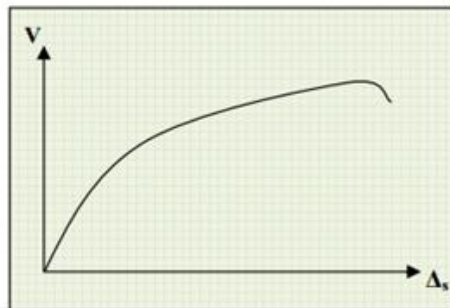


Figure IV.4: Courbe de capacité, format (V- $\Delta S$ ) [16]


Transformation  




Figure IV.5: Courbe de capacité, format (Sa-Sd) [16]

#### IV.8.4- La demande sismique:

La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse qui nous fournit la réponse maximale d'un oscillateur linéaire soumis à un séisme. Cette courbe est simplement obtenue pour un oscillateur linéaire de masse ( $M$ ) de raideur ( $K$ ) et d'amortissement ( $C$ ) dont le déplacement relatif par rapport à son support est soumis à une excitation sismique représentée par l'enregistrement de l'accélérogrammes choisi [31]. Cette courbe est obtenue de la façon suivante [16] :

- **Construction de la courbe de demande sismique en format (Sa-Sd)**

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 ( $\xi$ ) (Figure IV.6).

Avec :

$S_a$  : accélération spectrale

$T$  : période d'oscillation

Chacun des points précédents

$S_{ai} = f(T_i)$  est transformé dans un diagramme  $S_a = f(S_d)$  (Figure IV.7). Ou ( $S_d$ ) est le déplacement spectral donné par la relation (IV.5).

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2}$$

IV.17

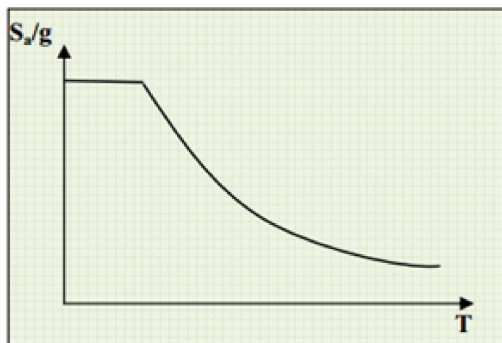


Figure IV.6: Le spectre de réponse, format (Sa/g-T) [16]

Transformation

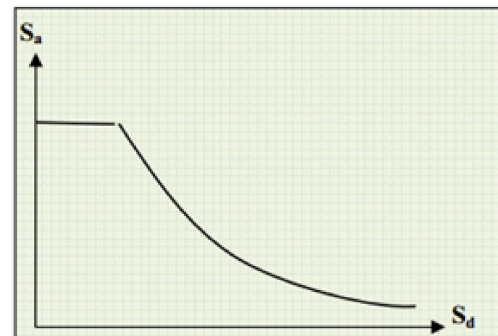


Figure IV.7: Le spectre de réponse, format (Sa-Sd) [16]

#### IV.9-Procédure d'évaluation du point de performance:

Il existe trois procédures dans le code ATC40 pour le calcul du point de performance, à savoir les procédures **A**, **B** et **C**. Les procédures **A** et **B** sont analytiques et peuvent être programmées, alors que la procédure **C** est purement graphique et plus adapté à l'analyse à la main[33].

La procédure **A** est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure **B** est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe[12].

Dans notre étude, nous allons utiliser la procédure développée par Pierre Morreux qui consiste à superposer les deux courbes spectrales de la capacité et de la demande à ( $\xi = 5\%$ ) et ( $\xi = \xi_{eff}$ ) d'amortissement, l'intersection de la courbe réduite ( $\xi = \xi_{eff}$ ) avec, le spectre de capacité, définit le point de performance [21].

Cette procédure nécessite les étapes suivantes :

- **Étape 1** : Nous développons le spectre de réponse à (5%) d'amortissement en format (Sa-Sd).
- **Étape 2 : Représentation spectrale de la capacité sismique.** Nous traçons la courbe de capacité sous la forme d'une représentation en format (Sa-Sd).
- **Étape 3** : Nous développons ensuite la représentation bilinéaire du spectre de capacité qui est définie par un point (A) de coordonnées (Sdy- Say) caractérisant les limites

élastiques, et un point (B) de coordonnées (Sd<sub>pi</sub>-S<sub>a</sub>pi), caractérisant les limites plastiques.

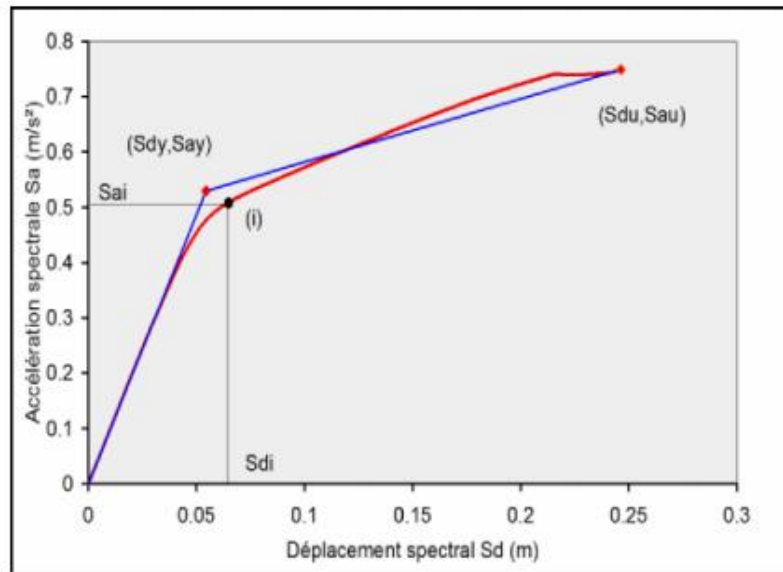


Figure IV.8: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité [17].

- **Étape 4 : Calcul de l'amortissement effectif:** Pour chaque typologie de structure (A, B et C) A), nous calculons les valeurs de l'amortissement effectif ( $\xi_{eff}$ ). La valeur de ( $\xi_{eff}$ ) peut également être calculée en utilisant la formule suivante[3] :

$$\xi_{eff} = k\xi_0 + 5 = \frac{S_{ay} \cdot S_{d_{pi}} - S_{dy} \cdot S_{a_{pi}}}{S_{a_{pi}} \cdot S_{d_{pi}}} + 5(\%) \tag{IV.18}$$

Avec :

$\xi_0$  : Amortissement visqueux équivalent tel que

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{IV.19}$$

$E_D$  : Énergie dissipée par un comportement visqueux équivalent E.  
 $E_{S0}$  : Énergie de déformation maximale

Et :

- $S_{ay}$  : Limite élastique en accélération
- $S_{dy}$  : Limite élastique en déplacement

Le facteur **k** dépend du comportement structurel de l’ouvrage (Tableau IV.1). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre tableau (IV.2) . Et le règlement ATC 40 propose trois types de comportement (type A,B et C)[3].

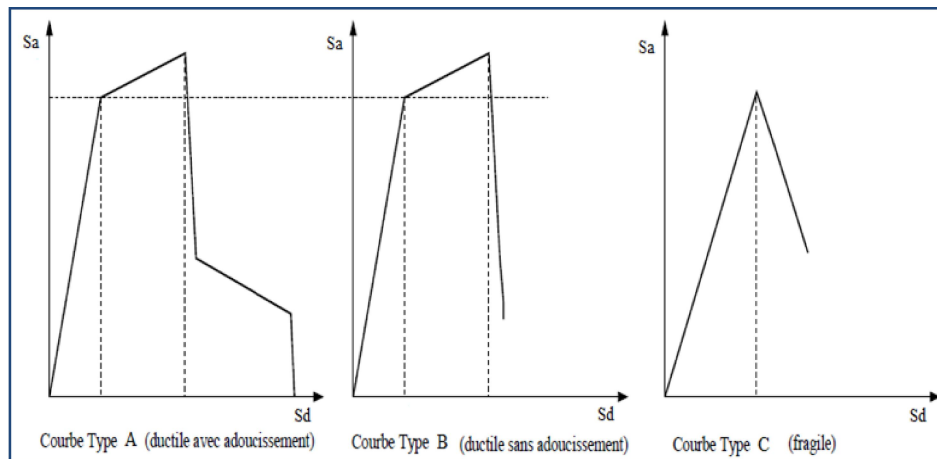


Figure IV.9 : Types de comportement de la structure[3].

**Le type A :** représente un comportement ductile avec une boucle d’hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure (IV.9).

**Le type B :** représente le comportement semi ductile, la boucle d’hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure (IV.9).

**Le type C :** représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d’hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure (IV.9).

Tableau IV.1: Valeurs pour le facteur de modification de l’amortissement [3].

Type de comportement structurel	$\beta_0(\%)$	<b>K</b>
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	$\leq 25$	0,67
	$\geq 25$	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Tableau IV.2: Type de comportement structurel. [3]

Durée du séisme	Structures neuves	Structure existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

- **Étape 5:** La superposition de courbe réduite ( $\xi = \xi_{eff}$ ) avec la courbe de capacité, l'intersection de la courbe réduite ( $\xi = \xi_{eff}$ ) avec, le spectre de capacité, définit le point de performance (figure IV.10).

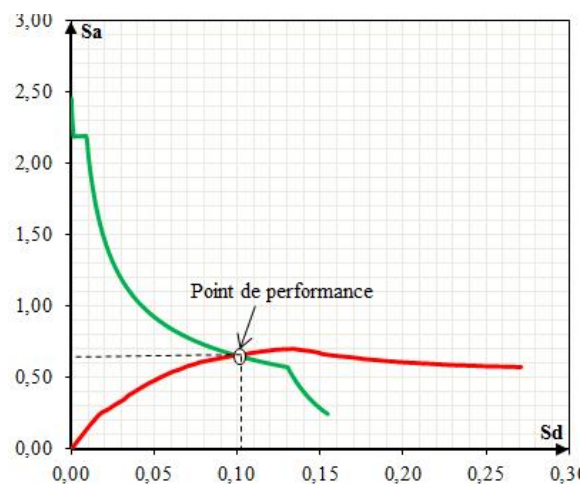


Figure IV.10 : Point de performance

#### IV.10-Conclusion:

L'analyse **PUSHOVER** est un outil puissant et très utile qui permet aux ingénieurs de calcul des structures de rechercher le point de performance du bâtiment et d'estimer les dommages attendus pour un séisme donné. Les résultats obtenus à partir d'une analyse **PUSHOVER** en termes de demande sismique, de capacité et de rotules plastiques donnent un aperçu sur le comportement de la structure.

# CHAPITRE V

*Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique*

## V.1- Introduction

Pour faire une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure, les méthodes linéaires élastiques classiques ne sont pas adéquates. Les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse statique **PUSHOVER**. Cette analyse est un moyen relativement simple pour le calcul sismique d'une structure.

Dans le cadre de ce chapitre, nous allons dans un premier temps évaluer et calculer le point de performance sismique de la structure régulière (considérée comme structure de référence), positionner ses rotules plastiques, évaluer ses dommages et ensuite calculer son indice de dégradation. Dans un deuxième temps, notre énergie sera consacrée à l'étude des structures irrégulières en élévation. Quatre irrégularités seront étudiées à travers 4 structures (dont le dimensionnement et le ferrailage sera en analogie avec la structure de référence). Les points de performance de ses structures, leurs degrés de dommages seront évalués et leurs indices de dégradation calculés. S'ensuit une étude comparative afin de montrer l'impact des irrégularités sur la performance sismique à travers le calcul des indices de dégradation de ses structures.

## V.2- Présentation de la structure de référence :

Le bâtiment est à usage d'habitation constitué de portiques auto-stables en béton armé, avec des remplissages en maçonnerie, implante dans la wilaya de Tizi-Ouzou classe selon le RPA 99 / version 2003 comme une zone de moyenne sismicité

Ce bâtiment est composé :

- D'un seul rez-de-chaussée.
- De (03) étages à usage d'habitation.
- D'une seule cage d'escaliers.

Afin de garantir la stabilité de notre structure ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, les calculs ont été fait conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.

- Le BAEL 91.

### V.2.1-Caractéristiques géométriques de la structure :

- **En plan :**

Le bâtiment présente les caractéristiques suivantes (figure V.1):- longueur totale du bâtiment:

18.5m

largeur totale du bâtiment: 17 m

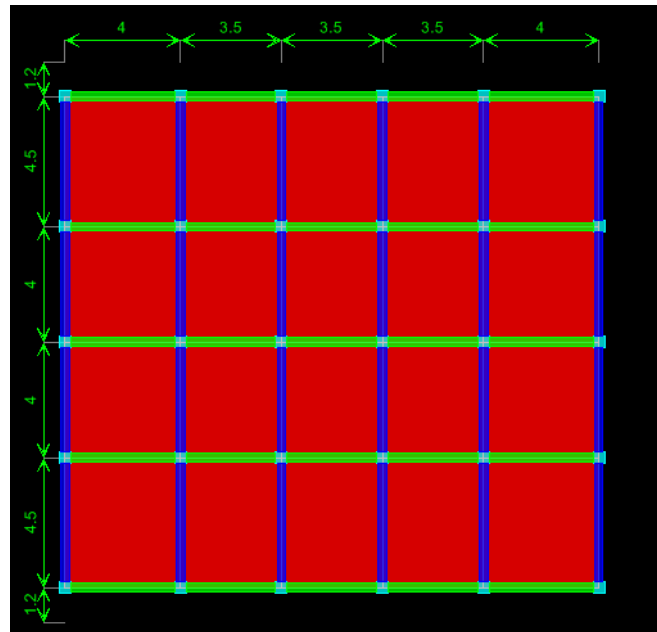


Figure V.1: La vue en plan de la structure référence.

