

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou

Faculté De Génie De La Construction

Département De Génie Civil



Mémoire de master académique

Présenté par :

M^{elle} Ould Belkacem Karima

M^r chabane Aghiles

Theme:

*Etude par mécanismes de ruine d'une
structure en béton armé dans le domaine
plastique*

Propose et dirigé par:

M^r Hamizi Mohand

2012/2013

Remerciements

Nos remerciements iront d'abord à notre directeur de recherche, Monsieur Hamizi Mohand, maître de conférences au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, qui a accepté de diriger ce travail ; ses orientations, ses remarques nous ont permis de mener à bien ce travail.

Nos remerciements s'adressent aussi à Mr Kahil Amar maître assistant au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, pour son soutien, ses conseils et ses précieuses orientations tout au long de ce travail.

Nous tenons également à adresser nos remerciements aux membres du jury, pour avoir accepté de juger ce mémoire et participer aux jurys.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près pour que ce travail puisse être sous sa forme actuelle, D. Belaid, Haddadou Fateh, Ouhadj Lamia, Boussad Houda, ZAIR Brahim, Ait lhadj Lamia, SLIMANI Drifa

Merci à nos familles, nos parents, à nos frères et sœurs pour nous avoir soutenue, donné de bons conseils et pour être toujours là dans les moments difficiles et heureux.

Enfin, à tous nos amis (es), pour leurs soutiens et leurs encouragements.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : revue bibliographique

I.1.introduction.....	4
I.2. réglementation.....	4
I.2.1. Ordre chronologique des séismes et des règlements que l’Algérie a connus.....	4
I.2.1.1.Avant 1980.....	5
I.2.1.2. Naissance des règles parasismique après l’AS55.....	6
I.3. Les Typologies de constructions existantes en Algérie en fonction de la réglementation.....	13
I.3.1. Structure à ossature auto-stable en béton armé.....	13
I.3.2. Structures contreventées par des voiles porteurs en béton armé.....	14
I.3.3 Structure à contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portiques- voiles	15
I.3.4. Structures à ossature en béton armé contreventée par noyau en béton armé.....	15
I.4. Pathologie des structures en BA vis-à-vis de séisme.....	15
I.4.1 Pathologie des structures en portique auto-stables	18
I.5.Les spectres de réponse.....	22
I.5.1.spectre de réponse élastique	22
I.5.2.spectre de réponse inélastique.....	23
I.6. les méthodes de calcul.....	24
I.6.1. les méthodes de calcul élastique linéaire.....	24
I.6.1.1.Méthode statique équivalente.....	24

I.6.1.2 Méthodes dynamiques.....	25
I.6.1.2.1 Méthode dynamique modale spectrale.....	25
I.6.1.2.2.méthode d'analyse par accélérographes.....	25
I.7. Introduction à la Problématique.....	26
<i>Chapitre II : évaluation des desordres</i>	
II.1. Introduction.....	28
II.2. Le but de l'évaluation des désordres.....	28
II.3. Méthodologie d'investigation.....	29
II.3.1. critères retenus lors d'un diagnostic visuel.....	29
II.3.1.1.Type de structure.....	29
II.3.1.2.Contreventement vertical.....	29
II.3.1.2.1. En élévation.....	30
II.3.1.2.2.En plan	30
II.3.1.3.Contreventement horizontal.....	30
II.3.1.5.Points particuliers.....	31
II.3.1.4.Matériaux.....	31
II.3.2. Investigation des éléments structuraux.....	32
II.3.2.1 Visite préliminaire.....	32
II.3.2.2 Evaluation préliminaire de la résistance de la structure.....	33
II.3.2.3 Rédaction du rapport préliminaire.....	33
II.3.2.4 Investigations complémentaires.....	34
II.3.2.5 Rapport final d'investigation du bâtiment.....	34
II.3.2.6. Synthèse.....	35
II.3.3.Réévaluation de la capacité sismique de la structure.....	37

II.3.3.1.Méthode de la poussée progressive.....	37
II.3.3.2.Principe et application de la méthode.....	38
II.3.3.3. Objectifs performanciers.....	38
II.3.3.4. Courbe de capacité.....	39
II.3.4. Les rotules plastiques.....	40
II.3.4.1.Définition d'une rotule plastique.....	40
II.3.4.2.Les influences de l'apparition des rotules plastiques sur le comportement post-élastique des éléments de contreventement.....	41
II.3.4.3. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux.....	42
II.3.4.4. Niveaux d'endommagement.....	42
II.3.5. Formation des mécanismes de ruine.....	43
II.3.5.1.Mécanisme 1.....	44
II.3.5.2.Mécanisme 2.....	45
II.3.5.3.Mécanisme 3.....	46
II.3.6. Ductilité.....	47
II.3.6.1. Définition de la ductilité.....	48
II.3.6.2.Différents types de ductilité.....	48
II.3.6.2.1.Ductilité du Matériau.....	49
II.3.6.2.2.Ductilité en rotation.....	49
II.3.6.2.3.Ductilité en déplacement défini par le facteur de ductilité en déplacement.....	49
II.3.6.3.Facteurs influençant la ductilité.....	50
II.3.7 Les déplacements inter-étages.....	51
III.3.8.Conclusion.....	51

Chapitre III : méthodes d'analyse non linéaires

III.1.Introduction.....	52
III.2. Méthodes d'analyse non linéaire.....	52
III.2.1 L'analyse non linéaire time history	52
III.2.2 L'analyse statique non linéaire.....	53
III.2.2.1 Analyse statique non linéaire des structures en béton armé par la méthode « Push-over ».....	53
III.2.2.1.1 les concepts fondamentaux de l'analyse « push over ».....	53
III.2.2.1.1.1 Définition de l'analyse « push over ».....	53
III.2.2.1.1.2 Origine de l'analyse « push over ».....	54
III.2.2.1.1.3 but de l'analyse « push over »	54
III.2.2.1.1.4 Formulation de l'analyse push over	55
III.2.2.1.1.5 Courbe de capacité	59
III.2.2.1.1.6 Transformation de la courbe de capacité	61
III.2.2.1.1.7 La demande sismique	62
III.2.2.1.1.8 Transformation du spectre de demande	63
III.2.2.1.1.8 Point de performance	64
III.2.2.1.1.9 Procédure d'évaluation du point de performance.....	66
III.2.2.1.1.10 Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}}-S_d$).....	66
III.2.2.1.1.11 La superposition des graphes ($\xi_{\text{eff}}-S_d$) _D et ($\xi_{\text{eff}}-S_d$) _C	68
III.2.2.1.1.14 Distribution de la force latérale.....	72
III.3.Conclusion.....	73

Chapitre IV : Application de la technique push over

IV.1.Introduction.....	74
------------------------	----

IV.2. Modélisation et analyse élastique linéaire des structures.....	74
IV.3 vérification des structures.....	79
IV.4 Définition du comportement non linéaire des éléments	80
IV.4.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux... ..	80
IV.4.2 définition des rotules plastiques dans « Etabs ».....	81
IV.4.3 Emplacement des rotules plastiques.....	81
IV.5. définition du chargement « push over ».....	82
VI.5.1 définition de l'analyse sous charges gravitaires	83
VI.5.2 définition de l'analyse « push over » sous charges horizontales	84
 Chapitre V : présentation et interprétation des résultats	
V.1.Introduction.....	88
V.2. Présentation et interprétation des résultats.....	88
V.2.1. Vérification du comportement dynamique.....	88
V.2.2. Vérification de l'Art 4.3.4 RPA 2003.....	90
V.2.3.Vérification de l'Art 4.3.6 RPA 2003.....	90
V.2.4. Vérification de l'Art 5.10 RPA 2003.....	91
V.2.5. Vérification de l'Art 5.9 RPA2003.....	91
V.3. présentation des résultats de l'analyse push over.....	93
V.3.1 les résultats de la structure en R+1.....	93
V.3.1.2. Application de la procédure non itérative.....	95
V.3.1.1. Evaluation du Point de performance.....	95
V.3.1.2.1 La superposition des graphes $(\zeta_{ef}-Sd)D$ et $(\zeta_{ef}-Sd)C$	96
V.3.1.3. Visualisation des mécanismes de ruines.....	97
V.3.1.4. Domaine des dommages.....	98

V.3.1.4.1. description et attribution des dommages probables.....	100
V.3.2. les résultats de la structure en R+2.....	100
V.3.2.1.Evaluation de Point de performance	102
V.3.2.1.1. Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité sismique.....	102
V.3.2.2.Visualisation des mécanismes de ruine.....	103
V.3.2.3.Domaine des dommages.....	104
V.3.2.3.1. Attribution et description des dommages probables.....	106
V.3.3. Présentation et interprétation des résultats de la structure en R+3.....	106
V.3.3.1.Evaluation du point de performance.....	108
V.3.3.1.1.Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité.....	108
V.3.3.2.Visualisation des mécanismes de ruine.....	109
V.3.3.3.Domaine des dommages.....	110
V.3.3.3.1.Attribution et description des dommages probables.....	111
V.3.4. présentation des résultats de la structure en R+4.....	112
V.3.4.1.Evaluation du point de performance.....	113
V.3.4.1.1.Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité sismique.....	114
V.3.4.2.Visualisation des mécanismes de ruine	115
V.3.4.3.Domaine des dommages.....	116
V.3.4.3.1.Attribution et description des dommages probables de la structure.....	117
V.4.Etude comparative des quatre structures.....	117
V.4.1. demande en ductilité (μ_D).....	118
V.4.2. Raideur initiale des structures (K_e).....	118

V.4.3. Raideur des structures au point de performance (K_p) et indice de dégradation globale (I_d).....	119
V.5. Conclusion.....	121
V.6. renforcement des structures.....	121
V.6.1. renforcement de la structure en (R+4) par ajout de voiles.....	122
V.6.2. représentation de la courbe de capacité en format ADRS de chaque variante.....	122
V.6.3. représentation de la courbe de la capacité spectrale pour chaque variante.....	124
V.6.4. détermination du point de performance.....	124
V.6.5. visualisation des mécanismes de ruine.....	125
V.6.6. Domaine des dommages.....	127
V.6.7. Attribution des degrés de dommage probables.....	129
V.7. Etude comparative des trois variantes.....	129
V.7.1. Demande en ductilité.....	129
V.7.2. Rigidité initiale et au point de performance.....	130
V.7.3. Indice de dégradation global.....	130
V.8. comparaison avant et après renforcement.....	132
V.8.1. comparaison des mécanismes de ruine.....	132
Conclusion générale	
Références bibliographique	
Annexes	

Liste des figures	Pages
Chapitre I : revue bibliographique	
Figure (I.1) : première carte de zonage réalisée en 1955.....	6
Figure (I.2) : coefficient β des règles PS69/82.....	7
Figure (I.3) : nouveau tracé du spectre (valeur de coefficient d'amplification dynamique).....	9
Figure (I.4) : modification des coefficients d'amplification dynamique D.....	11
Figure (I.5) : révision du zonage sismique du RPA 99.....	12
Figure (I.6) : effondrement dû aux oscillations asynchrones.....	16
Figure (I.7) : Torsion de la construction.....	16
Figure (I.8) : absence de confinement du béton.....	16
Figure (I.9) : manque de contreventement.....	16
Figure (I.10) : destruction des immeubles sous l'effet de la résonance du bâtiment avec le sol.....	17
Figure (I.11) : portique (poutre-poteau) avant l'action sismique.....	18
Figure (I.12) : sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue.....	19
Figure (I.13) : changement de direction de séisme : inversion de sollicitation des diagonales.....	19
Figure (I.14) : après le séisme, si le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X.....	19
Figure (I.15) : cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie insérées.....	20
Figure (I.16) : dégâts occasionnés dans des structures auto stables en phase de réalisation.....	21
Figure (I.17) : rupture nœuds par arrachement des armatures longitudinales.....	22
Figure (I.18) : réponse élastique.....	23
Figure (I.19) : réponse inélastique.....	23
Chapitre II : évaluation des désordres	
Figure (II.1) : effet de port à faux.....	31
Figure (II.2) : Loi de comportement (force-déformation) et niveaux d'endommagement.....	43
Figure (II.3) : rotules plastique en pied et en tête des poteaux.....	44
Figure (II.4) : effondrement du RDC.....	44
Figure (II.5) : Rotules plastiques en pied et en tête des poteaux du 1 ^{er} étage.....	45
Figure (II.6) : Ruine local du bâtiment localisé au niveau du 1 ^{er} étage.....	45

Figure (II.7) : Rotules plastiques aux extrémités des poutres et poteaux.....	45
Figure (II.8) : effondrement total de la structure.....	45
Figure (II.9) : rotules plastiques dans les poutres et en pied des poteaux du RDC.....	47
Figure (II.10) : Proportions relatives des poteaux et des poutres.....	47
Figure (II.11) : définition de ductilité.....	48
Chapitre III : méthodes d'analyse non linéaire	
Figure(III.1) : courbe de capacité « push over » d'une structure.....	59
Figure (III.2) : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	60
Figure (III.3) : niveau d'endommagement des rotules plastiques.....	61
Figure (III.4) : transformation de la courbe de capacité du format $V=f(d)$ en format $S_a=f(S_d)$.....	62
Figure (III.5) : Conversion du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$).....	64
Figure (III.6) : point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité.....	65
Figure (III.7) : Diagramme ($\xi_{eff}-S_D$) de la demande sismique.....	67
Figure (III.8) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	67
Figure (III.9) : Diagramme ($\xi_{eff}-S_D$) de la capacité sismique.....	68
Figure (III.10) : Superposition des diagrammes ($\xi_{eff}-S_D$)_d et ($\xi_{eff}-S_D$)_c.....	69
Figure (III.11) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	70
Figure (III.12) : Distribution verticale de la charge latérale selon le FEMA273.....	73
Chapitre IV : application de la technique push over	
Figure (IV.1) : vue en plan de la structure.....	75
Figure (IV.2) : vue en 3D (trois dimension) de la structure.....	76
Figure (IV.3) : loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs.....	80
Figure (IV.4) : définition des rotules plastiques.....	81
Figure (IV.5) : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	82
Figure (IV.6) : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	82
Figure (IV.7) : Définition du chargement push over sous charge gravitaire.....	83
Figure (IV.8) : définition du chargement de l'analyse push over sens (xx).....	85
Figure (IV.9) : extraction de la courbe de capacité.....	86
Figure (IV.10) : courbe de capacité dans le format (Sa-Sd).....	86