- **En élévation:**

Le bâtiment présente les caractéristiques suivantes:- hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère): 13.26m

- hauteur du RDC

: 4.08m - hauteur de l'étage courant:3.06m

### V.2.2-Éléments constitutifs de l'ouvrage :

#### V.2.2.1-Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par des portiques auto stables : C'est une ossature constituée uniquement de poutres et de poteaux, capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

### V.2.2.2- Planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonctions:

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment, nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

**V.2.2.3-Escaliers** : Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

**V.2.3- Étude géotechnique du sol:** Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé donnent :

Contrainte admissible de sol:  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

Type du sol : il est constitué par un mélange d'argile et de marne, site : **S2**.

### V.2.4-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

- masse volumique du béton : 25 KN/m<sup>3</sup> ;
- poids volumiques du béton : 25 KN/m<sup>3</sup> ;
- module de Young : 32164200 KN/m<sup>2</sup> ;
- contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m<sup>2</sup> ;
- contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m<sup>2</sup> ;
- contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m<sup>2</sup>.
- **Le béton :**

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton utilisé est **fc28 = 25 MPa**

Le module de déformation longitudinal du béton à 28 jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c} 28$$

- Les aciers :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de l'ouvrage sont des aciers de haute adhérence

(HA) de nuance **feE400**, de limite d'élasticité **fe = 400 Mpa**

### V.2.5-Combinaisons de charge :

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

Combinaison aux états limites : ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA pour:

Les poutres :  $G+Q\pm E$  ;  $0.8G\pm E$ .

Les poteaux :  $G+Q\pm 1.2E$  ;  $0.8G\pm E$ .

### V.2.6-Charges et surcharges :

Les charges statiques considérés sont les charges dues au poids propre du plancher ( $G=5.8\text{KN/m}^2$ ), et la surcharge d'exploitation  $Q=1.5$  ( $\text{KN/m}^2$ )

### V.2.7-Dimensionnement de la structure:

#### -Dimensionnement des sections de béton pour les poutres et les poteaux :

Les sections de béton adoptées pour les poutres et les poteaux sont résumées dans le (Tableau V.1) et la (Figure V.2).

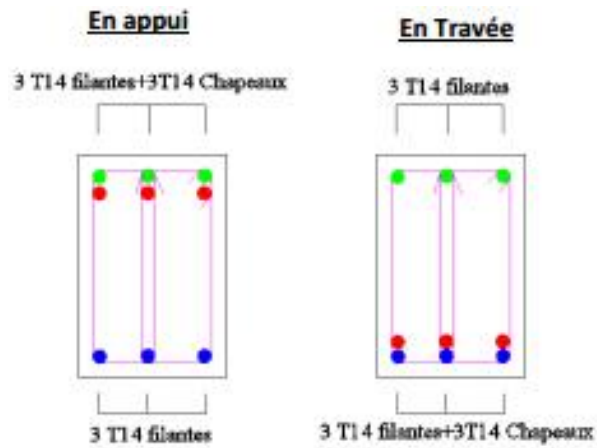
**Tableau V.1: Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux.**

Poteau (cm)	Poutre principale (cm)	Poutre secondaire (cm)
(40X40)	(30X40)	(30X35)

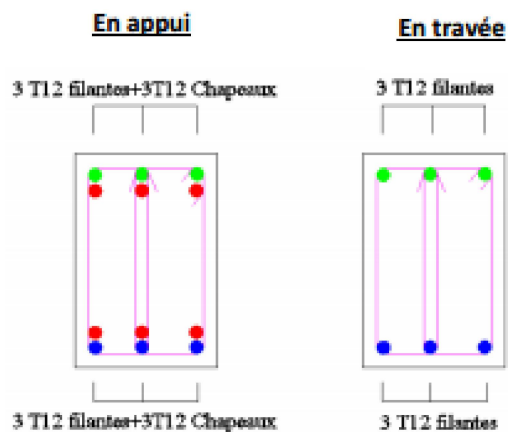
## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (RPA 2003, BAEL 91), les éléments de la structure sont ferrillés comme suit :

### ▪Poutres principales (30x40 cm<sup>2</sup>):



### ▪Poutres secondaire (30x35 cm<sup>2</sup>):



### ▪Poteaux (40x40cm<sup>2</sup>):

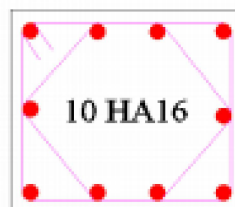


Figure V.2: Ferrailage des éléments (poutres, poteaux)

### V.3- Modélisation de la structure référence :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel ETABS V9.6.0 [10], sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 04niveaux (RDC+3étages) encastrée à sa base (figure V.3). Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (les portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges. Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$$W = G + (\beta \times Q)$$

Avec :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération, avec :  $\beta = 0,2$  (Bâtiment d'habitation).

- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes. Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.
- Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X-X et Y-Y.

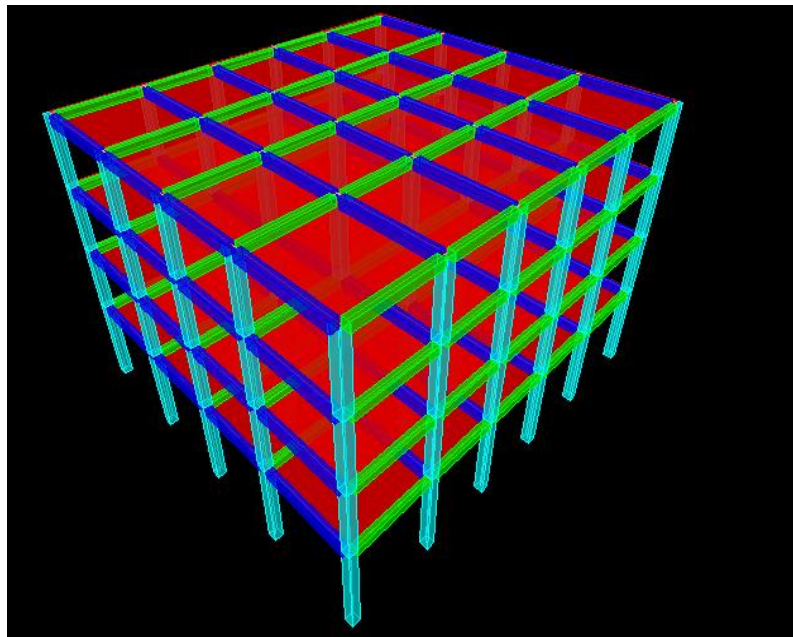


Figure V.3: Modèle en 3D de la structure référence

**V.3.1- Méthode applicable selon RPA99 V2003 :** Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Méthode statique équivalente.

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, on utilisera la méthode dynamique spectrale.

**V.3.2- Méthode dynamique modale spectrale :**

**- Principe :**

Cette méthode donne le maximum de chaque mode de rotation ainsi que le maximum des effets engendrés dans la structure, et cela est causé par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul du RPA.

**V.4-Modélisation:**

Notre structure comporte des planchers rigides. Elle est présentée par un système en brochette encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque plancher, avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation).

**V.4.1- Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

Le spectre est défini dans le (RPA, 1999 V 2003) par les formules (2.5) suivantes :

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

Pour l'obtention du spectre de réponse de calcul, on utilise les paramètres suivant :

- A: Coefficient d'accélération de zone A = 0,15 (zone II, groupe 2)
- facteur d'amortissement critique  $\xi = 7\%$  (béton armé /maçonnerie).
- R : Coefficient du comportement de la structure R= 5
- Type de site S2 (site ferme) : T1=0.15s et T2=0.4s

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

---

### Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante (RPA 99 Vs 2003) (tableau V.2) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$p_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

- **Redondance en plan  $P_1$  :**

Chaque étage doit avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**.

Suivant x-x : **Condition vérifiée.  $P_x = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.  $P_y = 0.00$**

- **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition vérifiée.**

**Donc : La régularité en plan vérifiée  $p_q = 0.00$**

- **Condition de régularité en élévation :**

- **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, la charge doit être transmise directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé uniquement par des portiques.....**Condition vérifiée.**

- *La vérification des masses et rigidités :*

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux sont **constantes** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- *Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :*

Ces deux critères doivent être obligatoirement respectés depuis le **séisme de 2003**

**Tableau V.2 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA, 2003) [31].**

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	1,00

Dans la structure de référence tous les critères sont observés

$$Q = 1 + (0+0+0+0+0+0)$$

- $Q=1$

### V.5-Analyse dans le domaine non linéaire de la structure de référence

#### V.5.1-Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement **non linéaire** des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [33] [27].

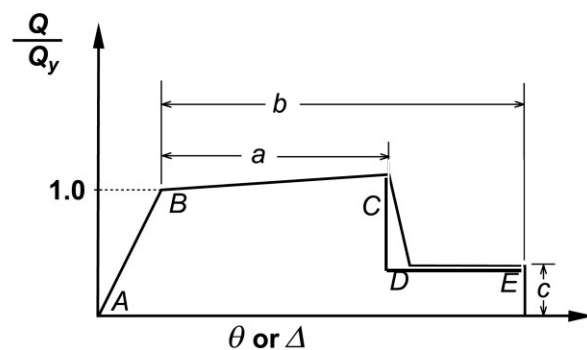
Des rotules de type moment ( $M_2$  et  $M_3$ ), cisaillement ( $V_2$  et  $V_3$ ), effort normal ( $P$ ), Torsion ( $T$ ), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM) [32].

Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies **par défaut** par le logiciel ETABS comme suit :

- **Poutres:** Rotules de flexion (**Default  $M_3$** ), cisaillement (**Default  $V_2$** ).
- **Poteaux:** Rotules de flexion (**Default PMM**), cisaillement suivant axe2-2 (**Default  $V_2$** ), cisaillement suivant axe 3-3 (**Default  $V_3$** ).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 [28]** et **FEMA 273 [11]**.

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation. (Figure V.4)



(a) Deformation

Figure V.4: Loi de comportement utilisée par le logiciel ETABS [7].

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**) [29].

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (**Point E**) correspondant à la ruine de la section. Les valeurs des points (**a**, **b**, **c**) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions, ferrailage) [28], elles sont

déterminés par le logiciel en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273 [11].

### V.5.1.1- Niveaux de dommages:

Le règlement FEMA 273 [11] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (figure V.5).

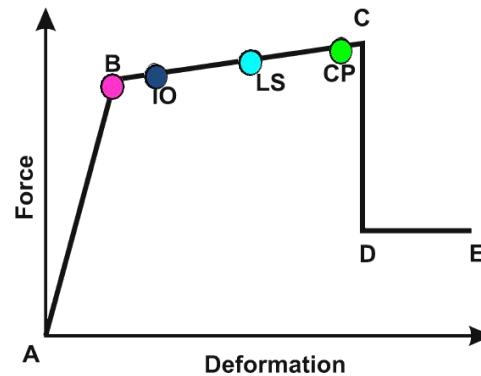


Figure V.5 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages [7].

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.

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 [11].

### V.5.1.2- Insertion des rotules plastiques :

Les rotules seront introduites de la manière suivante:

- **Poteaux** : Les rotules « PMM, V2 et V3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit:  
Sélection des poteaux → Assign → Frame Hinges.

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure V.6), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poteau

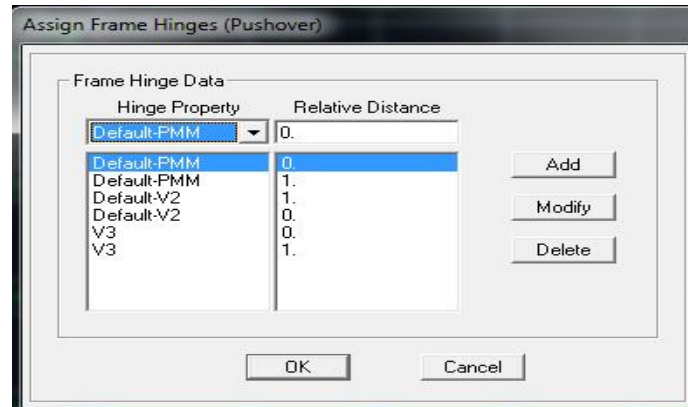


Figure V.6: Introduction des rotules plastiques des poteaux

- **Poutres** : Les rotules de flexion « M3 et V2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → Assign → Frame → Hinges

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure V.7), pour chaque type de rotule on choisit "Hinge Property", et on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poutre.