Chapitre V : interprétation des résultats

Figure (V.1) : courbe de capacité dans le sens (xx)	93
Figure (V.2) : courbe de capacité dans le sens (yy)	94
Figure (V.3) : courbe de la capacité spectrale (Sa-Sd)	94
Figure (V.4) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+1)	95
Figure (V.5) : représentation de la demande sismique en format ($\zeta_{\text{effec}} - S_d$)	96
Figure (V.6) : Représentation de la capacité en format ($\zeta_{\text{ef}} - S_d$)	96
Figure (V.7) : point de performance (xx)	97
Figure (V.8) : point de performance (yy)	97
Figure (V.9) : mécanisme de ruine de la structure dans les deux sens	98
Figure (V.10) : domaine des dommages de la structure dans le sens (xx)	99
Figure (V.11) : domaine des dommages de la structure dans le sens (yy)	99
Figure (V.12) : courbe de capacité de la structure R+2 dans le sens xx	100
Figure (V.13) : courbe de capacité de la structure R+2 dans le sens yy	101
Figure (V.14) : courbe de la capacité spectrale de la structure R+2	101
Figure (V.15) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (r+2)	101
Figure (V.16) : Représentation de la demande sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - S_d$)	102
Figure (V.17) : Représentation de la capacité sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - S_d$)	102
Figure (V.18) : point de performance dans le sens xx	103
Figure (V.19) : point de performance dans le sens yy	103
Figure (V.20) : visualisation des mécanismes de ruines de la structure dans les deux sens	104
Figure (V.21) : domaine des dommages de la structure (R+2) dans le sens xx	105
Figure (V.22) : Domaine des dommages de la structure (R+2) dans le sens yy	105
Figure (V.23) : courbe de capacité sismique dans le sens xx	106
Figure (V.24) : courbe de capacité sismique dans le sens yy	106
Figure (V.25) : courbe de capacité spectrale dans les deux sens	106
Figure (V.26) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+3)	106
Figure (V.27) : Représentation de la demande sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - s_d$)d	107
Figure (V.28) : courbe de la demande sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - S_d$)	107
Figure (V.29) : point de performance dans le sens xx	109
Figure (V.30) : Point de performance dans le sens yy	109

Figure (V.31) : visualisation des mécanismes de ruine de la structure en R+3.....	110
Figure (V.32) : domaine des dommages dans le sens xx.....	111
Figure (V.33) : domaine des dommages dans le sens yy.....	111
Figure (V.34) : courbe de capacité dans le sens xx.....	112
Figure (V.35) : courbe de capacité dans le sens yy.....	112
Figure (V.36) : courbes de la capacité spectrale de la structure en R+4.....	113
Figure (V.37) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+4).....	113
Figure (V.38) : représentation de la demande sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - S_d$).....	114
Figure (V.39) : représentation de la capacité sismique en format ($\zeta_{\text{eff}} - S_d$).....	114
Figure (V.40) : point de performance dans le sens xx.....	114
Figure (V.41) : point de performance dans le sens yy.....	115
Figure (V.42) : mécanismes de ruine de la structure en R+4 dans les deux sens	115
Figure (V.43) : domaine des dommages de la structure en R+4 dans le sens xx.....	116
Figure (V.44) : domaine des dommages de la structure en R+4 dans le sens yy.....	116
Figure (V.45) : demande en ductilité des structures étudiées.....	118
Figure (V.46) : Rigidité initiale des structures étudiées.....	119
Figure (V.47) : raideur des structures étudiées au point de performance.....	120
Figure (V.48) : indice de dégradation globale des structures étudiées.....	121
Figure (V.49) : Les trois variantes de disposition des voiles.....	122
Figure (V.50) : courbe de capacité de la variante1 (V1).....	123
Figure (V.51) : courbe de capacité de la variante 2 (V2)	123
Figure (V.52) : courbe de capacité de la variante 3 (V3).....	123
Figure (V.53) : représentation des courbes de la capacité spectrale des trois variantes (V1, V2 et V3).....	124
Figure (V.54) : détermination de point de performance de la variante V1	125
Figure (V.55) : détermination de point de performance de la variante V2.....	125
Figure (V.56) : représentation du point de performance de la variante V3.....	125
Figure (V.57) : visualisation de la distribution des rotules plastiques pour les trois variantes	126
Figure (V.58) : domaine des dommages de la variante V1.....	127
Figure (V.59) : domaine des dommages de la variante V2.....	128
Figure (V.60) : domaine des dommages de la variante V3.....	128

Figure (V.61) : comparaison des demandes en ductilité des trois variantes.....	129
Figure (V.62) : comparaison des rigidites initiales et au point de performance des trois variantes...	130
Figure (V.64) : comparaison des indices de dégradation des trois variantes.....	131
Figure (V.65) : comparaison des efforts sismiques repris par les voiles des trois variantes.....	131
Figure (V.66) : comparaison des mécanismes de ruine de la variante V3 et de la structure en R+4 sans renforcement.....	132

Liste des tableaux	Pages
Chapitre I : revue bibliographique	
Tableau (I.1) : introduction de quatre (04) sites au lieu de deux (02) sites du RPA88.....	10
Chapitre III : méthodes d'analyse non linéaires	
Tableau (III.1) : valeur de facteur de modification C_0	70
Tableau (III.2) : valeur du facteur de modification C_2.....	71
Chapitre V : présentation et interprétation des résultats.	
Tableau (V.1) : modes propres de la structure (R+1).....	88
Tableau (V.2) : modes propres de la structure (R+2).....	89
Tableau (V.3) : modes propres de la structure (R+3).....	89
Tableau (V.4) : modes propres de la structure (R+4).....	89
Tableau (V.5) : déplacement inter-étage.....	91
Tableau (V.6) : vérification de l'effet P-delta(R+1).....	91
Tableau (V.7) : vérification de l'effet P-delta (R+2).....	92
Tableau (V.8) : vérification de l'effet P-delta (R+3).....	92
Tableau (V.9) : vérification de l'effet P-delta (R+4).....	92
Tableau (V.10) : Limites élastiques et ultimes(R+1).....	94
Tableau (V.11) : Domaine des dommages.....	97
Tableau (V.12) : description et attribution des dommages probables.....	98
Tableau (V.13) : limites élastiques et ultimes(R+2).....	100
Tableau (V.14) : limites élastiques et ultimes(R+3).....	106
Tableau (V.15) : limites élastiques et ultimes(R+4).....	111
Tableau (V.16) : comparaison des paramètres entre les deux variantes.....	133

Introduction générale

Situé dans une zone critique qui est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes ; la plaque eurasienne au nord chevauche la plaque africaine au sud, c'est de cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région, le nord de l'Algérie est donc situé dans une zone propice aux tremblements de terres et susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques.

Les séismes récents y compris celui de Boumerdes ont tous montré la vulnérabilité des structures en béton armé (beaucoup de structures ont été gravement endommagées ou détruites). Cette vulnérabilité avérée du bâti existant a été touchée de manière significative lors des séismes passés provoquant des dommages matériels et de perte de vies humaines très importantes, Néanmoins, les différents cas du dommage observés, ont révélé, la vulnérabilité des structures en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie.

En effet, cette typologie a connu beaucoup d'effondrements d'où est survenue l'idée de passer à d'autres modes de constructions plus adaptées à ce genre de chargement. Ce qui a conditionné la remise en cause de la fiabilité des méthodes de calcul utilisées et de prêter plus d'attention au comportement réel de ces structures lors d'un séisme.

La construction en zone III (forte sismicité), et comme la réglementation le préconise dans son addenda du RPA99V2003, est limitée à huit mètres (8m) soit(R+2) en béton armé en portique auto stable, étant donnée la rareté des terrains dans cette zone et vu son importance politico-économique et la composante démographique qu'elle renferme fait que la demande en logements ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur, la construction au delà de cette hauteur préconisée est devenue capitale.

Dans le cadre de la présente étude , on s'intéresse à l'étude des éléments structuraux d'une structure en béton armé à ossature auto-stable tout en localisant les points de faiblesse et le niveau d'endommagement des éléments porteurs autrement dit localisation des rotules plastiques et détermination de leurs état d'endommagement , en se basant sur les différents paramètres qui affecteront le comportement global de notre structure (ductilité , déplacement inter-étage, effet P- Δ , mécanismes de ruine) et de montrer l'influence de la hauteur sur le comportement sismique de la structure.

Objectif de l'étude

Notre étude a pour objectif d'évaluer le comportement sismique réelle des structures auto-stable existantes qui sont détériorées suite à des séismes dévastateurs en évaluant la performance sismique de ses éléments structuraux, à cet effet on se propose d'effectuer une modélisation d'une structure mixte à l'aide de logiciel ETABS V9.6

D'une manière plus précise, les objectifs de cette étude consiste à :

1. Quantifier les niveaux d'endommagement des éléments structuraux au moyen d'une analyse statique non linéaire (en poussée progressive) ou méthode « **push over** ».
2. Visualiser les mécanismes de ruine susceptible de se développer dans la structure.
3. Evaluer les degrés de dommages
4. Porter des solutions adéquates qui diminueront le niveau d'endommagement global de la structure étudiée, ici dans notre cas par l'ajout des voiles

Plan de l'étude

Nous avons structuré notre mémoire de la manière suivante :

Chapitre I : une revue bibliographique qui est un aperçu historique sur l'évolution de la réglementation, de la typologie de la construction et leur pathologie observées en fonction des séismes qui ont frappé l'Algérie

Chapitre II : évaluation des désordres

Chapitre III : ce chapitre est consacré à la définition des différentes méthodes d'analyse non linéaire où nous allons nous intéresser à une de ces méthodes qui est basée sur la performance sismique

Chapitre IV : dans cette partie, nous allons exposer les différentes étapes que nous avons adoptées pour l'application de la technique push over et pour ce faire nous avons choisi quatre modèles de structure (R+1, R+2, R+3 et R+4) qui ont les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques

Chapitre V : qui consiste en une présentation et une interprétation des résultats obtenus.

En fin, nous clôturons notre étude par une conclusion générale où on donne les principales conclusions

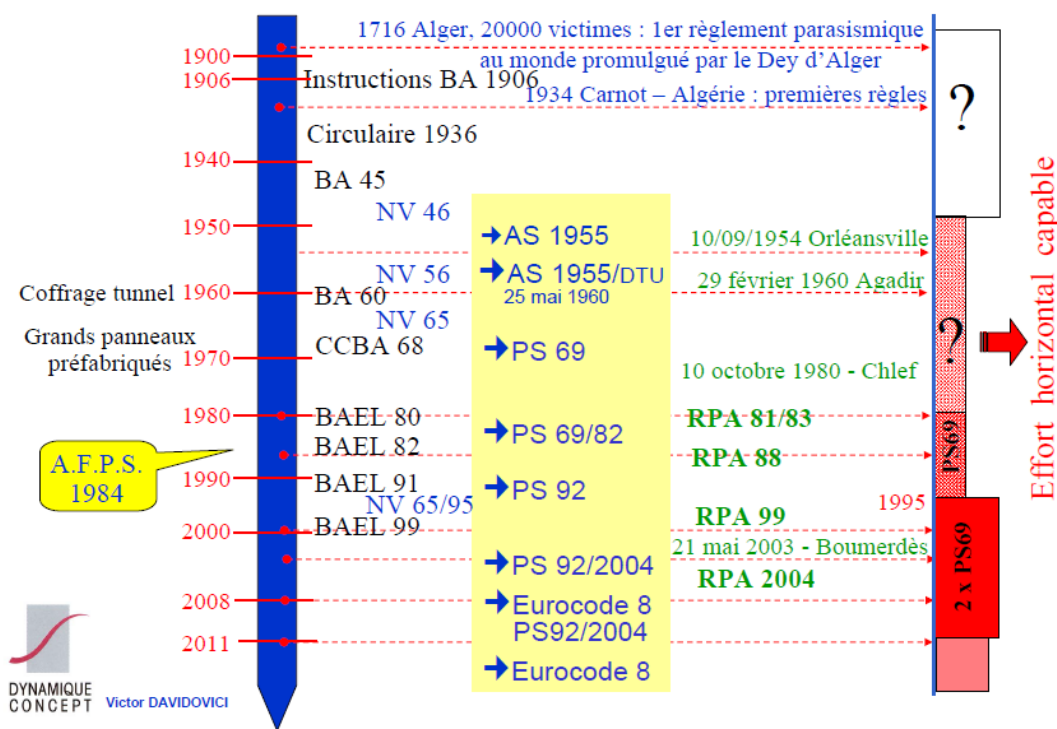
I.1 Introduction

L'Algérie de part sa position critique qui est l'intersection de deux plaques, à savoir la plaque Africaine et la plaque eurasiatique, le nord de l'Algérie est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques.

Suites aux différents séismes que l'Algérie a connus, la réglementation en vigueur a subi d'énormes changements en passant du tout sécuritaire au tout économique et vice-versa et d'une typologie à une autre.

I.2 La réglementation

I.2.1 Ordre chronologique des séismes et des règlements que l'Algérie a connus



Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus signifiants, nous retrouvons celui de Chlef (1980), de Tipaza (1989), de Timouchent (1999) et le dernier celui de Boumerdes (2003) du 23 mai.

La nécessité de modifier les règles parasismiques est initiée dans le but de préserver les vies humaines, de protéger les nouvelles bâtisses et de sauver l'authenticité esthétique et historiques des anciens bâtis vis-à-vis des futurs séismes.