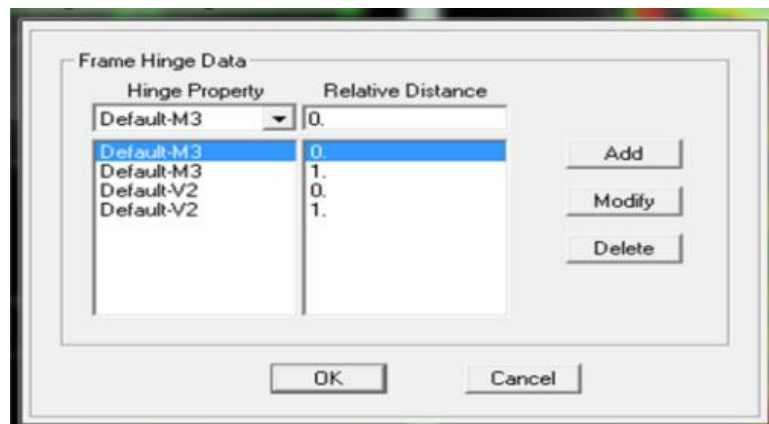


Figure V.7: Introduction des rotules plastiques des poutres.

### V.5.2- Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER:

Après avoir choisi le comportement non linéaire, nous procédons à l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et poutres. Nous passons à l'introduction du chargement de l'analyse **PUSHOVER**.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est -à-dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

#### V.5.2.1-Définition de l'analyse sous charges gravitaires:

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (figure V.8).

Et pour cela on clique :

Dans la fenêtre qui apparait figure ci-dessus, on introduit le nom du chargement « **gravitaires** » dans la case **Static Non Linear Case Name**.

En cochant la case "**load to level defined by pattern**", l'analyse sera effectuée en mode "force contrôlée" et le chargement **PUSHOVER** introduit sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue "**load pattern**".

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA2003, pour la détermination de la charge sismique (**G+0.2Q**).

Define → PUSHOVER → casstatic no linear → load pattern

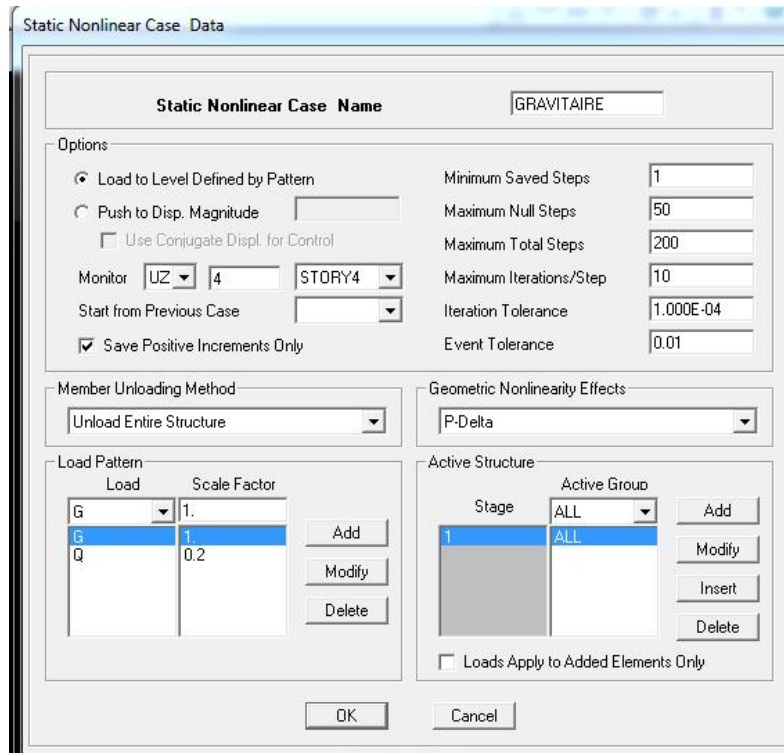


Figure V.8: Définition du chargement de l'analyse 'PUSHOVER' sous charge

**V.5.2.2- Définition de l'analyse PUSHOVER sous charges horizontales:**

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales (Figure V.9).

Et pour cela on clique sur :

Define → PUSHOVER case → Add a new load case → Push x-x

Define → PUSHOVER case → Add a new load case → Pushy-y

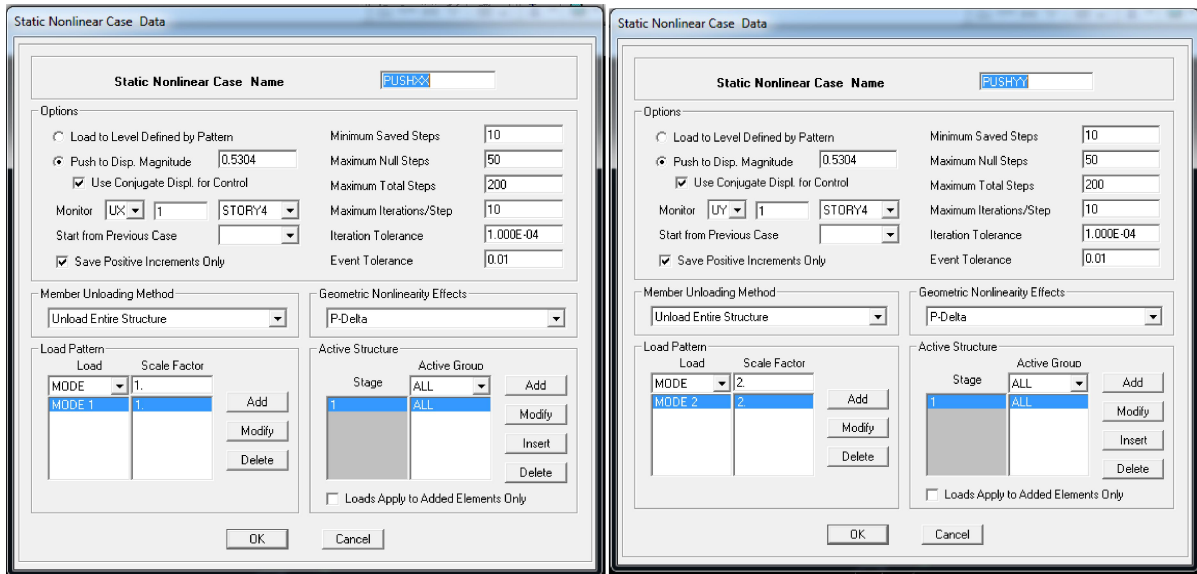


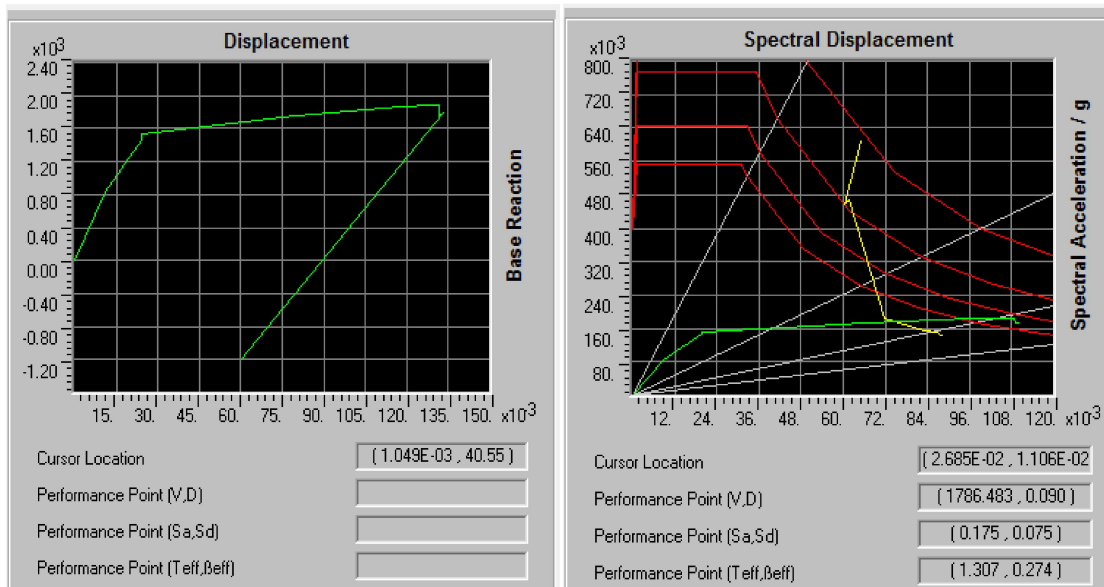
Figure V.9: Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER sous charge horizontale suivant les deux directions x-x et y-y

### V.6.3- Résultat de courbe de capacité

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous avons obtenu la courbe de capacité (figure V.10), directement en format {base réaction - déplacement} et {accélération spectrale-déplacement spectral} (Sa-Sd) dans les deux sens (x-x) et (y-y).

La courbe de capacité (Sa-Sd) est en générale formée par deux phases ; une à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire.

Suivant x-x



Suivant y-y

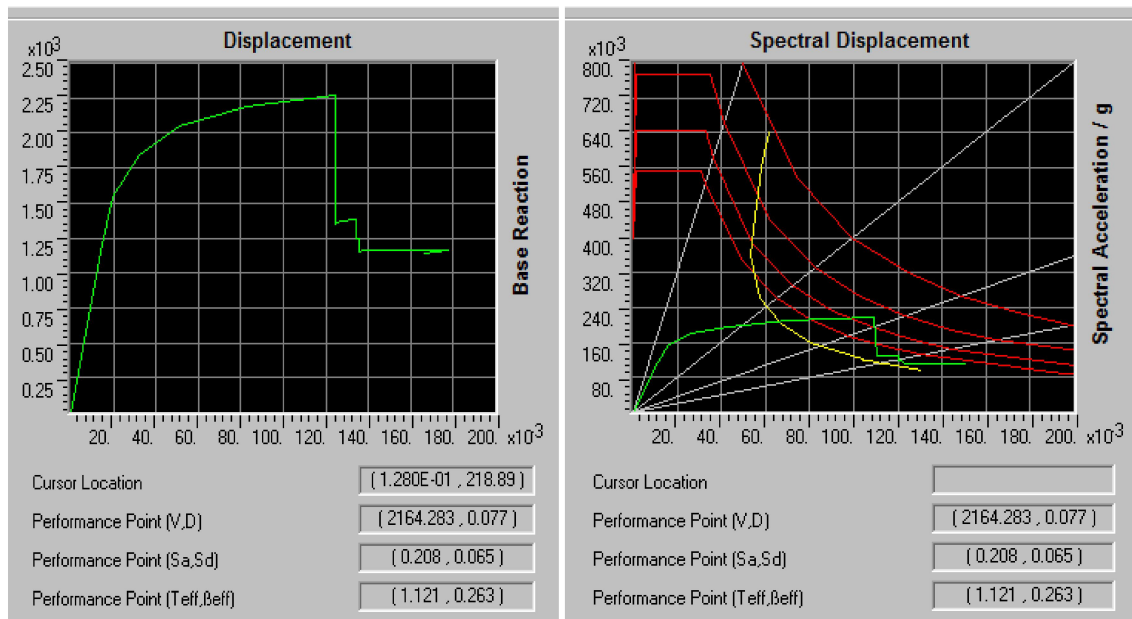


Figure V.10: Extraction de la courbe de capacité suivant les 2 sens x-x et y-y

### V.5.3- Détermination du point de performance

Pour obtenir le point de performance de la structure, nous suivons les étapes de la procédure défini précédemment dans le chapitre IV.

- Développement de spectre amorti à 5%

Les équations (2.5) sont utilisées, le spectre obtenu est donné en (figure V.11)

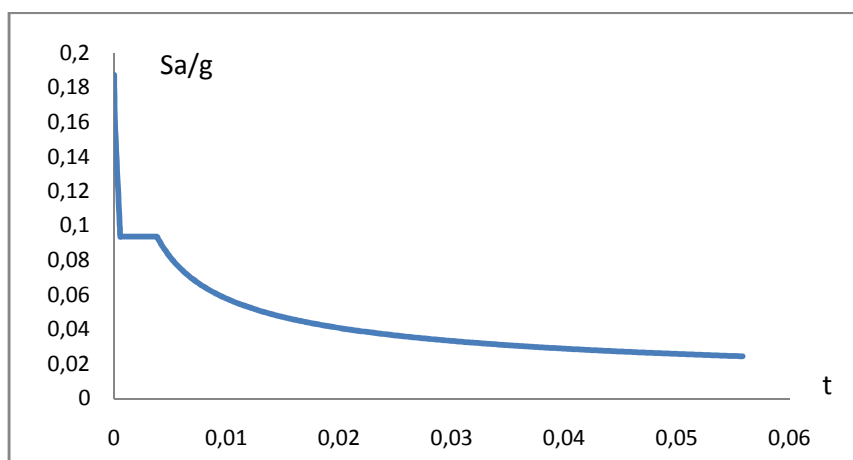


Figure V.11 : Spectre amorti à 5% approprié au site.

• Transformation de spectre en format (Sa-T) au format (Sa-Sd) :

Cette transformation est effectuée en utilisant l'équation (2.5) le résultat obtenu est représenté en (figure V.12)

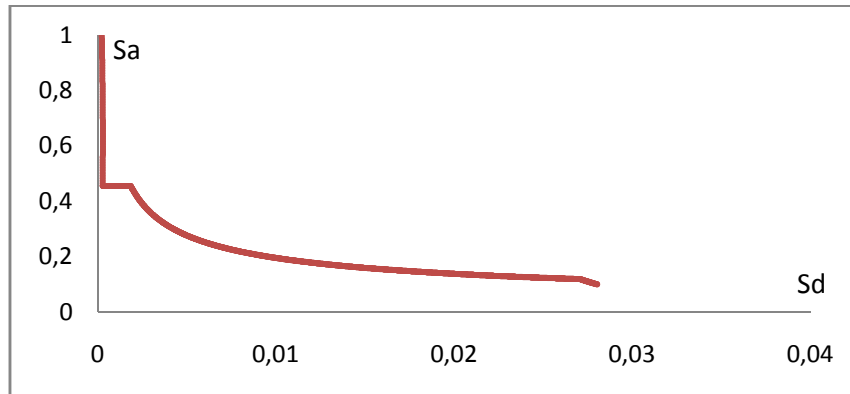


Figure V.12: Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd.