I.2.1.1. Avant 1980

Historiquement les premières mesures parasismiques sont celles prises par le Dey Ali CHAOUCH d'Alger, après le séisme d'Alger de 1716. [1]

D'après les désordres constatés, ces mesures parasismiques concernent :

- Structure en maçonnerie porteuse.
- Structure flexible : Type arcade.
- Planchers constitués par des poutres en bois en saillie des murs sur lesquels elles sont posées.
- Les baies.
- Renforts en bois pour les encorbellements.

Toute fois ces mesures s'avérèrent insuffisantes, et même jugées inutiles coté sécurité du fait qu'elles étaient élaborées à base d'un constat visuel des dégâts occasionnés par le séisme d'Alger donc pas de calcul, ni zonage sismique ni coefficient ou paramètres sismiques.

Le premier code parasismique appelé « Recommandations AS55 », a été établi après le séisme de 1954 de Chlef.

Ces recommandations sont caractérisées par l'établissement de la première carte de zonage qui comportait deux zones comme la montre le figure (I.1) et par l'apparition de la configuration parasismique en plan.

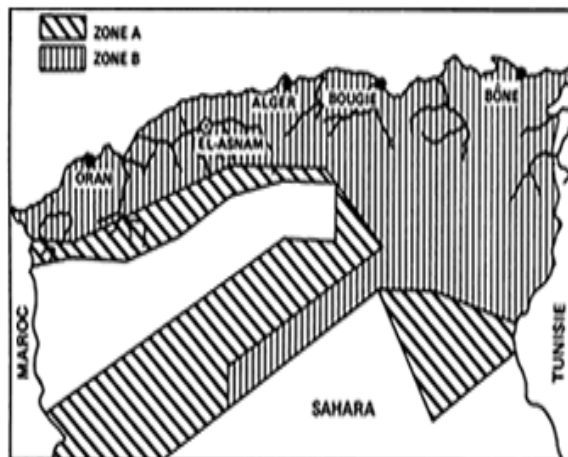


Figure (I.1) : première carte de zonage réalisée en 1955.

I.2.1.2. Naissance des règles parasismique après l'AS55

Après les bases primaires données par les AS55, relatées telles quelles, étant donné la rareté de leur disponibilité, l'évolution de la réglementation parasismique en Algérie a connu succinctement les règlements suivants :

- **Le règlement PS 69/82**

Les Règles PS 69/82 ont pris, en France, la suite des Recommandations AS 55, règles de première urgence édictées pour l'Algérie après le séisme d'Orléans ville (1954). Élaborées pour l'essentiel en 1962, retouchées en 1964, elles ont été publiées en octobre 1970 sous forme d'un DTU (Document Technique Unifié). Après le séisme de 1980 à El Asnam (ex-Orléans ville), la nécessité de certaines révisions a conduit à la rédaction des Addenda de 1982. [1]

Dans ces Règles, le coefficient sismique horizontal s_x est donné par la formule :

$$S_x = a b g d \quad (I.1)$$

Avec :

a : coefficient d'intensité, caractérisant l'aléa sismique (a = 1 pour une intensité MSK de VIII) ;

b : coefficient de réponse (figure I.2), il est fonction de la période fondamentale T et du niveau d'amortissement (normal, moyen ou faible) ; pour l'amortissement dit normal, b est compris entre 0,05 et 0,1.

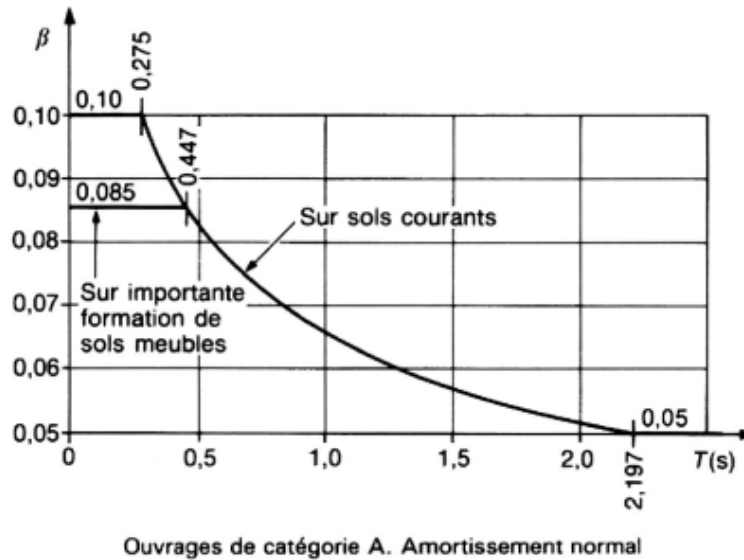


Figure (I.2) : coefficient β des règles PS69/82

g : coefficient de distribution suivant les étages ; par exemple, pour un bâtiment parfaitement régulier. On a pour un étage de rang n :

$$g_n = 3n / (2N + 1) \quad (\text{I.2})$$

d : coefficient de fondation, variant de 0,9 à 1,3, destiné à traduire le fait que les constructions sont plus vulnérables sur un sol médiocre.

- **La naissance des RPA [26]**

La mise en œuvre de ce règlement a nécessité les étapes suivantes :

- Mise en place de la réglementation parasismique par la mise en œuvre de la carte macrosismique de l'Algérie : De 1976 à 1978.
- Préparation du 1er RPA 80 avec l'université de Stamford sous la responsabilité du Professeur CHAH

- Le séisme du 10 Octobre 1980 apporta son « accélération » pour donner naissance au premier RPA 80 qui va cohabiter avec le PS69 qui reçoit l'addenda 82.
- Les « Règles parasismiques Algérienne 1981–Version 1983 » est un document élaboré sur l'étude de sismicité de l'Algérie et du projet de règlement en collaboration de l'université de Stamford et des remarques des experts de Socotec, B.R.I Japon, CSTB, de Roumanie et Yougoslavie.
- Le RPA 88 est érigé en « Document Technique Règlementaire : DTR B-C 2-48 » par arrêté n° 61 portant approbation du règlement parasismique Algérien version 1988 (RPA 88)
- Le séisme de Témouchent de 1999 donna la version RPA99

- **Evolution des RPA (1980-2003)**

RPA81

Avant 1980 (Séisme de l'Asnam), l'Algérie construisait avec le règlement français PS, le seul qui existait à cette époque et qui assurait la tenue parasismique des structures, mais l'intensité dévastatrice du séisme de l'Asnam de magnitude 7.3 (70% des habitations détruites) a poussé les pouvoirs publics et les autorités concernées à élaborer un autre règlement parasismique qui garantirait plus de sécurité et qui fera face aux séismes futurs.

RPA83

1983 était l'année de l'aboutissement, l'Algérie a finalisé son tout premier règlement parasismique RPA83, ce règlement a été jugé quelques années plus tard qu'il était trop sécuritaire et moins économique et sa réadaptation plus qu'indispensable.

RPA88

En 1988, l'Algérie a été frappée par la crise de la baisse des prix du pétrole, de ce fait et pour beaucoup plus d'économie dans la réalisation des projets de construction ; les experts ont été contraints de prendre en compte le côté économique avec un aspect moins sécuritaire que celui de 1983.

Cette actualisation a permis de combler certaines lacunes dans les processus de conception et de calcul et également de prendre en charge un certain nombre de préoccupations d'ordre économique dont la conjoncture vécue par le pays en souligne la particulière importance. [36]

Ces modifications ou enrichissements concernent, entre autre, les points suivants :

- Aménagement de la carte de zonage macrosismique (inclusion de la wilaya de Annaba en zone II et légères modifications du tracé des frontières interzonales en fonction du dernier découpage administratif ;
- Introduction de nouveaux tracés des spectres (valeur du coefficient d'amplification dynamique D) ; (Figure I.3)

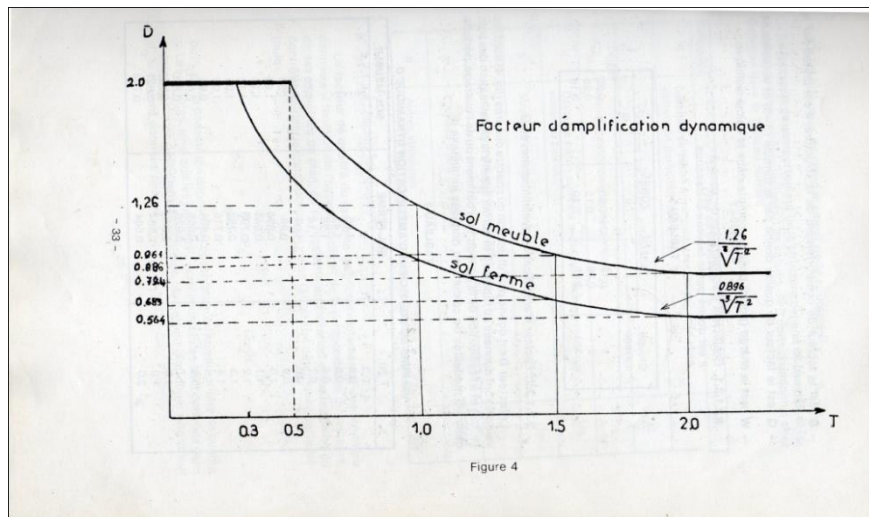


Figure (I.3) : nouveau tracé du spectre (valeur de coefficient d'amplification dynamique)

- Réaménagement des valeurs des pénalités pour le calcul du coefficient de qualité Q ;
- Ancrage des bâtiments dans le sol ;
- Portiques auto stables en zone III ;
- Voiles de contreventement ;
- Problèmes des linteaux et poteaux courts ;
- Déplacement des structures métalliques ;
- Utilisation des méthodes dynamiques ;
- Dispositions constructives des poteaux, voiles, linteaux et maçonnerie ;
- Minimum d'armatures dans les différentes structures ;
- Dimensions minimum des différentes structures.

Cette nouvelle version a impliqué aussi des économies au niveau de la réalisation

RPA99

L'impact et les leçons tirées des séismes survenus en Algérie (séisme Ain Timouchent99) ainsi que les grands progrès de la recherche parasismique aussi bien aux niveaux national qu'international ont permis d'en tirer la conclusion que le RPA 88 paraît insuffisant pour garantir une sécurité fiable vis-à-vis des agressions sismique de grande envergure.

Donc il était primordial d'élaborer un règlement sécuritaire et approchant le développement qu'a connu le parasismique. En 1999 le RPA99 a été adopté par la commission technique.

Les points retenus pour révision étaient comme suit [37]:

- Définir de manière la plus précise l'objet du RPA et préciser d'avantage son domaine d'application ;
- La valorisation de l'expérience acquise dans le domaine du parasismique et l'exploration de nouveaux procédés visant à contourner les phénomènes destructeur afin que les bâtis puissent garder leur fonctionnalité au cours d'un séisme ;
- Introduction de 4 sites au lieu de 2 sites (sol meuble et sol ferme) (Tableau I.1) du RPA88 associés avec des spectres de réponse pour chaque type de sol ;

Tableau (I.1) : introduction de quatre (04) sites au lieu de deux (02) sites du RPA88

site	Type de sol	qc (MPa)(c)	N(d)	PI (MPa)(e)	Ep. (MPa) (e)	qu(MPa) (f)	Vs (m/s)
S1	Rocheux			>5	>100	>10	≥800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400-<800
S3	Meuble	1.4-15	10-50	1-2	5-20	0.1-0.4	≥200-<400
S4	Très meuble	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100-<200

- Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation.....) ;
- Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols et catégories d'ouvrages) ;
- Préciser davantage les critères de régularité en plan et en élévation ;
- Modification des coefficients **D** (facteur d'amplification dynamique) et **R** (coefficient de comportement) et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage pour la méthode statique équivalente (Figure I.4).

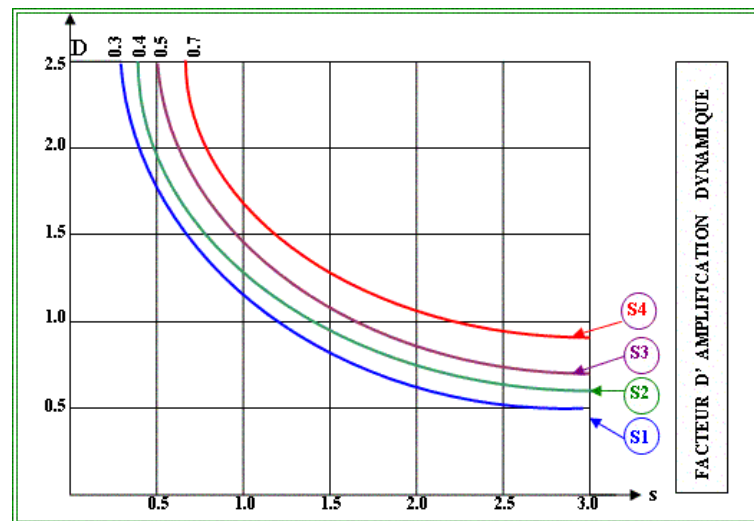


Figure (I.4) : modification des coefficients d'amplification dynamique D

- Introduction de la méthode dynamique spectrale comme méthode de calcul adoptée dans tous les cas si la première ne s'applique pas ;
- Groupe d'usage 1 du RPA88 éclaté en deux sous-groupe 1A et 1B ;
- Définition d'un chapitre relatif aux justifications de sécurité qui relève du domaine d'application du RPA pour que les structures soient réputées parasismiques.
- Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en BA, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.
- Envisager un nouveau chapitre relatif aux fondations et au mur de soutènement (fondation, liquéfaction des sols, stabilité des pentes).

RPA99/v2003

Les différents cas de pathologies et de dommages occasionnés aux ouvrages dans les wilayas d'Alger et de Boumerdès à la suite du tragique séisme du 21 mai 2003, ont révélé, outre la violence du séisme de magnitude 6.8 sur l'échelle de RICHTER, des défaillances dans plusieurs constructions réalisées ou en cours de réalisation.