• Développement de la bilinéaire

Le développement de la bilinéaire de la courbe de capacité de la structure dans les deux sens (figure V.13)

Sens x-x

Sens y-y

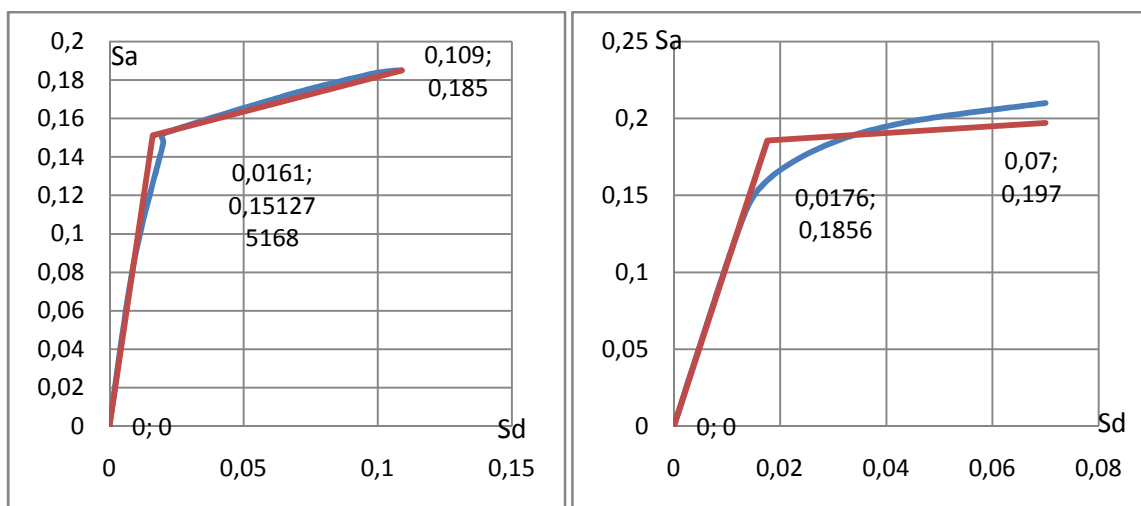


Figure V.13: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité dans les deux sens.

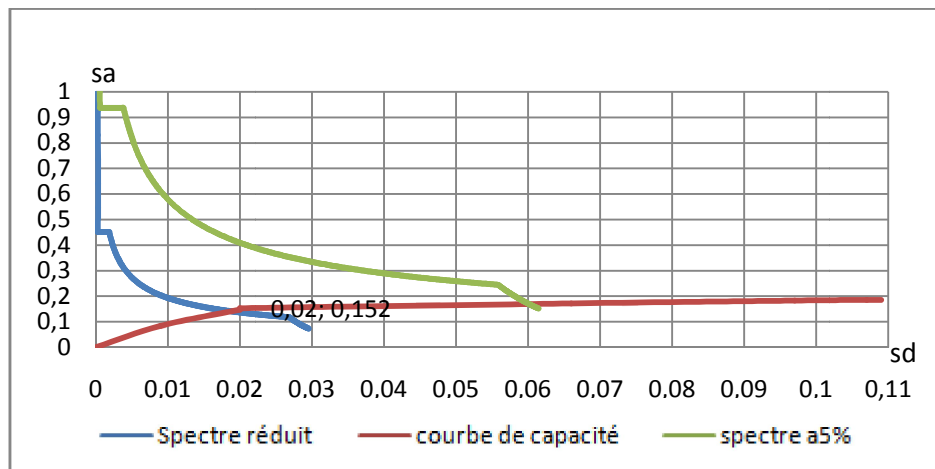
Tableau V.3: Les limites élastiques et ultimes de la courbe de capacité dans les deux sens

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

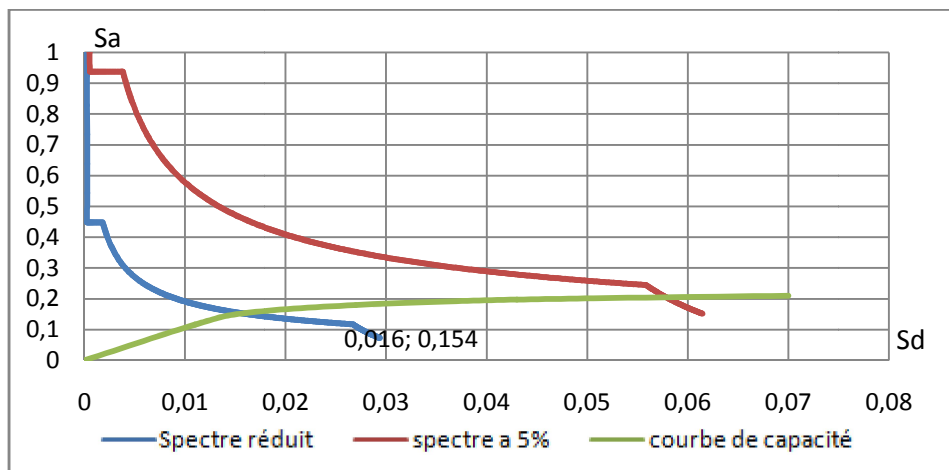
Direction	Say (m/S <sup>2</sup> )	Sdy (m)	Sau (m/S <sup>2</sup> )	Sdu (m)
(xx)	0.1512	0.0161	0.185	0.109
(yy)	0.1856	0.0176	0.197	0.07

- **Détermination du point de performance de la structure de référence:**

Les (figure V.14) et (figure V.14) donnent les points de performance de la structure étudiée dans les deux sens :



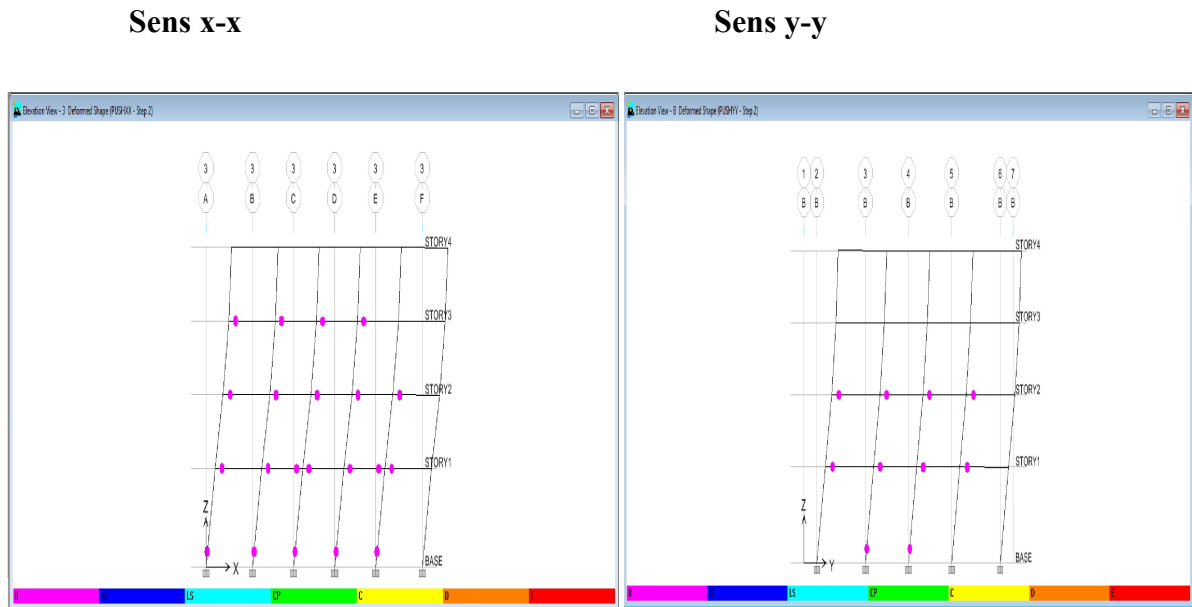
**Figure .V.14: Point de performance suivant le sens x-x.**



**Figure V.15 : Point de performance suivant le sens y-y.**

## V.6-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure de référence:

Les (figure V.16) donne la disposition des rotules plastiques au point de performance de la structure étudiée dans les deux sens:



**Figure V.16 : Visualisation de mécanisme de ruines de la structure de référence dans les deux sens.**

## V.7-Raideur initiale de la structure de référence (Ke):

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

**-Suivant le sens x-x:**

$$V_y = 827.17215(\text{KN})$$

$$D_y = 0.112(\text{m})$$

$$k_e = 73854.65(\text{KN} / \text{m})$$

**-Suivant le sens y-y:**

$$V_y = 1152.0417(\text{KN})$$

$$D_y = 0.0138 (\text{m})$$

$$k_e = 1152.0417 / 0.0138 = 83481.28 \text{ (KN/m)}$$

### **V.8-Raideur de la structure de référence au point de performance (Kp) :**

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  $K_e$ . Au point de performance, la rigidité  $K_p$  des structures étudiées est:

**-Suivant le sens x-x:**

$$V_p = 1564.278 \text{ (KN)}$$

$$D_p = 0.0242 \text{ (m)}$$

$$K_p = 1564.278 / 0.0242 = 64639.58 \text{ (KN/m)}$$

**-Suivant le sens y-y:**

$$V_p = 1568.97 \text{ (KN)}$$

$$D_p = 0.01985 \text{ (m)}$$

$$K_p = 1568.97 / 0.0198 = 79241.26 \text{ (KN/m)}$$

### **V.9-Calcul de l'indice de dégradation au point de performance de la structure de référence:**

**-Suivant le sens x-x:**

$$I_d = 1 - K_p / K_e$$

$$I_d = 1 - 64639.58 / 73854.65 = 0.125$$

$$\mathbf{I_d = 12.5\%}$$

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

---

-Suivant le sens y-y:

$$Id=1-Kp/Ke.$$

$$Id=1-79241.26/83481.28= 0.0507$$

**Id=5%.**

Les résultats de calcul de la raideur initial, de la raideur au point de performance, de l'indice de dégradation global au point de performance de la structure de référence sont résumés dans le tableau V.4

**Tableau V. 4:Tableau récapitulatif des paramètres de la structure de référence**

	Le sens x-x	Le sens y-y
<b>Le point de performance (sd;sa)</b>	<b>(0.02;0.152)</b>	<b>(0.016;0.154)</b>
<b>Ke (KN/m)</b>	<b>73854.65</b>	<b>834181.28</b>
<b>Kp (KN/m)</b>	<b>64693.58</b>	<b>79241.26</b>
<b>Id(%)</b>	<b>12.5</b>	<b>5</b>

### V.10-Interprétation des résultats de la structure de référence :

La distribution des rotules plastiques n'est pas la même dans les deux sens. Il y a plus de rotules plastiques dans le sens x-x 21 rotules et 10 rotules dans le sens y-y, s'explique par la présence des poutres secondaires dans le sens x-x

Les rotules qui apparaissent dans le sens x-x sont :

- 05 rotules plastique de type B à la base des poteaux du RDC.
- 07 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 05 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

---

- 04 rotules de type B dans les poutres du 2<sup>ème</sup> étage.

Les rotules qui apparaissent dans le sens y-y sont :

- 02 rotules de types B à la base des poteaux du RDC.
- 04 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 04 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.

Toutes les rotules plastique sont de type (B), ce qui signifie que leurs états d'endommagement est superficiel (ou bien de non endommagement).

Concernant l'indice de dégradation au point de performance de la structure de référence est estimé à 12.5% suivant x-x et à 5% suivant l'axe y-y. Cet indice de dégradation indique que la structure au point de performance a subi des dommages qui se traduisent par une diminution faible de sa rigidité initiale ( $K_e$ ). La différence entre l'indice de dégradation suivant le sens x-x et le sens y-y s'explique par la différence de rigidité des poutres principales et des poutres secondaires.

### V.11-Conclusion:

La structure de référence présente une bonne performance sismique. La distribution des rotules plastique montre que la structure est non endommagée au point de performance. L'indice de dégradation au point de performance confirme que la structure a subit une faible perte de sa rigidité initiale.

### V.12-Étude des structures irrégulières en plan :

Dans cette partie, nous allons étudier quatre (04) structures irrégulières en plan en suivant la même procédure utilisée précédemment: nous gardons le même dimensionnement en termes de coffrage et le même ferrailage adopté pour la structure régulière de référence selon les prescriptions du RPA et du BAEL.

Nous allons utiliser la méthode **PUSHOVER** pour obtenir la courbe de capacité de chaque structure irrégulière et son point de performance. Par contre, des modifications sont à prévoir pour les courbes de la demande sismique étant donné que le facteur de qualité [Q] change.

## Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

Les valeurs du facteur de qualité pour chaque structure irrégulières en plan sont présentées dans le tableau(V.5) suivant :

**Tableau V.5: La valeur de Q des différentes structures irrégulières en plan étudiées**

La structure étudiée	La valeur de Q
Structure à surface d'ouverture supérieure à 15%de la surface totale	1.05
Structure avec une saille supérieur à 25%	1.05
Structure avec un rapport longueur/largeur supérieur à 4	1.15
Structure excentré	1.15

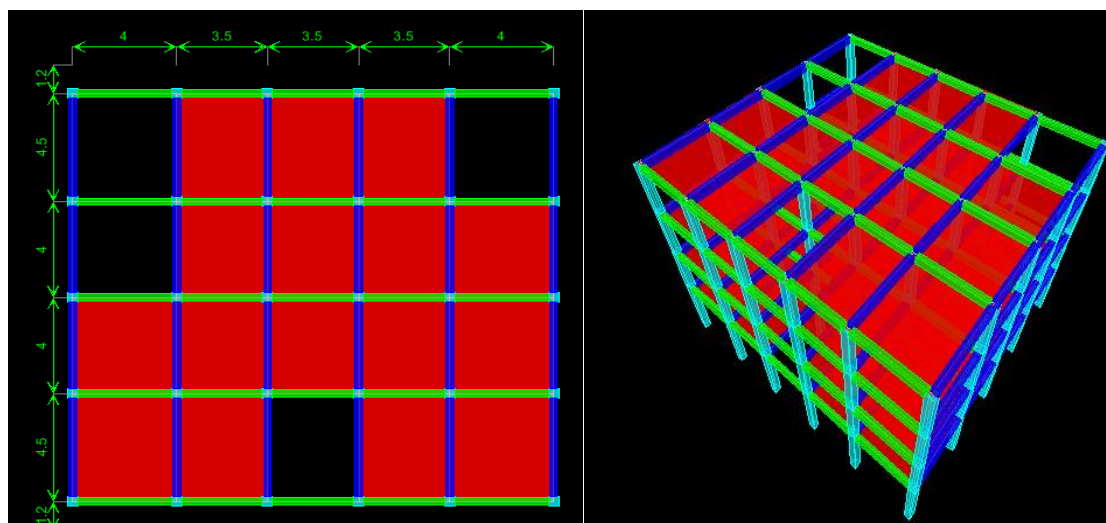
### V.13- Structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale:

Cette structure (figure V.17), ne respecte pas le critère de pourcentage de surface d'ouverture recommandé par le règlement parasismique algérien concernant la régularité en plan.

Surface totale=314.5 (m<sup>2</sup>)

Surface d'ouverture =65.75 (m<sup>2</sup>)

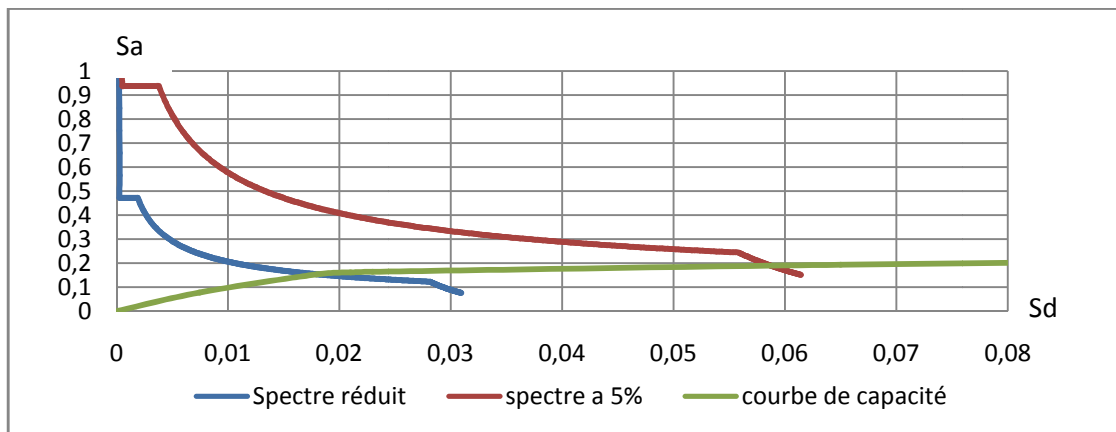
Le pourcentage d'ouverture est de 21% > 15%



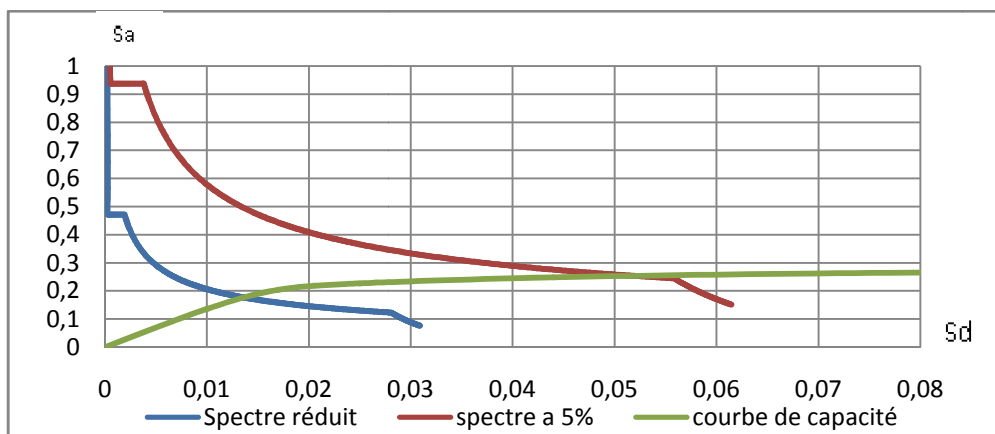
**Figure V.17: Géométrie en plan et en élévation de la structure à surface d'ouverture supérieure à15% de la surface totale**

**V.13.1-Détermination du point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale dans les deux sens:**

Les (figure V.18) et (figure V.19) donnent les points de performance de la structure étudiée :



**Figure V.18: Point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale suivant le sens x-x.**



**Figure V.19: Point de performance de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale suivant le sens y-y**

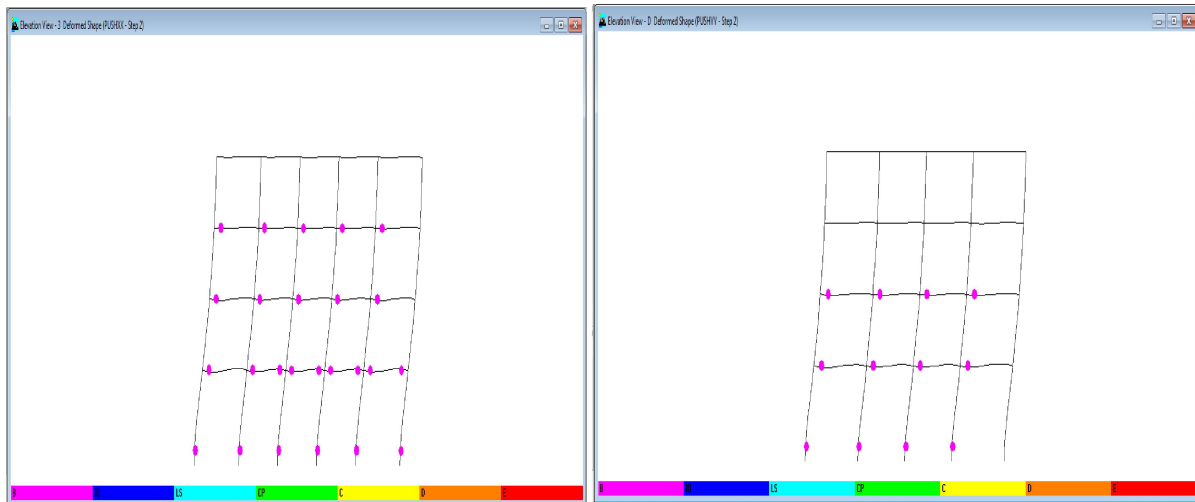
**V.13.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale :**

Les (figure V.20) donne la disposition des rotules plastiques au point de performance de la structure étudiée :

# Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

Sens x-x

Sens y-y



**Figure V.20: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale dans les deux sens.**

### V.13.3-Présentation des résultats de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale :

Les résultats de calcul de la raideur initial, de la raideur au point de performance, de l'indice de dégradation globale de la structure sont résumés dans le tableau V.6.

**Tableau V. 6: Tableau récapitulatif des paramètres de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale**

	Le sens x-x	Le sens y-y
<b>Le point de performance (sd;sa)</b>	<b>(0.018 ; 0.154)</b>	<b>(0.017 ; 0.204)</b>
<b>Ke (KN/m)</b>	<b>87754.41</b>	<b>99649.09</b>
<b>Kp (KN/m)</b>	<b>74034.0557</b>	<b>94349.96</b>
<b>Id (%)</b>	<b>16</b>	<b>6</b>

**V.13.4-Interprétation des résultats de la structure à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale :**

La distribution des rotules plastiques n'est pas la même dans les deux sens. Il y a plus de rotules plastiques dans le sens x-x, 25 rotules et 12 rotules dans le sens y-y, s'explique par la présence des poutres secondaires dans le sens x-x.

Les rotules qui apparaissent dans le sens x-x sont :

- 06 rotules plastique de type B à la base des poteaux du RDC.
- 09 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 05 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.
- 05 rotules de type B dans les poutres du 2<sup>eme</sup> étage.

Les rotules qui apparaissent dans le sens y-y sont:

- 04 rotules de types B à la base des poteaux du RDC.
- 04 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 04 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.

L'indice de dégradation au point de performance de cette structure étudiée est estimé à 16% suivant x-x et à 6% suivant y-y. Cet indice de dégradation indique que la structure au point de performance a subi des dommages qui se traduisent par une diminution faible de sa rigidité initiale ( $K_e$ ). La différence entre l'indice de dégradation suivant le sens x-x et le sens y-y s'explique par la différence de rigidité des poutres principales et des poutres secondaires.

**V.14-Structure avec décrochement et saille supérieure à 25% :**

Cette structure a une saille supérieure à 25% donc il est classée irrégulière en plan par le règlement en vigueur. La figure V.20 montre la configuration géométrique de notre structure sur laquelle se portera notre étude.

Cette structure présente les décrochements suivants :

$$\left. \begin{array}{l} l_x/L_x = 8/18.5 = 0.43 \\ l_y/L_y = 8/17 = 0.47 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{le pourcentage de décrochement supérieur} \\ \text{à 25\% dans les deux sens} \end{array}$$

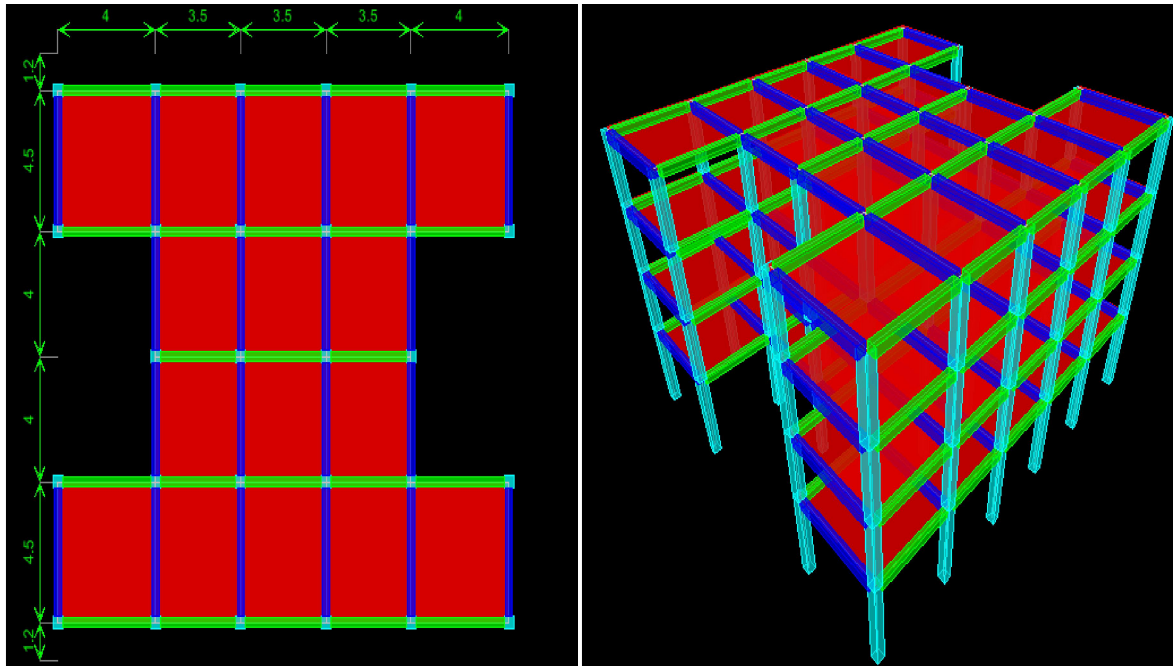


Figure .V.21: Géométrie en plan et en élévation de la structure avec saille et décrochement.