Dans ce cadre, le Groupe Technique Spécialisé (GTS), créé par décision de Monsieur le Ministre de l'Habitat et de l'Urbanisme le 28 juin 2003, a été chargé de procéder à la révision à «court terme» du **RPA 99** et d'engager la réflexion sur les enrichissements techniques et scientifiques à apporter, à moyen et lent terme, à la réglementation parasismique Algérienne.[26]

D'où l'établissement d'un addenda au « **RPA 99** » connu sous l'appellation « **RPA 99version2003** » et qui porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du **RPA 99**. (Voir figure (I.5))

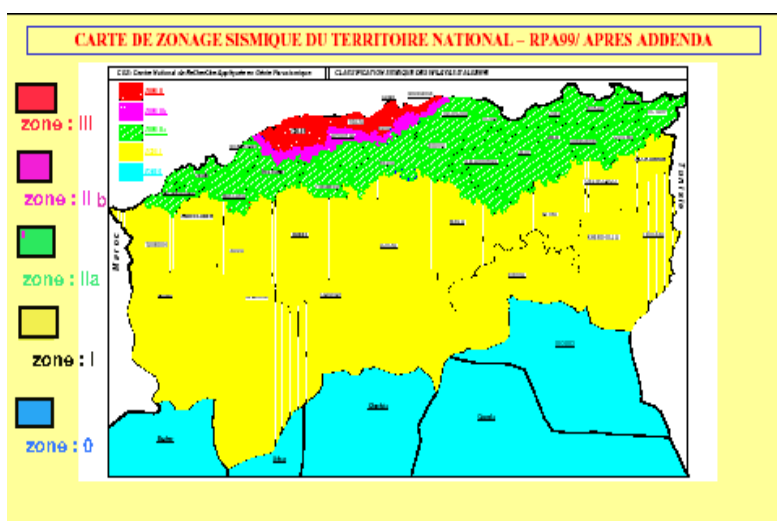


Figure (I.5) : révision du zonage sismique du RPA 99

- Nouvelles prescriptions, plus restrictives, pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux-poutres).

En effet, les ouvrages construits suivant les normes en vigueur (**RPA 99**) ont subis des dégâts considérables, notamment les structure auto-stable, ce qui est révélateur sur la présence de défaillances et d'insuffisances dans le règlement algérien [8].

Avant 2003, le paysage urbain était dominé par les constructions en portique auto-stables qui répondaient aux exigences de l'ancien règlement **RPA88** cela s'est avéré faux après le séisme de Boumerdes, la réglementation qui est entrée en vigueur en 1983, révisée en 1988 et 1999 paraît insuffisante (des dégâts considérables ont été recensés après le séisme de Boumerdes).

Seules les structures contreventées par voiles ou des structures ayant une cage d'ascenseur (noyau central) ont pu préserver leur tenue lors du séisme de Boumerdes, ce constat a amené les pouvoirs publics à s'interroger sur les causes de ces dommages et le CGS a été chargé de procéder à des campagnes sur sites pour relever les pathologies observées sur les différentes typologies de structures.

Les différents cas de dommages observés, ont révélé, la vulnérabilité des structures en portiques auto table avec remplissages en maçonnerie. En effet, cette typologie a connu beaucoup d'effondrement. [4][42]

I.3. Les Typologies de constructions existantes en Algérie en fonction de la réglementation

La classification des constructions est faite en tenant compte de leur système de contreventement, de leur fiabilité et de leur capacité de dissiper l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Selon le type de contreventement, on distingue plusieurs catégories, mais les structures dominantes sont les structures en béton armé (près de 90%) et les structures en charpentes métalliques (10%).

I.3.1 Structure à ossature auto-stable en béton armé

Datant de l'ère coloniale les structures auto-stables dominent le paysage urbain en Algérie. 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 arme sans remplissage en maçonnerie rigide.
- Portiques auto stables en béton arme 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. [38]

Cette décision a eu un impact sur la culture de la construction en Algérie, car le manque d'assiette de terrain pour réaliser des infrastructures dans les régions du nord, fait que la demande en logement ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur, par conséquent, le recours à d'autre systèmes constructifs en lieu et place des structures auto stables devient indispensable. [9]

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en voiles en béton arme en zone sismique, en mettant en avant la bonne tenue de ces structures lors du séisme de Boumerdes. [23][42]

I.3.2 Structures contreventées par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est entièrement reprise par les voiles.

En effet, ces structures ont eu un excellent comportement, qui est dû à la présence de voiles en béton arme, car outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, leur grande rigidité permet de limiter les déplacements latéraux et ainsi assurer la résistance aux forces horizontales. [42]

Néanmoins, le développement de ces structures a été empêché par l'émergence des structures mixtes, constituées de portiques et de voiles, elles représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répondu dans notre paysage urbain (sans étude approfondie).

I.3.3 Structure à contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voiles

Elles ont émergées après le séisme de Boumerdes en 2003 en raison de leur bon comportement vis-à-vis du séisme mais aussi au fait qu'elles sont économiques et sécuritaire en même temps.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. [38]

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% l'effort tranchant d'étage. [38]

I.3.4. Structures à ossature en béton armé contreventée par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas -là contreventé par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal. [38]

I.4 Pathologie des structures en BA vis-à-vis de séisme

En génie civil, la pathologie détermine les causes des symptômes et des maladies des constructions. L'objet réside dans la recherche des remèdes pour ces signes de fatigues.

Les causes principales de la pathologie sismique des bâtiments sont:

1. Mauvaise conception architecturale :

La vulnérabilité architecturale est liée aux choix d'architecture complexe telle que des structures irrégulière en plan ou en élévation, dissymétrique, ou présentant des décrochements notables (forme en L T et U)...etc. elles contribuent à l'apparition de zone de concentration de contrainte et des efforts de torsion nuisibles qui vont modifiés le comportement dynamiques des bâtiments. Ceci aura pour effet la survenue rapide des mécanismes dans la structure. Ces phénomènes peuvent être évités par l'adoption d'une architecture adéquate qui éliminera des risques comme :

- Les oscillations asynchrones des différentes parties de la construction.
- La torsion de la construction (Figure I.7).
- Dommages dus à la présence d'un niveau souple.
- Effet du poteau court (Figure I.6).



Figure (I.6) : effondrement dû aux oscillations asynchrones

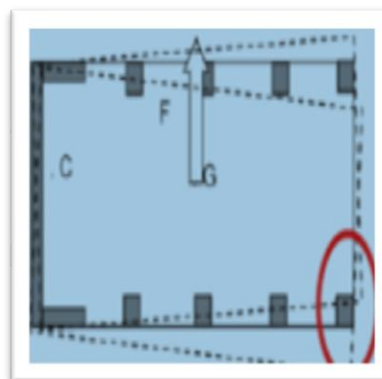


Figure (I.7) : Torsion de la construction

2. Mauvaise conception structurelle

La mauvaise conception se manifeste de différente manière à savoir : le contreventement est insuffisant et sous dimensionné (Figure I.9), contreventement dans un seul sens, planchers assez rigides dans leurs plans, et ne pouvant faire fonctionner l'ensemble des éléments de contreventement, l'ignorance de l'interaction maçonnerie-structure [24], la mauvaise conception des nœuds, le mauvais confinement du béton (Figure I.8).



Figure (I.8) : absence de confinement du béton



Figure (I.9) : manque de contreventement

3. Mauvaise mise en œuvre :

Une cause importante des désordres est la mise en œuvre due soit à la qualité des matériaux et du suivi des travaux pendant la phase de réalisation.

4. Manque des études de reconnaissances géotechniques

Le sol et les investigations qui permettent d'éviter les grands mouvements de sol induits par le séisme.

5. Résonance des bâtiments avec le sol :

La résonance d'un bâtiment avec le sol se produit lorsque ses oscillations libres ont une période proche de celles du sol. Il s'agit d'un phénomène particulièrement destructeur, qu'il convient d'éviter impérativement. Il a été à l'origine de nombreux dommages graves. Toutefois les périodes propres du bâtiment et du sol doivent être calculées avant d'entamer l'exécution du projet. [24]

On devrait opter pour des constructions rigides dans le cas des sols meuble et très meuble et des constructions flexibles dans le cas de site rocheux ou fermes.



Figure (I.10) : destruction des immeubles sous l'effet de la résonance du bâtiment avec le sol.

I.4.1 Pathologie des structures en portique auto-stables

Les bâtiments constitués par une structure en portique (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80% à 90% des constructions réalisées dans la zone sinistrée lors le séisme de **Boumerdes** du 21 mai 2003, où a été constatée la quasi-totalité des effondrements. [42]

Qu'ils soient pris en compte ou non dans les justifications de résistance aux efforts sismiques, les panneaux de remplissage en maçonnerie développent, suivant leurs diagonales dans un sens puis dans l'autre, des bielles actives fonctionnant en compression et constituant avec l'ossature un système triangulé. [42]

Les conséquences de la présence de panneaux de remplissage dans un bâtiment comportant des portiques en béton armé peuvent se résumer sous deux aspects :

- **Interaction panneau-poteau dans le plan du portique :**

Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant parallèlement à son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme (Figure I.11). Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue ; cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique. Lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder et on retrouve la classique fissuration en X (Figure I.12, Figure I.13 et Figure I.14).

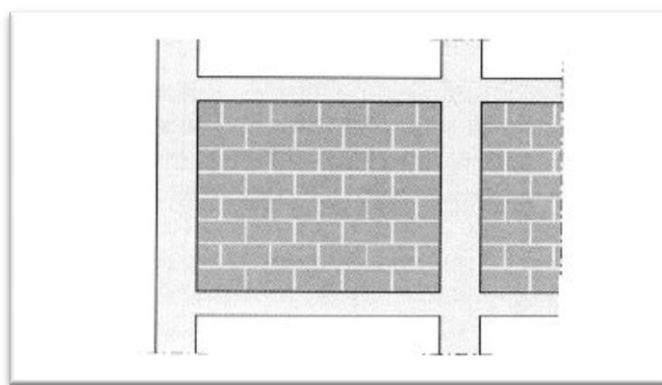


Figure (I.11) : portique (poutre-poteau) avant l'action sismique

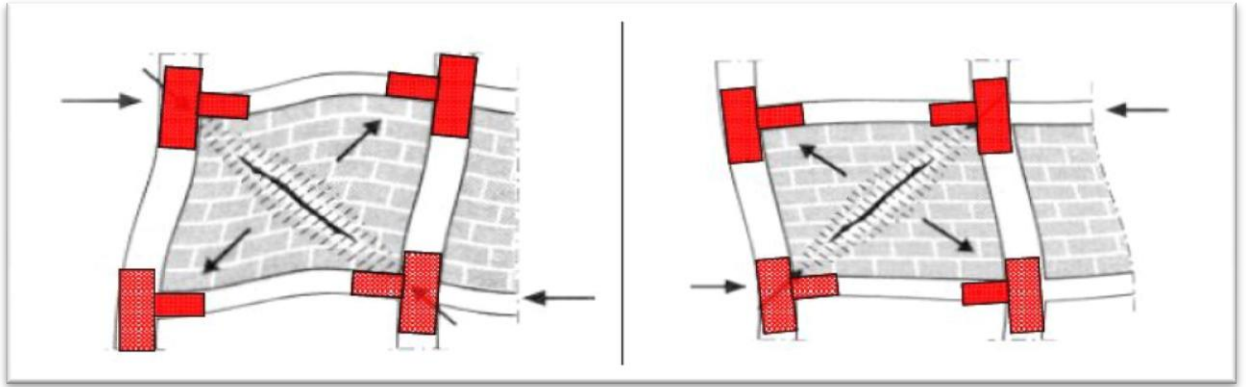


Figure (I.12) : sous l'action sismique formation d'une diagonale comprimée et d'une diagonale tendue

Figure (I.13) : changement de direction de séisme : inversion de sollicitation des diagonales

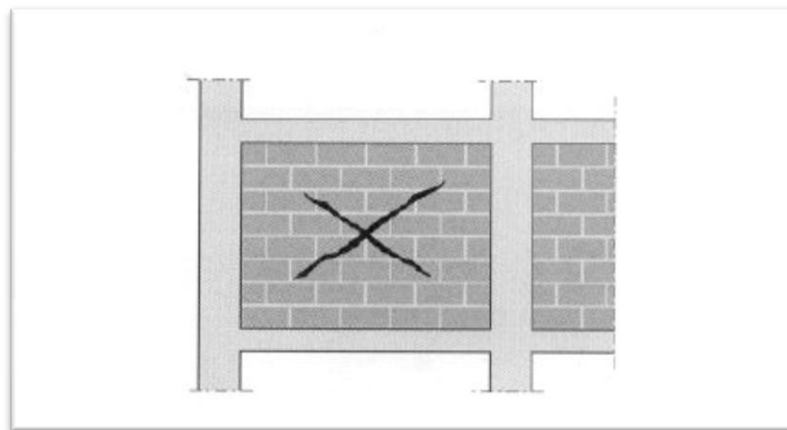


Figure (I.14) après le séisme, si le portique a été calculé et réalisé suivant les règles parasismiques, le panneau en maçonnerie se trouve avec une fissuration en X

- **Sollicitation des poteaux d'angle**

La formation concomitante des bielles de compression dans la façade et dans le pignon situés de part et d'autre de l'angle du bâtiment qui a pour conséquence un délestage plus important du poteau, la simplification consistant à supposer que l'action sismique s'exerce seulement dans une direction horizontale, puis dans la direction perpendiculaire n'est pas acceptable, surtout pour la vérification de l'effort tranchant des poteaux situés à l'intersection de deux panneaux rectangulaires.

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables pour les raisons suivantes :

- Parce qu'ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale
- Parce qu'ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.