**V.14.1-Détermination de point de performance de la structure avec saille et décrochement dans les deux sens:**

Les (figure V.22) et (figure V.23) donnent les points de performance de la structure étudiée :

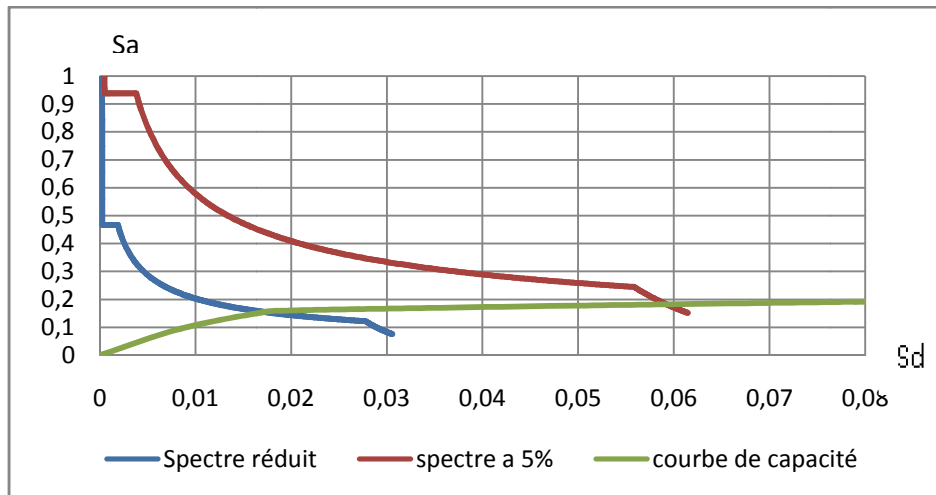


Figure V.22. Point de performance de la structure avec saille et décrochement suivant le sens x-x.

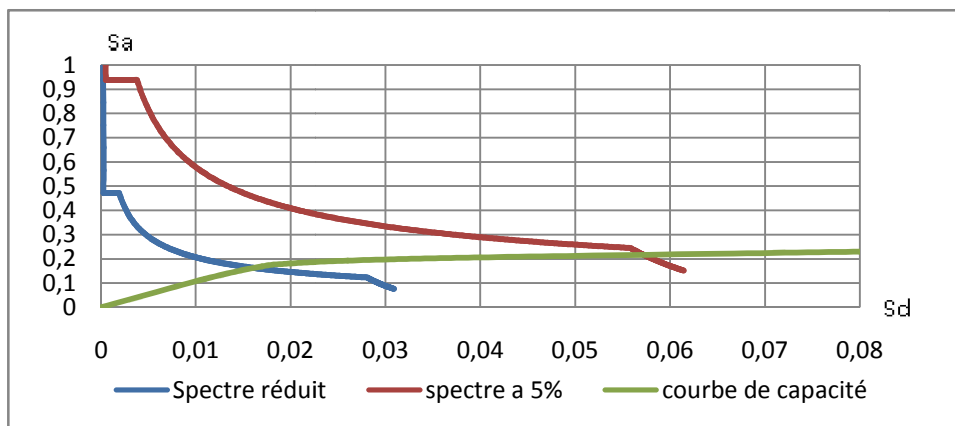


Figure V.23. Point de performance de la structure avec saille et décrochement suivant le sens y-y.

### V.14.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure avec saille et décrochement:

Les (figure V.24) donne la disposition des rotules plastiques au point de performance de la structure étudiée :

Sens x-x

Sens y-y

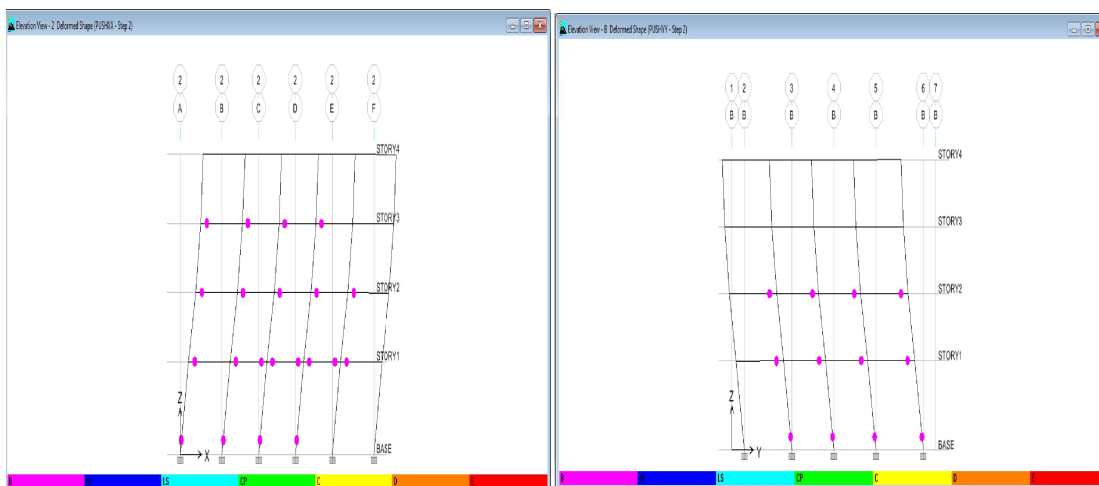


Figure V.24: visualisation de mécanisme de ruine de la structure dans les deux sens.

### V.14.3- Présentation des résultats de la structure avec saille et décrochement:

Les résultats de calcul de la raideur initial, de la raideur au point de performance, de l'indice de dégradation globale au point de performance de la structure sont résumés dans le tableau V.7

**Tableau V.7:Tableau récapitulatif des paramètres de la structure avec décrochement et saille supérieure à 25%**

	Le sens x-x	Le sens y-y
Le point de performance (sd;sa)	(0.017;0.154)	(0.017;0.169)
Ke (KN/m)	68978.85	71977.44
Kp (KN/m)	55337.9	67152.13
Id (%)	20	7

### V.14.4-Interprétation des résultats de la structure avec saille et décrochement:

La distribution des rotules plastiques n'est pas la même dans les deux sens. Il y a plus de rotules plastiques dans le sens x-x 21 rotules et 12 rotules dans le sens y-y, s'explique par la présence des poutres secondaires dans le sens x-x

Les rotules qui apparaissent dans le sens x-x sont :

- 04 rotules plastique de type B à la base des poteaux du RDC.
- 08 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 05 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.
- 04 rotules de type B dans les poutres du 2<sup>eme</sup> étage.

Les rotules qui apparaissent dans le sens y-y sont :

- 04 rotules de types B à la base des poteaux du RDC.
- 04 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 04 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.

Toutes les rotules plastique sont de type (B), ce qui signifie que leurs états d'endommagement est superficiel (ou bien de non endommagement).

Concernant l'indice de dégradation au point de performance de la structure étudiée est estimé à 18% suivant x-x et à 7% suivant l'axe y-y. Cet indice de dégradation indique que la structure au point de performance a subi des dommages qui se traduisent par une diminution faible de sa rigidité initiale ( $K_e$ ). La différence entre l'indice de dégradation suivant les deux sens s'explique par la présence des poutres secondaires dans le sens x-x.

### V.15- la structure avec un rapport longueur /la largeur est supérieur à 4.

Cette structure (figure V.25) qui répond à la forme de terrain est classée irrégulière en plan dans le règlement parasismique algérien, son rapport longueur sur largeur est supérieure à 4.

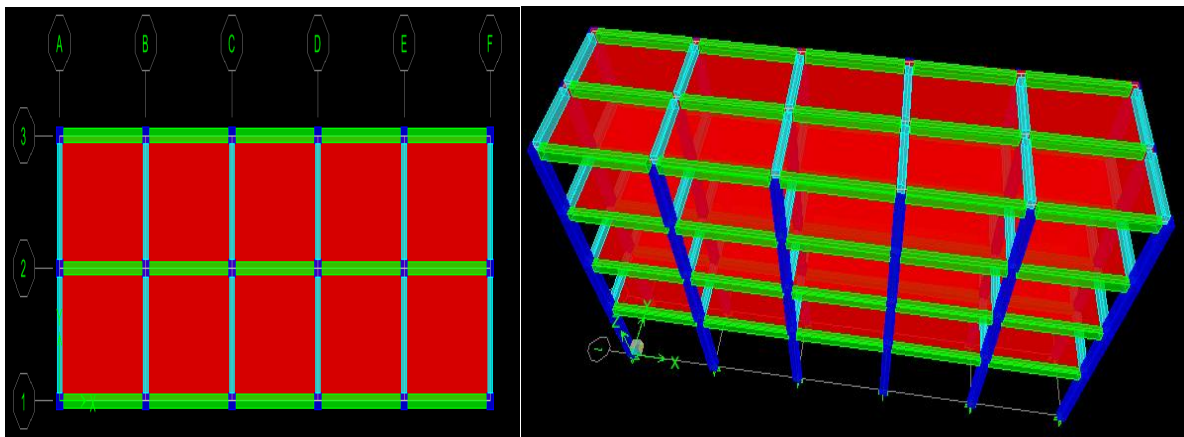


Figure V.25: Géométrie en plan et en élévation de la structure élancée en plan.

V.15.1-Détermination de point de performance de la structure élancée dans les deux sens:

Les (figure V.26) et (figure V.27) donnent les points de performance de la structure étudiée :

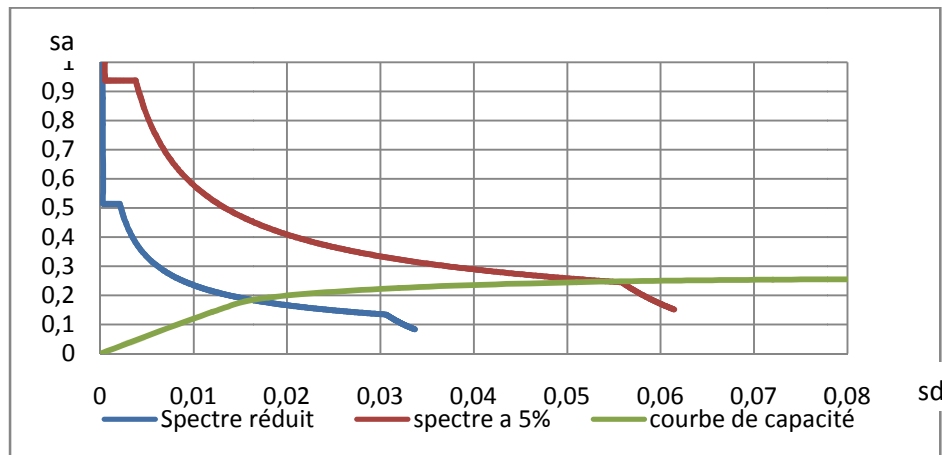


Figure V.26: Point de performance de la structure élancée suivant le sens x-x.

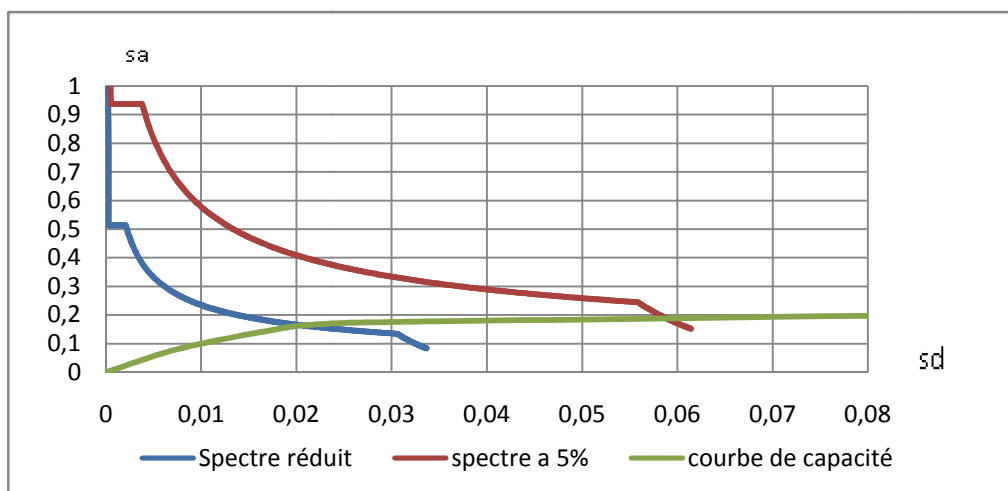


Figure V.27: Point de performance de la structure élancée suivant le sens y-y.

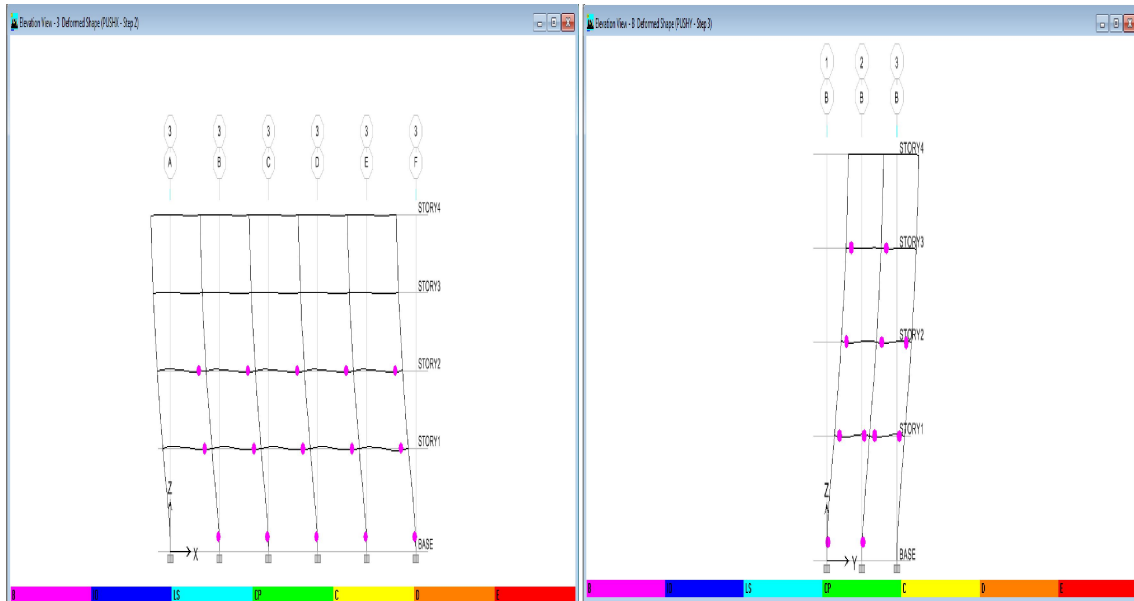
V.15.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure élancée :

Les (figure V.16) donne la disposition des rotules plastiques au point de performance de la structure étudiée :

# Chapitre V Étude des différentes structures irrégulières sous l'action sismique

Sens x-x

Sens y-y



**Figure V.28: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure élancée dans les deux sens.**

### V.15.3- Présentation des résultats de la structure élancée :

Les résultats de calcul de la raideur initial, de la raideur au point de performance, de l'indice de dégradation global de la structure étudié sont résumés dans le tableau V.8.

**Tableau V. 8: Tableau récapitulatif des paramètres de la structure élancée en plan**

	Le sens x-x	Le sens y-y
<b>Le point de performance (sd;sa)</b>	<b>(0.018;0.192)</b>	<b>(0.021;0.164)</b>
<b>Ke (KN/m)</b>	<b>47329.10</b>	<b>42298.98</b>
<b>Kp (KN/m)</b>	<b>44748.43</b>	<b>32213.4099</b>
<b>Id (%)</b>	<b>6</b>	<b>24</b>

### V.15.4-Interprétation des résultats de la structure élancée :

La distribution des rotules plastiques n'est pas la même dans les deux sens.

Les rotules qui apparaissent dans le sens x-x sont :

- 05 rotules plastique de type B à la base des poteaux du RDC.
- 05 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 05 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.

Les rotules qui apparaissent dans le sens y-y:

- 02 rotules de types B à la base des poteaux du RDC.
- 04 rotules plastiques de type B dans les poutres du RDC.
- 04 rotules de type B dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.
- 02 rotules de type B dans les poutres du 2<sup>eme</sup> étage.

Toutes les rotules plastique sont de type (B), ce qui signifie que leurs états d'endommagement est superficiel (ou bien de non endommagement).

Concernant l'indice de dégradation au point de performance de la structure étudiée, il est estimé à 6% suivant x-x et à 24% suivant l'axe y-y. Cet indice de dégradation indique que la structure au point de performance a subi des dommages qui se traduisent par une diminution faible de sa rigidité initiale ( $K_e$ ). La différence entre l'indice de dégradation suivant le sens x-x et le sens y-y s'explique par la présence des poutres secondaires dans le sens y-y.

### V.16- La structure excentrée:

Cette structure (voir figure V.29) qui doit épouser la forme de terrain et répondre à la fonction d'usage commercial est classée irrégulière en plan par le règlement parasismique algérien.

La structure est excentrée, la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion supérieur à 15% de la dimension de la structure suivant le sens y-y.

$$X_{CR}-X_{CM}=4.829-6.523=-1.694 \text{ m} \implies e_x=9.15\%$$

$$Y_{CR}-Y_{CM}=10.578-7.43=3.148 \implies e_y=18.5\%$$

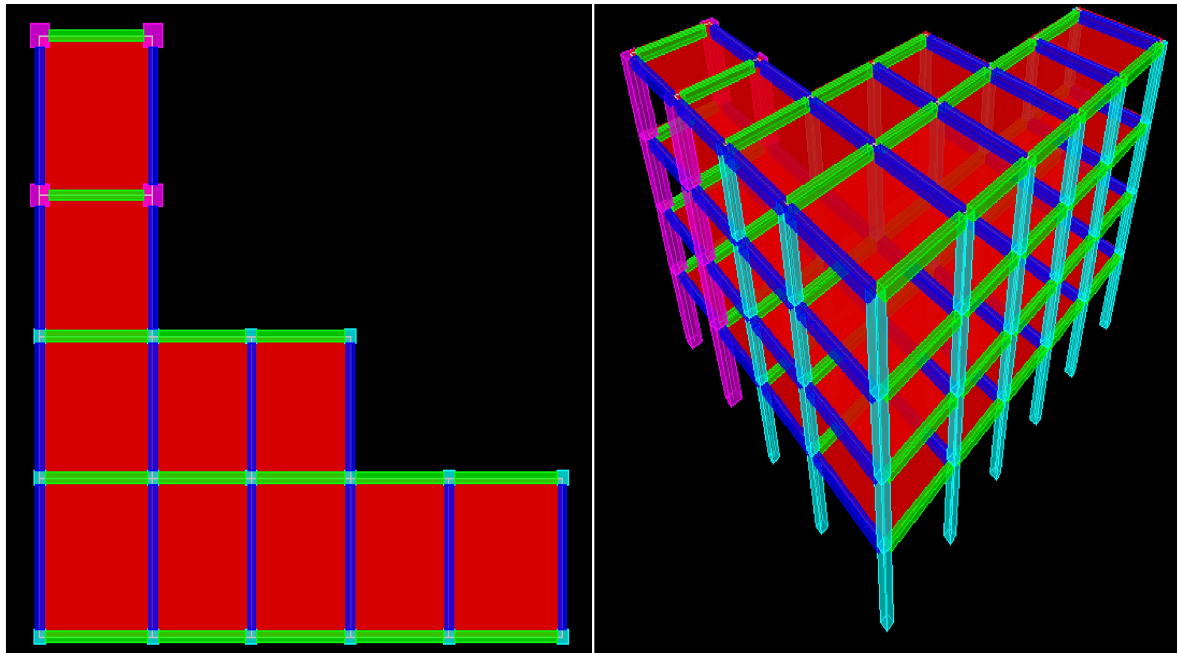


Figure V.29: Géométrie en plan et en élévation de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % selon l'axe de calcul.

**V.16.1-Détermination de point de performance de la structure excentrée dans les deux sens:**

Les (figure V.30) et (figure V.31) donnent les points de performance de la structure étudiée :

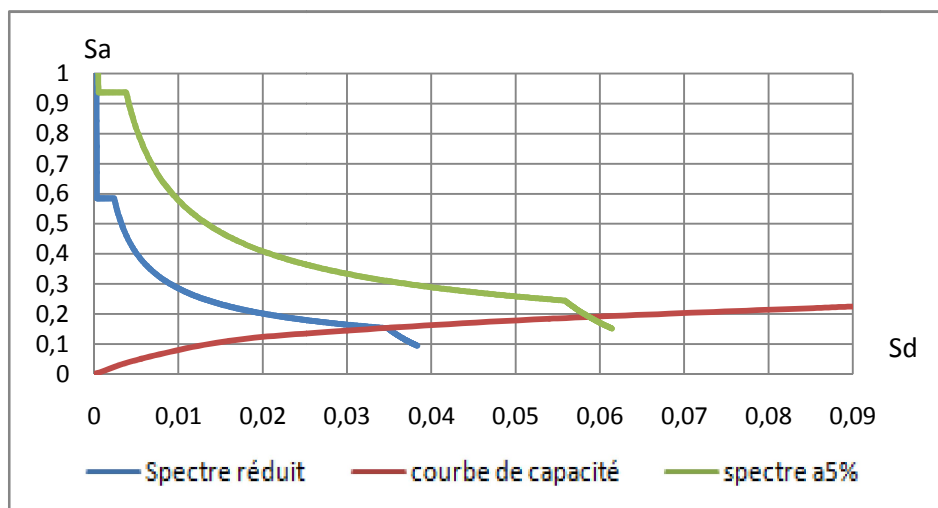


Figure V.30: Point de performance de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % suivant le sens x-x.

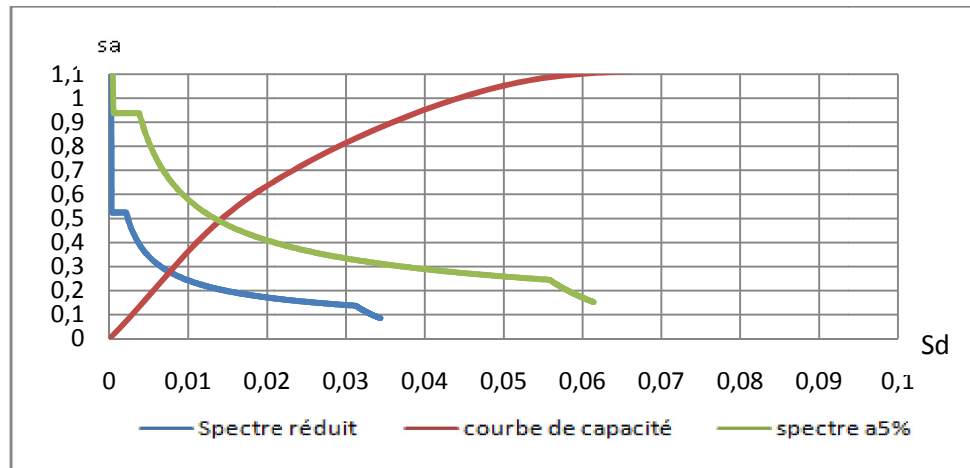


Figure V.31 : Point de performance de la structure avec une excentricité qui dépasse 15 % dans suivant le sens y-y.

**V.16.2-Visualisation des mécanismes de ruine de la structure excentrée :**

Les (figure V.32) donnent la disposition des rotules plastiques au point de performance de la structure étudiée :

Sens x-x

Sens y-y

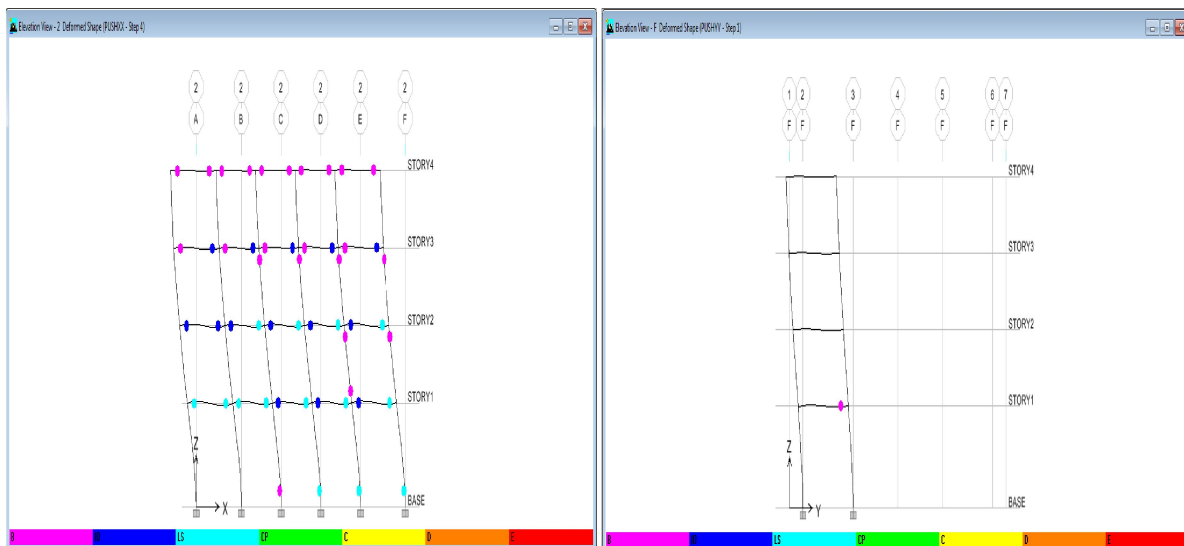


Figure V.32: Visualisation de mécanisme de ruines de la structure excentrée dans les deux sens.

**V.16.3- Présentation des résultats de la structure excentrée :** Les résultats de calcul de la raideur initial, de la raideur au point de performance, de l'indice de dégradation globale au point de performance de la structure sont résumés dans le tableau V.9

**Tableau V. 9: Tableau récapitulatif des paramètres de la structure excentré**

	<b>Le sens x-x</b>	<b>Le sens y-y</b>
<b>Le point de performance (sd ; sa)</b>	<b>(0.034 ; 0.150)</b>	<b>(0.007 ; 0.28)</b>
<b>Ke (KN/m)</b>	<b>136802.58</b>	<b>100780.98</b>
<b>Kp (KN/m)</b>	<b>65085.589</b>	<b>102924.74</b>
<b>Id (%)</b>	<b>52.4</b>	<b>0</b>

#### **V.16.4-Interprétation des résultats concernant la structure excentrée:**

La distribution des rotules plastiques n'est pas la même dans les deux sens. Il y a plus de rotules plastiques dans le sens x-x (51 rotules) et une seule rotule dans le sens y-y.