La destruction des poteaux d'angle entraîne celle des poteaux des pignons, les étages supérieurs viennent s'asseoir entre les poteaux de pignons après avoir broyé le rez-de-chaussée. [42]

Outre les effets de site, la mauvaise qualité des matériaux et de l'exécution sont des facteurs aggravants, la pluparts des effondrements sont dus essentiellement à des erreurs de surestimation de leur ductilité qui est en fait très limitée. La modification du comportement d'une structure résistante ayant une très bonne adaptation plastique à une structure rigidifiée par l'interaction avec la maçonnerie conduit au cisaillement induit par les bielles comprimées provoquant des ruptures fragiles aux niveaux des éléments structuraux (Figure I.15).[4][42]

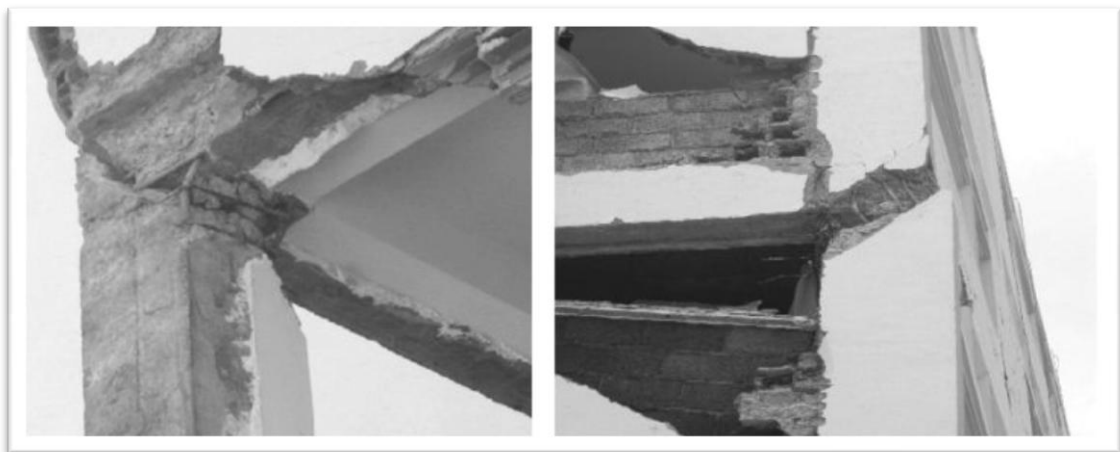


Figure (I.15) : cisaillement des poteaux par les bielles développées dans la maçonnerie insérées

Ce type de structures très vulnérables doit être d'une utilisation très restreinte voir même définitivement interdites dans les zones de moyenne à forte sismicité et de fait substitués par des structures mixtes.

Selon les règles parasismiques algériennes, le coefficient de comportement R pour ce type de structures est de 3,5 alors que selon le PS92(France) et l'EC8 il n'est que de 1.5 ce qui

reflète le degré de protection de ces structures selon le RPA99 alors que dans le RPA81V83 il était de 3 avec une interdiction de ces structures en zones de forte sismicité.

Le problème de la modélisation se pose aussi pour le calcul des périodes de ces structures et de l'amplification dynamique qui en découle où les éléments secondaires ne sont pas pris en compte. Ce qui conduit à des efforts sismiques en deçà de ceux développés réellement dans ces structures, il faut à notre avis utiliser des méthodes empiriques comme référence afin de corriger le facteur d'amplification dynamique relativement quand le modèle n'intègre pas les éléments de maçonnerie comme éléments de rigidités.

Même les structures en phase de construction en poteaux poutres sans maçonnerie qui ont, normalement, un bon comportement sismique n'ont pas été épargnées et ont subies des dommages importants voir même l'effondrement.



Figure (I.16) : dégâts occasionnés dans des structures auto stables en phase de réalisation.

Ce type de structure ayant de très bonnes capacités de résistance par la formation de rotules plastiques au niveau des poutres avec un coefficient de comportement $R=5$ a subi une plastification au niveau des poteaux, ce qui s'explique par l'importance de la rigidité des poutres par rapport aux poteaux (figure I.16)), ce qui a généré la formation des rotules plastiques dans ces derniers augmentant ainsi le risque d'instabilité. D'après la réglementation il faut que les moments pouvant être absorbés par les poteaux soient supérieurs à ceux des poutres ce qui s'exprime par :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 |M_w| + |M_e| \quad (\text{I.3})$$

Aussi le recouvrement en zone nodale qui favorise l'arrachement des armatures longitudinales par traction lors de la plastification de ces zones par désintégration du béton, ce qui nous impose d'éviter le recouvrement dans ces zones tel qu'il est défini dans le RPA 99, à défaut il faudrait augmenter ces longueurs de recouvrement tel que mentionné dans d'autres règles où une majoration est appliquée.

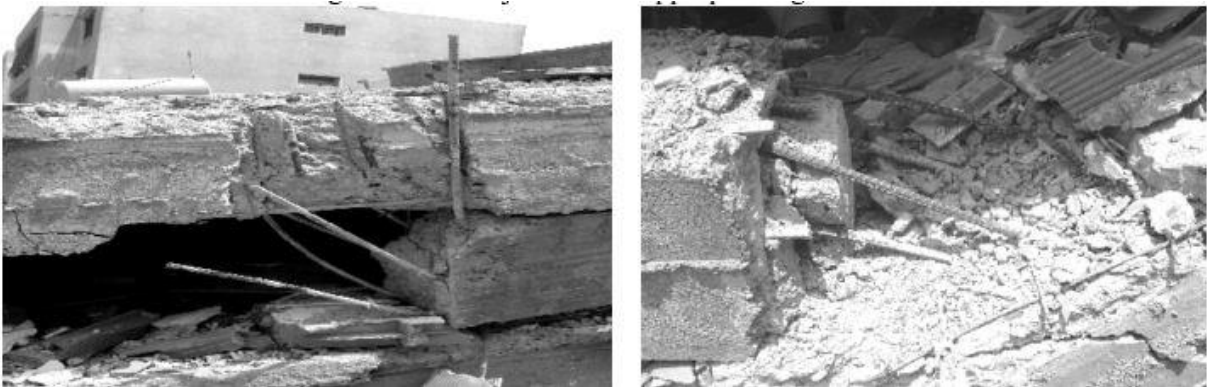


Figure (I.17) : rupture nœuds par arrachement des armatures longitudinales

I.5. Les spectres de réponse

Dans la pratique courante de l'ingénieur, l'évaluation de la réponse maximale d'une structure sous l'action sismique dans une zone géographique donnée est nécessaire pour le dimensionnement de la structure en question, et le spectre de réponse qui est la notion la plus répondue pour représenter un séisme, la fournit.[2][3]

Cette réponse se calcul simplement pour un oscillateur linéaire de masse (M) de raideur (K) et d'amortissement (C) dont le déplacement relatif par rapport à son support soumis à une excitation sismique représentée par l'enregistrement de l'accélérogramme (Figure I.18)

I.5.1. spectre de réponse élastique

C'est un spectre de dimensionnement à réponse élastique, souvent utilisé dans le calcul dynamique des structures. Il conduit à un dimensionnement non économique mais très sécuritaire (surestimation de l'effort sismique- sous-estimation de la résistance de la structure).

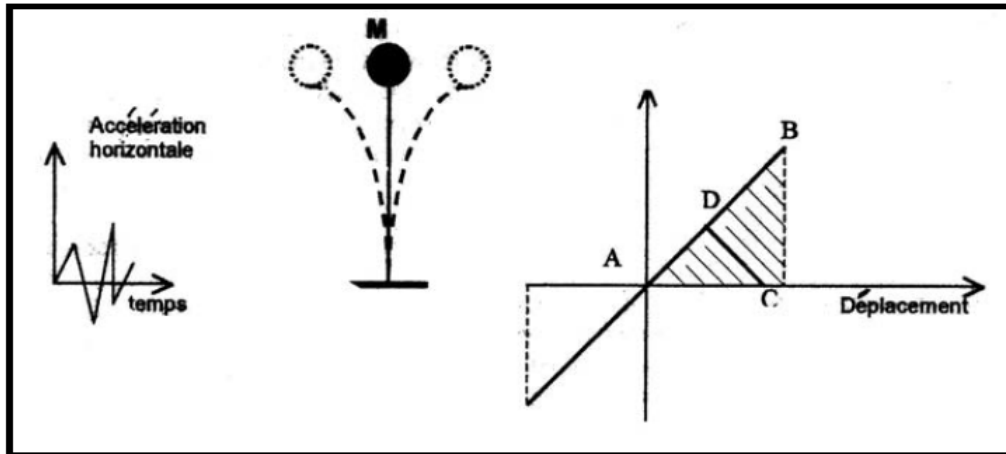


Figure (I.18) : réponse élastique

I.5.2. spectre de réponse inélastique

C'est un spectre de dimensionnement à réponse inélastique, il peut donc être approximativement obtenu en divisant le spectre de dimensionnement à réponse élastiques par un coefficient R appelé coefficient de comportement dynamique qui tient compte de la ductilité de la structure c.-à-d. sa capacité à se déformer au-delà du domaine élastique ($V_{ine} = V_e / R$). Il conduit à un dimensionnement économique et moins sécuritaire que le premier. (Effort sismique réduit- surestimation de la résistance de la structure). (Figure I.19)

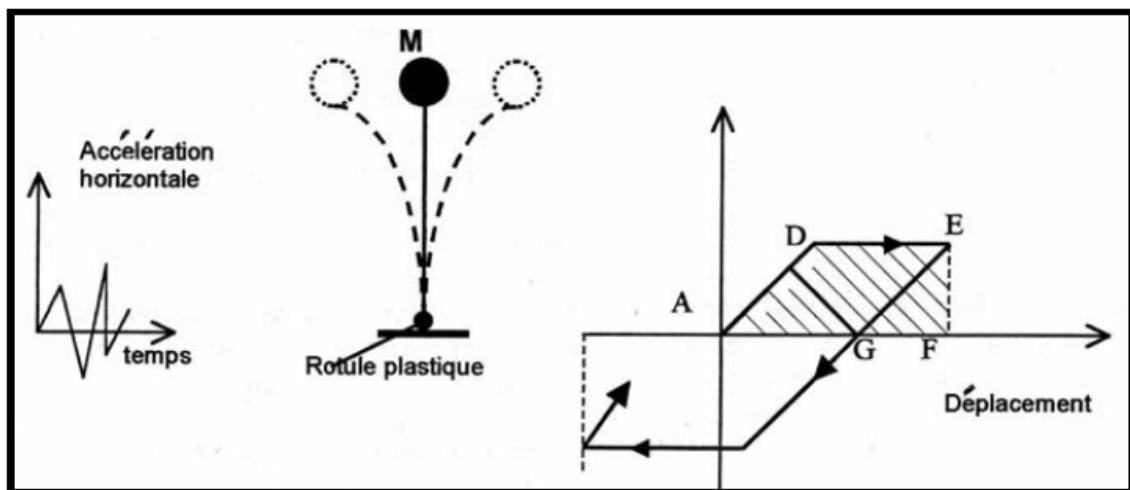


Figure (I.19) : réponse inélastique.

I.6. les méthodes de calcul

I.6.1. les méthodes de calcul élastique linéaire

Le calcul de l'action sismique peut être mené par une méthode statique, une méthode dynamique, ou par toutes méthodes approuvées utilisant un modèle élastique linéaire et tenant compte de manière adéquate de la sismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions de sol. Les anciennes normes parasismiques algériennes RPA88, préconisent deux méthodes pour le calcul dynamique des structures : la méthode statique équivalente et la méthode dynamique approchée (RPA, 88). Depuis 1999, des nouvelles règles parasismiques ont été établies sur le modèle Américain, elles sont connues sous le nom RPA99. Elles préconisent une méthode dynamique spectrale (RPA, 99).

I.6.1.1.Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée pour les bâtiments réguliers à dimensions limitées. Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

En effet, la force sismique doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la **formule I.4** :

$$\mathbf{V} = \frac{ADQ}{R} \mathbf{W} \quad (\text{I.4})$$

L'effort tranchant à la base sera distribué sur la hauteur de la structure selon **les formules I.4, I.5 et I.6 [2]**

$V = F_t + \sum F_i \dots$ **I-5**, La force concentrée au sommet de la structure est :

$$F_t = 0.07 T \quad (\text{I.6})$$

Et

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_j^i W_j h_j} \quad (\text{I.7})$$

La force horizontale :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **k** est donné par:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{I.8})$$

La méthode statique équivalente spécifie quelques types d'irrégularités de bâtiment, pour

Les autres cas de structures, un calcul dynamique est exigé

I.6.1.2 Méthodes dynamiques

I.6.1.2.1 Méthode dynamique modale spectrale

Elle est désignée par la méthode de calcul des effets maximaux engendrés dans la structure par des forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. La réponse des systèmes à plusieurs degrés de libertés est exprimée à travers une superposition modale, chaque mode est déterminé à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté, l'analyse modale consiste à combiner la réponse des différents modes par des règles de superposition modales afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale.

Le spectre de calcul est donné par la formule I.6 suivante en fonction des paramètres déjà définis

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5n \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{I.9})$$

I.6.1.2.2.méthode d'analyse par accélérographes

Elle peut être utilisé par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Ces méthodes de calcul peuvent être utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé pour leurs facilités à être assimilées par l'ingénieur et ses qualités d'analyse fine, mais ces dernières souffrent d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné.

I.7. Introduction à la Problématique

Jusqu'à là le calcul parasismique des bâtiments consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux catastrophes et aux pertes de vie humaine, mais aujourd'hui il en est aussi question d'ordre économique. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures est souvent réalisée à base des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et son importance. Les techniques d'analyse de ces structures consistent à comparer un paramètre d'exigence à un paramètre de capacité. L'effort tranchant à la base des structures est un paramètre traditionnellement calculé pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment. Le recours à ces méthodes a révélé l'insuffisance de ces méthodes (MSE et la méthode spectrale modale) lors du séisme de Boumerdes 2003, qui détermine d'abord l'effort susceptible d'être appliqué, puis procède à une vérification des déplacements de la structure.