Les rotules qui apparaissent dans le sens x-x sont :

- 03 rotules plastique de type LS et une de type B à la base des poteaux du RDC.
- 07 rotules plastiques de type LS et 03 de type IO dans les poutres du RDC.
- 03 rotules de type B dans les poteaux du 1<sup>er</sup> étage.
- 06 rotules de types IO et 04 rotules de type LS dans les poutres du 1<sup>er</sup> étage.
- 04 rotules de type B en tête des poteaux du 2<sup>ème</sup> étage.
- -10 rotules de type B dans les poutres du 3<sup>ème</sup> étage.

Les rotules qui apparaissent dans le sens y-y:

- Une seule rotule plastique de type B est observé dans la poutre du RDC.

Concernant l'indice de dégradation au point de performance de la structure étudiée, il est estimé à 52% suivant x-x et à 0% suivant l'axe y-y. Cet indice de dégradation au point de performance confirme que la structure a subi une perte importante (plus de la moitié) de sa rigidité initiale suivant le sens x-x, et aucune perte de sa rigidité initiale suivant le sens y-y.

### V.17-Étude comparative des structures irrégulières étudiées:

#### V.17.1-Mécanismes de ruine

En analysant les mécanismes de ruines des quatre structures irrégulières en plan nous constatons :

##### Suivant le sens x-x:

Parmi les structures étudiées, la structure élancée, celle à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale et celle avec une saillie supérieure à 25% présentent des mécanismes de ruine dont les rotules plastiques formées dans quelques éléments sont toutes de types « B ». Ces rotules correspondent à la limite élastique, ce qui veut dire que ces structures ne sont menacées par aucun danger.

Par contre, le comportement de la structure excentrée est inélastique, les rotules plastiques sont de types IO et LS et ils apparaissent dans plusieurs éléments de la structure. La structure a subi des dommages importants.

##### Suivant le sens y-y :

Les quatre structures étudiées présentent des mécanismes de ruine dont les rotules plastiques formées dans quelques éléments sont toutes de types « B ». Ces rotules correspondent à la limite élastique, ce qui veut dire que ces structures ne sont menacées par aucun danger.

#### V.17.2 -Indice de dégradation :

En analysant les indices de dégradations des quatre structures irrégulières en plan nous constatons :

##### Suivant le sens x-x:

La structure excentrée donne l'indice de dégradation le plus élevé avec 52% (figure V.33). La structure a subi une perte importante de sa rigidité initiale au point de performance.

La structure élancée marque donne l'indice de dégradation le plus faible avec 6% (figure V.33), ce qui veut dire que la structure est non endommagée

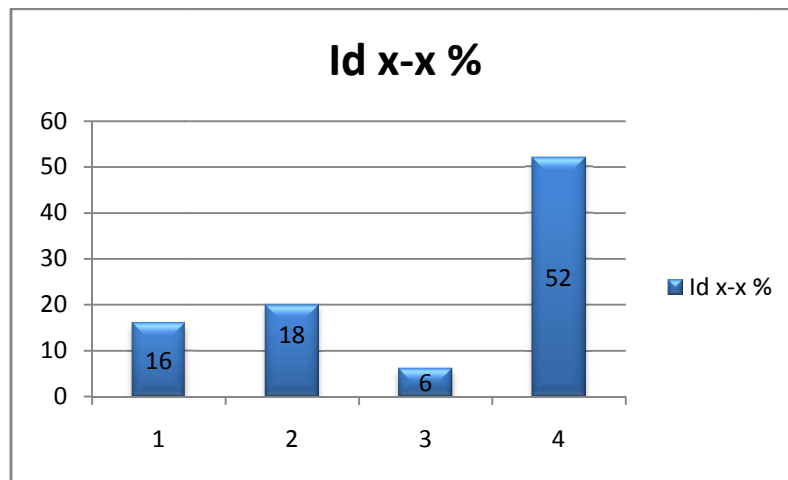


Figure V.33 : Indice de dégradation globale des structures étudiées dans le sens x-x.

Suivant le sens y-y :

La structure élancée en plan subit une perte de rigidité la plus importante par rapport autres structures étudiées, elle est estimée à 24%. La structure excentrée ne présente aucune diminution de sa rigidité initiale dans ce sens, elle est de 0% (figure V.34).

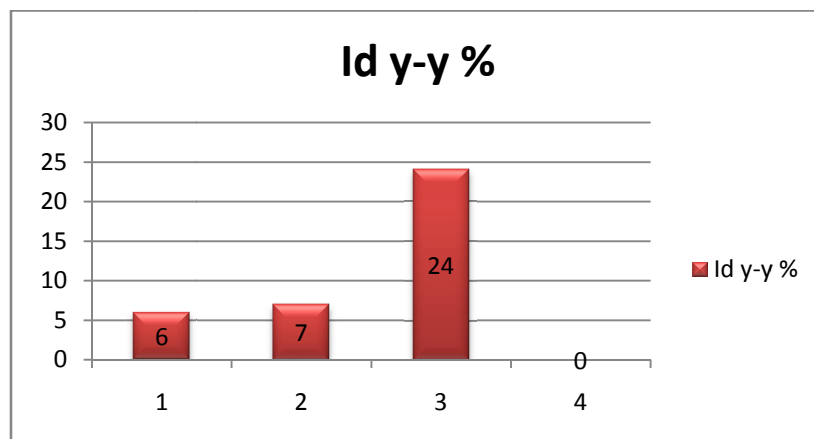


Figure V.34 : Indice de dégradation globale des structures étudiées dans le sens y-y.

### V.18-Conclusions:

- La structure de référence (régulière en plan et en élévation selon le règlement parasismique algérien) présente une bonne performance parasismique. Son mécanisme de ruine au point de performance montre que la structure est en état de non endommagement. Son indice de dégradation global au point de performance confirme que la structure a subi une faible diminution de sa rigidité initiale.
- Les deux structures irrégulières à savoir: celle à surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale et celle avec une saillie supérieure à 25%, présentent des bonnes performances sismiques. Leurs comportements sont proches de la structure de référence de part:
  - ✚ leurs mécanismes de ruine.
  - ✚ les valeurs de l'indice de dégradation au point de performance.
- La structure excentrée a subi des dommages importants avec une perte significative (de l'ordre de 52%) de sa rigidité initiale au point de performance dans le sens x-x.
- La structure excentrée présente une diminution importante de sa rigidité initiale au point de performance par rapport aux autres structures irrégulières étudiées.
- Parmi toutes les irrégularités en plan étudiées, l'irrégularité due à l'excentricité est la plus pénalisante. C'est cette irrégularité qui affecte la rigidité initiale de la structure. S'ensuit celle due à l'élancement de la structure. Par contre, les saillies et la surface d'ouverture n'affectent pas la raideur initiale.

# CHAPITRE VI

## **Conclusion générale**

**Conclusion générale :**

Le comportement sismique d'une structure peut être évalué par plusieurs paramètres tels que les déplacements inter étages, la ductilité, le point de performance, l'indice de dégradation global au point de performance...etc.). Dans cette étude, le paramètre choisi pour l'évaluation du comportement sismique des structures irrégulières est **l'indice de dégradation**. Cet indice très simple à calculer peut nous renseigner sur la dégradation de la structure lorsque elle subit le séisme.

Le bon comportement sismique dans le domaine non linéaire peut être assuré par la méthode **PUSHOVER** injectée dans le logiciel ETABS.

Dans cette étude, les quatre formes d'irrégularités ont été passées en revue à travers les quatre structures étudiées à savoir:

La surface d'ouverture, les saillies et les décrochements, l'élançement en plan et l'excentricité.

Pour chaque forme d'irrégularité, nous avons cherché le point de performance, le mécanisme de ruine et calculer l'indice de dégradation global au point de performance.

A travers cette étude, nous pouvons dire:

- Le comportement de la structure de référence reste élastique. Elle présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance. Il est évalué à 6% suivant le sens x-x et à 12.5% suivant le sens y-y.
- Le comportement de la structure avec une surface d'ouverture supérieure à 15% de la surface totale reste élastique. Elle présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance. Il est évalué à 6% suivant le sens x-x et à 16% suivant le sens y-y.
- Le comportement de la structure avec une saillie supérieur à 25% reste élastique. Elle présente une faible perte de sa rigidité initiale au point de performance. Il est évalué à 18% suivant le sens x-x et à 7% suivant le sens y-y.
- Le comportement de la structure élançée en plan reste élastique. Elle présente une légère perte de sa rigidité initiale au point de performance. Il est évalué à 6% suivant le sens x-x et une perte (d'un quart) de 24% suivant le sens y-y.
- Le comportement de la structure excentrée est inélastique. Son indice de dégradation est très significatif suivant le sens x-x, avec une diminution de 52% de sa rigidité initiale au point de performance et 0% perte de rigidité dans le sens y-y.

# Références bibliographiques

## Références bibliographiques

---

[1]: Abdelghani. SEGHIR. Séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 : Pathologie de construction et dommages sismiques. Séminaire : Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction- Bejaia 2007.

[2]: AIT TAYEB. El hachimi .Influence des irrégularités en plan sur la performance sismique des structures. Mémoire de master. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016, 75p.

[3]: AKLI. Dehbia et RIHANE. Malika . Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis. Mémoire de master. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2017, 99p.

[4]: Applied Technology Council, 1996, The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.

[5]:BELAIDI. Hania. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en en portique auto-stables. Thèse de magister. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou,112p.

[6]: BELARBI.A, RACHEDI.M,OUISSI.N. Structures en murs voiles.SlideShare.com, 2016.

[7]:BELKHEIR. Mohammed Aghiles. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Thèse de magister. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou2012,88p.

[8]: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Comité Européen de normalisation.

[9]: DJAFOUR. Tarik. Incidence des contreventements sur leur le comportement dynamique des bâtiments en approche linéaire. Master académique. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou,2017,87p.

[10]: ETABS V9.6.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building System Nonlinear),1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA.

[11]:FEMA, 1997, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

[12]: FEMA,2005,Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure, Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California.

## Références bibliographiques

---

- [13]: GHOBARAH .A, ABOU-ELFATH.H, AND BIDDAAH ASHRAF. .Response based damage assessment of structures. Earthquake Engng. Struct. Dyn. p.28, 79-104 (1999).
- [14]: HAMOU. Kada, RAMDANE.Kheir Eddine. Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode PUSH EVER. 7ème Colloque National AFPS2007-Ecole centrale Paris.
- [15]: HARMIM .M. Cours NSR (notions sur le règlement parasismique Algérien).Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2014.
- [16]: HASSANI Karim. Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé. Thèse de magister. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou,12-2013,126p.
- [17]: HEMSAS .Miloud . Modélisation par macro-éléments du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique. Thèse de doctorat. Spécialité : Mécanique et Ingénieries. Université Bordeaux1 (France), 15 Avril 2010,238p.
- [18]:HUGO. BACHMANN. Conception parasismique des bâtiments, Principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Réponse des bâtiments en torsion Directives de l'OFEG, Bienne 2002,81p.
- [19]:JEREZ. BARBOSA, Sandra.R. Seismic vulnerability of buildings: Response and damage assessment. Thèse de doctorat. Université paris-est .Génie civil mars 2011 ,189p.
- [20]: KAHIL. Amar.Evaluation de la performance sismique des bâtiments. Thèse de magister.Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- [21]: KAHIL A., HAMIZI M., HANNACHI N.E. Estimate of seismic damage Methodology and application to buildings reinforced concrete. International Review of Civil Engineering (I.R.E.C.E.), 2010. Ue.
- [24]:Mehmet Inel, Hayri Baytan Ozmen, 2006, Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, Elsevier journal of Engineering Structures 28 (2006) 1494–1502.
- [25]:MILAN ZACEK. Conception parasismiques -niveau avant-projet.
- [26]: Mémoire du magister .Méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment existant vis-à-vis du risque sismique. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou de génie civil.

## Références bibliographiques

---

[27]:Mohamed Nour El-Din Abd-Alla, 2007, Application Of Recent Techniques Of Pushover For Evaluating Seismic Performance Of Multistory Buildings, Master Of Science In Structural Engineering, Cairo University.

[28]:Ould. Belkacem Karima et chabane. Aghiles. Etude par mécanismes de ruine d'une structure en béton armé dans le domaine plastique. Mémoire de master académique. Département de génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013, 158p.

[29]: PATRICIA. BALANDIER. Livre Eléments de conception parasismique à l'usage des techniciens du bâtiment pour DDE Martinique. SECQUIP .Juillet 2001 [12] EN 1998-1 (2004).

[30]:Pierre-Alain NAZÉ. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques. Présentée pour obtenir le grade de : Docteur (Spécialité Génie Civil) École Centrale de Lyon.2004, 148p.

[31]:Règlement parasismique algérien (RPA 99 v.2003), centre nationale de la recherche appliquée en Génie Parasismique, Algérie.

[32]:SAP2000, 1998, Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures, Berkeley, California.

[33]:Sermin oğus,2005,evaluation of pushover analysis procedures for fram structures,phd thesis, naturel and applied science of the middle east technical university,turkey.

[34]: WILLIAMS M.S., SEXSMITH R.G. SEISMIC DAMAGE INDICES FOR CONCRETE STRUCTURES: A STATE OF THE ART. Earthquake Spectra, volume 11, n°2, Mai 1995.

[35]:Y.S. CHUNG, MEYER.C, SHINOZUKA. M. MODELLING OF CONCRETEDAMAGE. Technical Paper, ACI Journal, Volume 89 n°1, 1989.