En effet le RPA99v2003 a publié un addenda dans lequel il limite la hauteur des structures en portique auto-stable en béton armé en fonction de la zone d'implantation, car ces dernières ont connues des effondrements, cette décision a eu un effet sur la culture de la construction en Algérie. Dès qu'on dépasse la hauteur préconisée, on passe systématiquement à une structure mixte.

En revanche, la réponse non linéaire et le comportement réel de ces structures reste inexploré du fait que leur calcul est limité dans le domaine élastique. Il est alors recommandé de faire recours à des méthodes non linéaires qui permettent de faire une étude plus approfondie. Cela implique que le comportement réel des structures en auto-stables est mal estimé par ces méthodes linéaires, et la question qui fait surface aujourd'hui est : «jusqu'à quelle hauteur peut-on construire sans avoir l'effondrement des structures auto-stables ? »

Afin de répondre à ces limites, nous proposons la méthode statique non linéaire basée sur la courbe de capacité, qui consiste essentiellement à comparer la demande à la capacité sismique. Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode directe (la méthode des déplacements) en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques). Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire (push over) par spectre de réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté dans un nouveau format « d'accélération-déplacements » (fajfar 1999 ; chopra&goel, 2002). C'est une méthode d'analys (pseudo-statique non-linéaire.

II.1. Introduction

L'évaluation des désordres est une analyse qui renseigne sur l'état d'endommagement et qui permet de relever le niveau de détérioration d'une structure pour pouvoir en juger si la structure peut ou non rester en service. Un diagnostic général est nécessaire pour évaluer la vulnérabilité et permettre ainsi de trancher si la structure admet un renforcement ou bien l'état d'endommagement de la structure a atteint un stade avancé et qu'une démolition de l'ouvrage s'impose.

L'évaluation doit suivre un compromis technico-économique en fonction de l'aléa sismique et de l'importance de l'ouvrage à renforcer. Cette alternative de renforcement ou de reconstruction après démolition doit faire l'objet d'étude approfondie dans la quelle les coûts globaux des deux solutions sont comparés. Cette démarche nécessite une certaine expérience et une connaissance des règles de constructions parasismiques codifiées.

II.2. Le but de l'évaluation des désordres

Le but assigné à ces études est de proposer une alternative à double enjeu, d'une part, il s'agit de procéder à une remise à niveau des bâti existant construit suivant des normes parasismiques anciennes, d'autres part, de renforcer les bâtiments neufs manquant de contreventement, il s'agit là de mettre en valeur l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique, permettant aujourd'hui une conception et un dimensionnement et une réalisation des ouvrages en zones sismiques avec un niveau de sécurité satisfaisant malgré une connaissance incertaine des caractéristiques de l'aléa sismique, tout de même les enseignements tirés ont permit d'orienter les études vers :

- La détection des points faibles éventuels de la construction sans recourir systématiquement à une analyse ou des calculs plus approfondis, une telle détection repose sur la régularité du bâtiment ;
- Fournir des outils méthodologiques permettant de compléter l'approche précédente avec une meilleure précision ;
- Permettre de quantifier avec précision le niveau de résistance initiale présenté par l'ouvrage avant et après renforcement ;
- Pouvoir, une fois connu le niveau de sécurité initial du bâtiment de choisir une technique de renforcement adaptée tant sur le plan technique que sur le plan économique ;

- L'établissement de nouveaux codes et de règles de conception à base des enseignements tirés lors d'un séisme important ;
 - La prise en compte des particularités mises en évidence par les séismes récents afin de parer à ces défauts souvent destructeurs ;
 - L'amélioration des règles d'analyse en vue de diminuer les coûts de la construction ;
 - La formation des ingénieurs et chercheurs en vue de corriger et rectifier des erreurs comme la mauvaise application des règles ;
- L'élaboration des stratégies de renforcement à la fois sécuritaire et économiques.

II.3. Méthodologie d'investigation

Avant d'entreprendre toute démarche d'étude de la vulnérabilité d'une structure, il est important d'effectuer un diagnostic visuel, rédiger un rapport sur les différentes constatations faites au cours de l'investigation avec la prise de photos des différents dommages subis par la structure car ces dernières apportent des éclaircissements concernant la reconnaissance de l'origine du désordre.

Dans ce rapport d'investigation doit comporter des critères structuraux significatifs pour le comportement au séisme du bâtiment, tout en se limitant à des critères pouvant être appréhendés par un simple constat visuel. [11]

II.3.1. critères retenus lors d'un diagnostic visuel

Dans une étude d'inspection visuelle, il est important d'avoir une vue sur l'ensemble du parc bâti existant afin que cette étude soit représentative et significative.

II.3.1.1. Type de structure

Deux principaux types de structures sont envisagés :

- Les structures en portiques avec remplissage en maçonnerie
- Les structures à mur à voiles en béton ou en maçonnerie (chainée ou non)

Ces deux grandes catégories se déclinent en différents sous groupes selon d'autres critères.

En effet ces deux types sont représentatifs en raison de leur comportement différent au séisme, le premier est souple et travaille en flexion et le deuxième travaille en cisaillement. [11]

II.3.1.2. Contreventement vertical

L'efficacité du contreventement vertical, qu'il soit constitué de portiques ou de murs dépend :

- Du chargement vertical des éléments du contreventement
- De la transmission des sollicitations entre éléments. La répartition des éléments de contreventements joue également un rôle important dans la réponse du bâtiment à l'action sismique.

Les différents cas susceptibles de se présenter sont décrits dans ce qui suit :

II.3.1.2.1. En élévation

Cette répartition est essentielle pour garantir le bon comportement du bâtiment.

- Répartition continue ou continument variable
- Raideurs fortement variables, un changement brusque de la densité du contreventement peut engendrer un cisaillement des poteaux, effondrement d'étage.
- Rapports de charge, l'interruption de la continuité de la descente de charge. Il en résulte une flexion plus grande de certains éléments ou des risques de poinçonnement (cloisons lourdes sur poutres, défaut de continuité verticale des poteaux).
- Ouvertures-transparences, une forte irrégularité dans la répartition des ouvertures ou des transparences peut entraîner concentrations de contraintes.

II.3.1.2.2. En plan

Il y a plusieurs configurations possibles

- Centrée symétrique ou dissymétrique
- Points raides, leur présence dans le cas où ils sont non centrés par rapport au contreventement peut entraîner une forte torsion de ce point.

II.3.1.3. Contreventement horizontal

Il est constitué par les planchers du bâtiment et vise à répartir les sollicitations horizontales sur les éléments constitutifs du contreventement vertical.

Le contreventement horizontal comporte deux modes de fonctionnement :

- **Plancher monolithique** : bonne capacité à équilibrer les efforts horizontaux sous réserve que les chaînages soient correctement réalisés.
- **Éléments juxtaposés** : le glissement relatif entre les éléments constituant le plancher peut interdire le fonctionnement en membrane du plancher et rendre impossible la répartition des efforts horizontaux.

II.3.1.4. Matériaux

Les éléments structuraux dans le cas du portique (poteau-poutre) sont en béton armé, dans le cas des bâtiments contreventés par voiles, les éléments structuraux sont en béton armé pour les bâtiments hauts ou en béton seul pour les maisons individuelles.

Les remplissages en maçonnerie dépendent surtout des considérations régionales. Néanmoins, le principe de fonctionnement et les cas de pathologie restent les mêmes, seule la caractéristique mécanique varie.

II.3.1.5. Points particuliers

Certains détails de construction doivent être pris en compte en raison de leur importance dans le comportement global des bâtiments.

1. Porte-à-faux :

On les rencontre dans les deux types de structures, balcons, porches ou porte-à-faux structural. Ils induisent des effets de console et modifient la répartition des sollicitations. Par ailleurs, dans certaines configurations, la chute de certains éléments en porte-à-faux peut gravement endommager l'ouvrage, enfin ils peuvent entraîner un déplacement du centre de gravité vers une des façades et créer un risque de basculement d'ensemble sous l'effet de la composante verticale descendante du séisme (figure II.1).

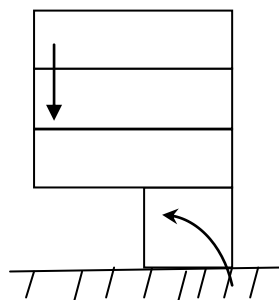


Figure (II.1) : effet de port à faux

2. Poteaux courts :

Ces poteaux sont très rigides et les sollicitations induites y sont importantes en cas de séisme. Il en résulte un fort cisaillement qui peut causer l'effondrement d'étage ou le déplacement du

bâtiment. Ils apparaissent souvent au niveau des ouvertures (vides sanitaires, lucarnes de sous-sol), sous les escaliers et les rampes.

3. Type de toiture :

La toiture représente la masse la plus haute du bâtiment sa connexion au reste de la structure est variable on distingue :

- Les toitures irrégulières
- Les toitures lourdes à fermes
- Les toitures légères
- Les toitures- terrasses, constituées d'un plancher étanché.

4. Chaînage

Leur présence dans une structure existante est établie grâce à une reconnaissance du bâtiment. Ce point est important pour le comportement du bâtiment et il doit être pris en compte pour une étude quantitative. Ce sont les chaînages qui permettent de véhiculer les efforts vers les fondations.

II.3.2. Investigation des éléments structuraux

La connaissance des différents paramètres intervenant dans le calcul de la capacité résistante d'un bâtiment passe par trois étapes :

- Visite et rapport préliminaire
- Investigation complémentaire en cas de nécessité de poursuivre une étude approfondie
- Réévaluation sismique en termes de performance de la structure.

II.3.2.1 Visite préliminaire

La portée de cette investigation est déterminante pour la quantité et la fiabilité des informations qui seront utilisées comme paramètres d'entrée des différentes méthodes de la précision du résultat obtenu. Cette visite consiste en une prise de connaissance de l'ouvrage, notamment sur les aspects suivants :

- Identification de la structure (type de contreventement, régularité en plan et en élévation)
- Etat visuel de la structure

- Examen visuel des conditions de sol et fondations
- Identification des éléments non structuraux (balcons, escaliers, cloisons...etc.)
- Recensement et examen des documents disponibles sur place
- Enquête auprès des occupants et des personnes chargées de l'entretien
- Identification des principaux usages fonctionnels du bâtiment
- Etablissements de l'histoire du bâtiment (âge, à déjà fait l'objet d'une réparation ou d'un confortement), notamment identification d'éventuels incidents structuraux.

II.3.2.2 Evaluation préliminaire de la résistance de la structure

Cette évaluation est amenée sur la base de calculs simples et elle doit permettre de situer le niveau de résistance globale du bâtiment et elle comprend :

- L'identification et la description de la structure de contreventement et la description approximative du comportement en situation sismique.
- L'évaluation de la période fondamentale dans chaque direction principale.
- L'évaluation de la résistance par la méthode des forces latérales. L'effet de la torsion est évalué par excentrement des forces.

II.3.2.3 Rédaction du rapport préliminaire

Un rapport préliminaire doit permettre de donner une estimation de la capacité du bâtiment à résister à un niveau de séisme, formulé en pourcentage de la donnée sismique de référence. Ce rapport contient :

- Un descriptif de la visite préliminaire
- Une description de la structure résistante, des conditions de fondations, de l'impact des cloisons et autres éléments non structuraux
- Un compte rendu d'évaluation de la résistance par un calcul simple
- Des conclusions concernant l'adéquation de la structure par rapport aux objectifs fixés de tenue du bâtiment en cas de séisme
- Des recommandations pour la poursuite ou non d'une évaluation détaillée
- La description de mesures d'urgence à prendre en cas d'éventuelles insuffisances et elle est détectée vis-à-vis des conditions d'utilisations normales.

Ce rapport servira de base et permettra d'en juger l'utilité ou non d'un renforcement et, le cas échéant, orientera le travail vers des investigations complémentaires permettant d'affiner l'estimation et d'utiliser des méthodes plus précises.

II.3.2.4 Investigations complémentaires

Il s'agit à présent de la seconde phase de l'étude destinée pour affiner l'investigation ou déterminer une stratégie de renforcement. Elle doit permettre d'établir un état détaillé du bâtiment avant renforcement afin d'évaluer à la fois la capacité résistante avant travaux et le gain de résistance apporté par le renforcement. [22]

Après un premier constat des lieux, la priorité est de réunir tous les paramètres relatifs à la structure appelée procédure de collecte des informations qui sont :

- L'architecture de l'ouvrage
- Le site de l'implantation et les données géotechniques
- Le système constructif
- Les plans de la structure notamment les plans de ferrailage et de coffrage
- Codes appliqués à l'époque de la construction de l'ouvrage (cas d'un bâti existant)
- Compte rendu des tests des matériaux
- Etat des lieux de la structure
- Descente de charges réelles
- Hypothèses de calcul

Cette étape est importante dans la rédaction du rapport final car elle sert à faciliter le repérage des défaillances et la localisation de la cause du dommage survenu dans la structure et voir si la réalisation est conforme aux plans. [22]

II.3.2.5 Rapport final d'investigation du bâtiment

Le rapport final doit contenir tous les éléments d'analyse collectés lors de l'évaluation détaillée, il contient notamment :

- La description du bâtiment, de son usage, de son histoire
- La liste des documents existants
- Les objectifs de tenue au séisme et les états à éviter
- La description de la structure primaire et du comportement sismique prévu de la structure.

- La description de la structure résistante, porteuse et contreventement ainsi que celle des éléments non structuraux importants

Ce rapport est annexés, si nécessaire de :

- Rapport détaillé d'investigation
- Rapport de la reconnaissance des fondations
- Rapport du sol

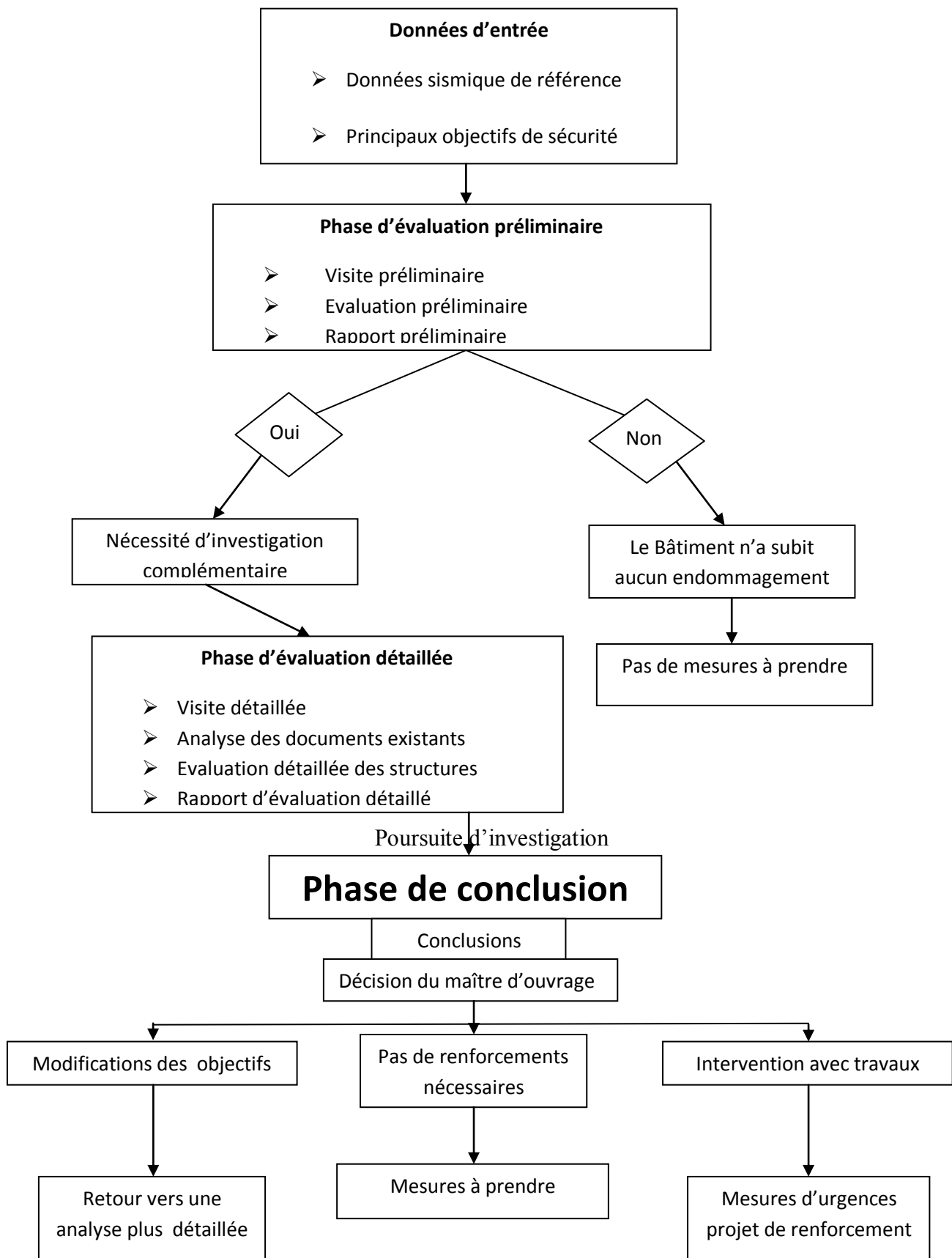
II.3.2.6. Synthèse

L'organigramme ci-dessus présente de manière schématique les démarches à suivre pour la reconnaissance d'un bâtiment. Il s'agit là de la démarche complète. Pour un cas concret, ce dernier sera adapté aux objectifs à atteindre et aux moyens de l'étude.

La phase de conclusion représente les différentes classes d'actions envisageables qui sont :

- La modification des objectifs :
 - Diminution de la vie de l'ouvrage
 - Modification de l'action sismique de référence
 - Modification des objectifs de sécurité
- Les mesures à prendre sans travaux de structure :
 - Restrictions de chargement
 - Restrictions d'usage de l'ouvrage
 - Maintenance ou surveillance particulière
- L'intervention avec travaux :
 - Suppression des masses inutiles
 - Réparation d'éléments endommagés
 - Amélioration du comportement d'ensemble
 - Suppression des erreurs grossière
 - Renforcement des éléments structuraux existants
 - Transformation d'éléments non structuraux en éléments structuraux par exemple cloisons en voiles en béton armé
 - Démolitions.

En effet, la décision revient au maître d'ouvrage qui doit choisir l'une des décision qui satisfait les critères d'ordre économique, difficultés techniques et l'importance de l'ouvrage à renforcer. [27]



II.3.3. Réévaluation de la capacité sismique de la structure

L'étape suivante à pour objectif une réévaluation sismique, ainsi que le renforcement éventuel, ils sont définis en termes de performance de la structure. L'évaluation des différentes caractéristiques mécaniques des éléments porteurs (évaluées généralement à l'aide des sondages structuraux non destructifs) ne renseignent pas sur un éventuel renforcement car le comportement dynamique d'ensemble conditionne la distribution des charges sismiques sur les éléments du contreventement, dans une structure endommagée et contrairement à une structure neuve, la connaissance de la nature et l'efficacité de toutes les liaisons est capitale, car la prise en compte des conditions d'encastrement ou d'articulation réelles permettrait de déterminer le comportement d'une ossature exposée au séisme, le degré d'amortissement procuré par la construction, la raideur des éléments porteurs principaux et la capacité à tolérer les déformations imposées dans le domaine élastoplastique.

L'évaluation de tous ces paramètres est quasi impossible compte tenu de son endommagement, il est alors impératif d'effectuer un diagnostic fiable du comportement de l'ouvrage sous l'action sismique et identifier sa vulnérabilité aux séismes, ce ci passe par une étude qui décrit le niveau de performance de la structure, cette démarche montre jusqu'ou la structure peut être opérationnelle pour une intensité de séisme donnée. Le but assigné à cette étude est d'élaborer une stratégie de renforcement en fonction du comportement recherché.

[34]

Ces méthodes sont à utiliser pour une analyse plus fine de la capacité résistante, parmi les méthodes les plus répandus la méthode en poussée progressive « pushover », elle est internationalement reconnue. Elle consiste à démontrer que la structure est capable de supporter un déplacement qui lui est imposé par la sollicitation sismique, la structure peut alors se plastifier sous les efforts induits par le séisme, mais cela dépend du niveau de plastification attribué à cette dernière.

II.3.3.1. Méthode de la poussée progressive

La méthode de la poussée progressive est une méthode de calcul statique non linéaire qui permet de mettre en évidence les points faibles de la structure par l'évaluation du déplacement ultime de la structure et les rotations des zones plastifiées (rotules plastiques). Ces rotations devront être comparées aux rotations ultimes des rotules plastiques qui peuvent être trouvées dans certains codes (FEMA, ATC40) en fonction de l'état prévu pour la structure (IO ou LS).

La justification de la résistance de tous les éléments de structure doit s'effectuer à partir du calcul élastique de référence en appliquant les procédures prévues par le RPA99V2003 car Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique ne sont réputés atteints que si les critères cités dans le RPA99V2003 relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations (déplacement inter-étages) et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfait.

II.3.3.2.Principe et application de la méthode

Le principe de la méthode consiste à :

- calculer les déplacements de la structure avec les hypothèses d'élasticité.
- Vérifier que la structure est apte à atteindre les mêmes déplacements dans l'hypothèse d'un déplacement élastoplastique. [44]

La méthode de la poussée progressive s'applique principalement :

- Dans le cas où les sollicitations sismiques peuvent être évaluées avec un seul mode de vibration, cela implique en particulier que les effets des modes de torsion sont faibles
- Lorsque le contreventement est constitué de portiques dont le ferrailage principal est connu.

II.3.3.3. Objectifs performanciers

Les objectifs de la réévaluation sismique envisagent trois possibilités après séisme.

On rappelle ici trois niveaux de performance définis dans les normes FEMA273, correspondant à des états limites faisant chacun l'objet de critères de vérification.

i. L'état limite proche de l'effondrement : dans cet état limite, la structure est très endommagée et présente éventuellement des résistances et raideurs très diminuées, mais elle est capable de continuer à porter les charges verticales. Une structure respectant ce niveau de performance est censée ne pas s'effondrer sur ses occupants lors d'un séisme, mais elle doit vite être évacuée car il n'est pas certain qu'elle puisse résister à une réplique. Elle n'est probablement pas réparable pour un coût raisonnable en regard de sa valeur.

ii. L'état limite d'endommagement significatif : dans cet état limite, la structure est assez endommagée et présente éventuellement des résistances et raideurs sensiblement diminuées, mais elle est capable de continuer à porter les charges verticales. Des déformations

permanentes sont visibles. Les cloisons intérieures et les autres éléments non structuraux sont très endommagés, mais ne sont pas effondrés. Une structure respectant ce niveau de performance résiste à un séisme et même à une réplique. Son endommagement est probablement réparable de manière économiquement acceptable.

iii. L'état limite d'endommagement : dans cet état limite, la structure est peu endommagée et présente des résistances et des raideurs peu diminuées. Il n'y a pas de déformation permanente significative. Les éléments non structuraux présentent des désordres, mais peuvent être réparés. Une structure respectant ce niveau de performance ne nécessite pas de réparation et censée rester en service.

Concernant les bâtiments à usage d'habitation, c'est le niveau de performance proche de l'effondrement qui est visé. En effet, il ne paraît pas nécessaire de viser des objectifs plus ambitieux pour les bâtiments courants, compte tenu de la période de retour d'un séisme endommageant sur un site donné et du coût excessif du renforcement de ce genre de structures qui dominent le paysage urbain. Le but est de permettre la sauvegarde des vies humaines, en acceptant la perte économique de la structure. [43]

Il convient tout de même de noter que :

- Les critères de dimensionnement parasismique des bâtiments neufs permettent d'obtenir un niveau de performance incluant une limitation et ce en fonction de l'importance de l'ouvrage
- Un maître d'ouvrage peut toujours fixer un objectif de tenue sismique pour l'évaluation et le renforcement de son ouvrage en tenant compte du coût, de la difficulté technique et de l'usage du bâtiment.

II.3.3.4. Courbe de capacité

La courbe de capacité est obtenue à partir d'une analyse non linéaire basée sur une analyse statique incrémentale de l'ouvrage. Il s'agit d'une représentation du déplacement latéral en tête de l'ouvrage (δ_r) en fonction de l'effort sismique total V à la base obtenu à différents incréments de charge (push over curve)

Le principe de la méthode push over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure avec une structure courbe représentative de la sollicitation apportée le séisme (spectre de réponse). [44]

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et son degré de pénétration dans le domaine plastique. [44]

Le système de calcul utilisé pour tracer la courbe de capacité étant statique, la question de la répartition de force à utiliser se pose pour procéder au calcul. Deux systèmes de force sont usuellement utilisés (et proposés par l'Eurocode 8) :

- Un système de forces correspondant à une accélération constante sur toute la hauteur de la structure.
- Un système de forces correspondant au système de forces statiquement équivalentes obtenues par le calcul élastique de la structure.

La courbe de capacité à retenir est la plus défavorable obtenue par les deux calculs.

Au cours de cette étude, certains paramètres renseignant sur la performance sismique de la structure, faisant chacun l'objet d'étude particulière, doivent être définis et vérifiés afin de garantir le bon déroulement de l'étude

Les paramètres requis sont :

- Les rotules plastiques
- Les mécanismes de ruine
- Le déplacement inter-étages
- La ductilité

II.3.4. Les rotules plastiques

II.3.4.1. Définition d'une rotule plastique

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations (a et b) et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir:

1. le niveau de l'effort axial,
2. le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques,
3. les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales,

4. la résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques.

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

II.3.4.2. Les influences de l'apparition des rotules plastiques sur le comportement post-élastique des éléments de contreventement

1. Limite du comportement élastique

Chaque poteau transmet une part de l'effort tranchant proportionnellement à sa rigidité, et est donc soumis à un moment fléchissant à ses deux extrémités. La capacité en flexion est déterminée pour chaque poteau en fonction des armatures présentes, en tenant compte de l'effort normal dû à la descente de charge (flexion composée). La limite du comportement élastique de la structure est atteinte lorsque le premier moment limite est atteint dans un poteau, ou lorsque le premier pic de résistance est atteint dans un panneau de maçonnerie.

2. Comportement post élastique des éléments de contreventement

Cas du Poteau

Dans le cas des poteaux, des rotules plastiques se créent dans les sections hautes et basses, près des planchers, le moment plastique dans les rotules peut évoluer de la valeur limite déterminée au paragraphe précédent. La limite du palier plastique est atteinte lorsque la rotation limite est atteinte. Au-delà, la rotule ne peut plus transmettre de moment.

Le palier plastique peut éventuellement être interrompu avant que la rotation limite ne soit atteinte, si une rupture d'un autre type intervient : rupture par effort tranchant, rupture d'adhérence, flambement des armatures comprimées... etc.

Les poteaux étant différents, la plastification puis la rupture des rotules plastiques ne se produisent pas simultanément pour tous les poteaux.

Aussi, l'accélération à laquelle le plancher supérieur est soumis, atteint-elle un maximum, puis décroît à nouveau au fur et à mesure que les rotules plastiques atteignent leur rotation limite. La structure est stable tant que la fonction de partage reste assurée.

Par sécurité, la structure peut être considérée comme étant dans son état ultime lorsque la première rupture d'une rotule plastique est atteinte, ce qui peut se produire lorsque l'effort tranchant capable a atteint son maximum, ou pour une valeur inférieure si la première rotule est obtenue avant que tous les poteaux ne soient plastifiés.

Il convient néanmoins d'examiner dans ce dernier cas si la rupture d'un poteau seul peut être acceptée (la fonction de portage devant rester assurée) et s'il est donc possible de poursuivre plus loin le processus de plastification des autres poteaux ce qui suppose une redistribution des efforts. Sauf cette exception, le déplacement maximal supportable par la structure est donc obtenu lorsque la rotation maximale d'une rotule plastique est atteinte pour le poteau le plus critique.

II.3.4.3. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

Dans notre cas, 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 hinge» aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. [9]

Des rotules de type moment, cisaillement, effort normal, torsion, peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel (Etabs) offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273. Pour chaque type de rotule, le comportement est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation. [7][17]

II.3.4.4. Niveaux d'endommagement

Le règlement FEMA273 définit trois points pour l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (figure II.2). [17]

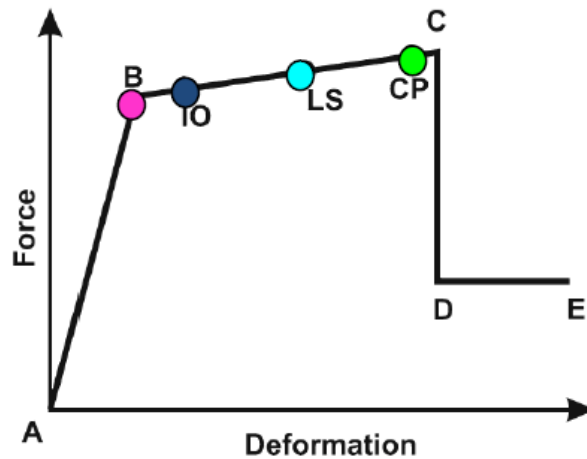


Figure (II.2) : Loi de comportement (force-déformation) et niveaux d'endommagement

En résumé, en s'appuyant sur la méthode de la poussée progressive, le déplacement imposé par le séisme n'est pas celui obtenu dans l'hypothèse d'élasticité, mais celui qui correspond à la rigidité sécante, qui peut être calculée en construisant la courbe de capacité (effort tranchant à la base-déplacement en tête de la structure), en pratique il suffit de connaître l'état ultime conventionnel. Connaissant cette rigidité sécante, la période fondamentale peut être recalculée dans chaque direction et le déplacement lu sur le spectre élastique.

Le rapport entre le déplacement maximal lu sur la courbe de capacité et le déplacement lu sur le spectre détermine le coefficient à appliquer à l'accélération du sol correspondant au spectre pour connaître l'accélération que la structure est susceptible de supporter.

II.3.5. Formation des mécanismes de ruine

La formation des rotules plastiques engendre l'apparition des mécanismes de ruine, au fur et à mesure que les charges augmentent, des rotules plastiques apparaissent successivement les une après les autres dans les sections où le moment sollicitant a atteint le moment plastique (au droit des sections dangereuses). Pour un chargement donné, le mécanisme de ruine est donc la charge limite que peut supporter la structure, différente selon le type de contreventement et des conditions d'appuis, en plus de dépendre de ces derniers, il dépend aussi des moments plastiques (moments résistants) des sections d'extrémité de la poutre par rapport à un des moments des sections d'extrémités des 2 poteaux du portique

c.à.d. du rapport $\frac{M_{p \text{ poteau}}}{M_{p \text{ poutre}}}$ dans certain cas où $M_{p \text{ poutre}} = M_{p \text{ poteau}}$

Il faut comparer $M_{S \text{ poutre}}$ à $M_{S \text{ poteau}}$ pour déduire le mécanisme de ruine de cette structure

Le but de cette analyse plastique est de chercher quel serait le mécanisme de ruine de la structure étudiée.

Il existe trois mécanismes de ruine :

II.3.5.1.Mécanisme 1

Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft, ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.

Ce mécanisme est composé de deux parties :

Exemple : 1 Ruine par effondrement du RDC (figures II.3 et II.4)

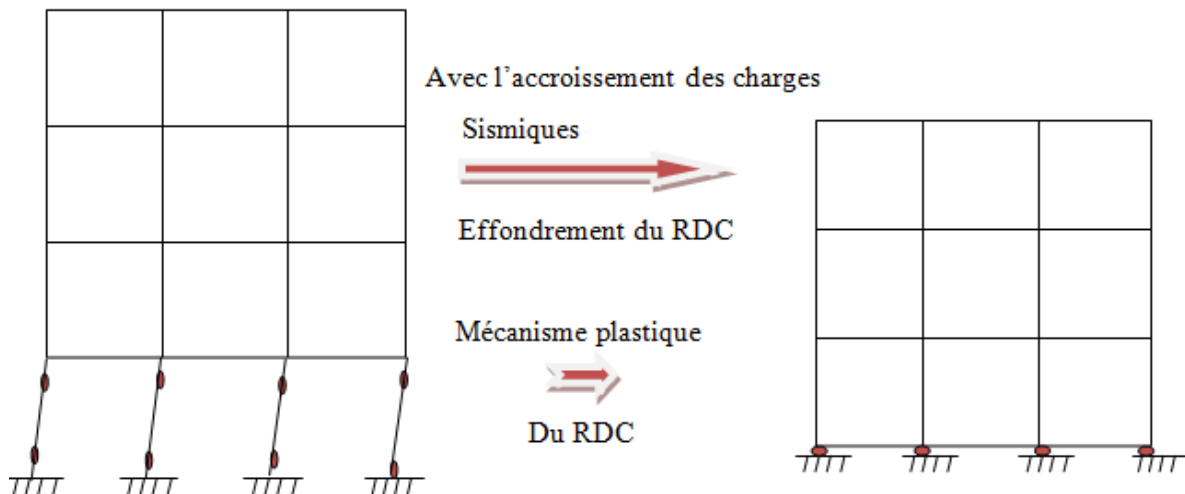


Figure. (II.3) : rotules plastique en pied et en tête des poteaux

Figure (II.4) : effondrement du RDC

Ce type de mécanisme est appelé mécanisme plastique local, car il est localisé à un endroit précis du bâtiment, on l'appelle aussi mécanisme plastique d'étage (l'étage ici est le RDC). Ce mécanisme est à éviter en situation sismique car il conduit à la ruine du RDC et donc du bâtiment. Il a lieu particulièrement pour un bâti ayant un RDC transparent, car les RDC sont en général destinés au commerce, surtout en ville (voir RPA page 21 et 22) en anglais on l'appelle étage mou= soft floor. [3]

Exemple : 2 Ruine par effondrement d'un étage supérieur (figures II.5 et II.6)

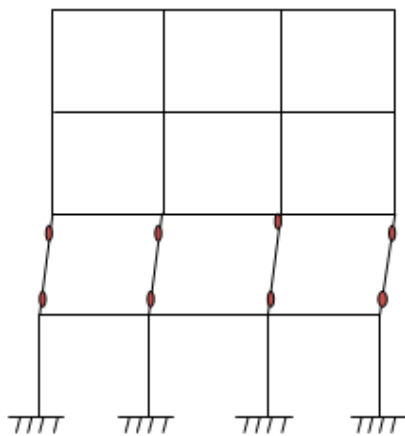



Figure (II.5) : rotule plastique en pied et en tête des poteaux du 1^{er} étage

Avec l'accroissement des Charges sismiques

 Effondrement du 1^{er} étage

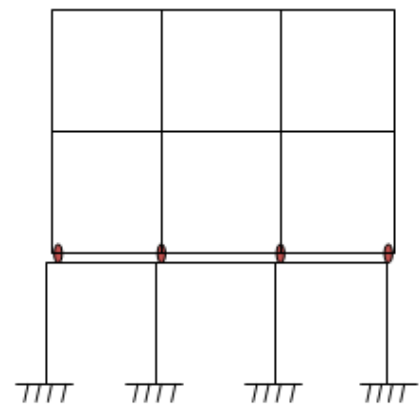


Figure (II.6) : Ruine local du bâtiment localisé au niveau du 1^{er} étage

Ce mécanisme de ruine (mécanisme plastique d'étage) à lieu en général dans le cas d'irrégularité en élévation (irrégularité de rigidité et de résistance) pour l'exemple donné ici, la variation brusque de rigidité entre le RDC et le 1^{er} étage ou entre le 1^{er} et le 2^{ème} étage. [3]

II.3.5.2.Mécanisme 2: ruine plus que complète du bâtiment (figures II.7 et II.8)

C'est le mécanisme mixte caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

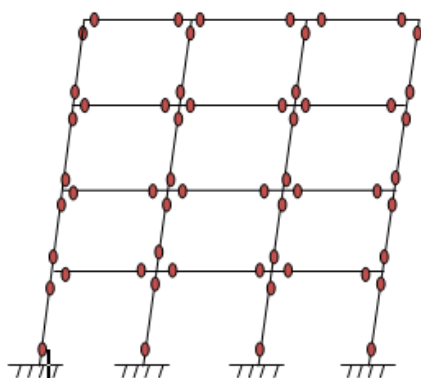



Figure (II.7) : Rotules plastiques aux extrémités des poutres et poteaux

Avec l'accroissement des charges Sismiques

 Effondrement total du bâtiment

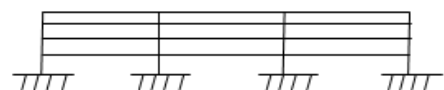


Figure (II.8) : effondrement total de la structure

Défini comme le mode de ruine le plus catastrophique en situation sismique, ce mode de ruine est appelé mode de ruine en « galette » ou « mille feuilles », car il cause beaucoup des victimes (morts), écrasées par les planchers qui s'empilent l'un sur l'autres.[3]

II.3.5.3.Mécanisme 3: ruine par mécanisme plastic global (figure II.9)

Considéré comme mécanisme généreux, il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie.

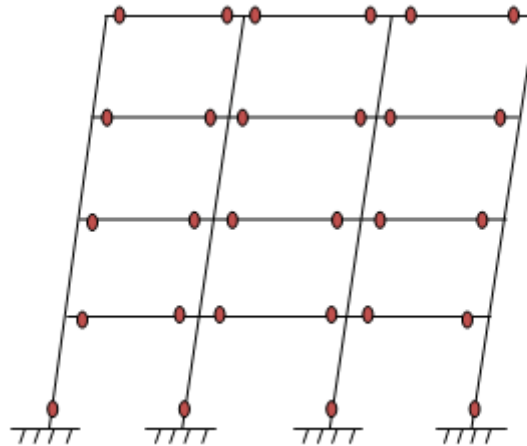


Figure (II.9) : rotules plastiques dans les poutres et en pied des poteaux du RDC

C'est le mécanisme de ruine recommandé par les codes parasismiques, notamment le RPA, rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux.

Dans le RPA99V2003, page55 pour avoir ce mécanisme de ruine (et pour éviter les autres mécanismes dangereux) on doit vérifier le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux qui est défini par la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| = 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| = 1.25(|M'_w| + |M'_e|)$$

Les dispositions constructives données dans la figure 7.4 et 7.5 (RPA99/V2003 page 55) relatives aux ferrailages des poutres et poteaux à proximité de la zone nodale, doivent être respectées afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de cette dernière et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

Remarque : l'apparition des rotules plastiques est admise en pied des poteaux du RDC seulement.

La stabilité des constructions subissant des incursions dans le domaine post élastique exige que les éléments horizontaux (poutre, linteaux) puissent se déformer plastiquement avant les éléments porteurs. Les zones plastifiées, appelées rotules plastiques étant donné qu'elles ne peuvent s'opposer à une éventuelle rotation autour de leurs axe, elles doivent donc se former d'abord entre les appuis des éléments horizontaux et non pas dans les poteaux ou dans leur liaison avec les poutres (les nœuds), et en suite l'apparition d'une seule rotule plastique peut être tolérée dans chaque poteau. [25]

Il existe des cas où la stabilité de la structure n'est pas compromise lorsque certains poteaux développent des rotules plastiques avant les poutres mais pour des raisons de fiabilité et de sécurité les poutres devraient être moins rigides et plus ductiles que les poteaux qui assurent le rôle de transmission de charge aux fondations. Une telle conception permettra de satisfaire un principe général qui est la règle « poteau fort – poutres faible » (figure 2.9).

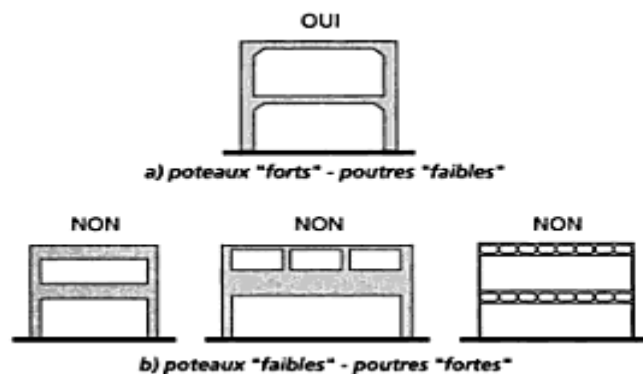


Figure (II.10) : Proportions relatives des poteaux et des poutres

II.3.6. Ductilité

Quand une structure est soumise à un tremblement de terre sévère, les éléments constituant la structure sont soumis à de grandes déformations. Si les éléments n'ont pas assez de ductilité, ils subiront des dommages et la structure pourrait s'effondrer. La ductilité ou « la capacité de déformation » est souvent utilisée dans le concept d'ingénierie sismique et est considérée comme l'un des paramètres les plus critiques dans l'évaluation de la performance sismique des structures.

II.3.6.1. Définition de la ductilité

Sous charge sismique, les structures en béton arme présentent un comportement non linéaire qui est du à l'apparition de non linéarités tels que la fissuration et l'écrasement du béton, la plastification des aciers, le glissement d'interface entre l'acier et le béton.

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'a 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 (II.11).

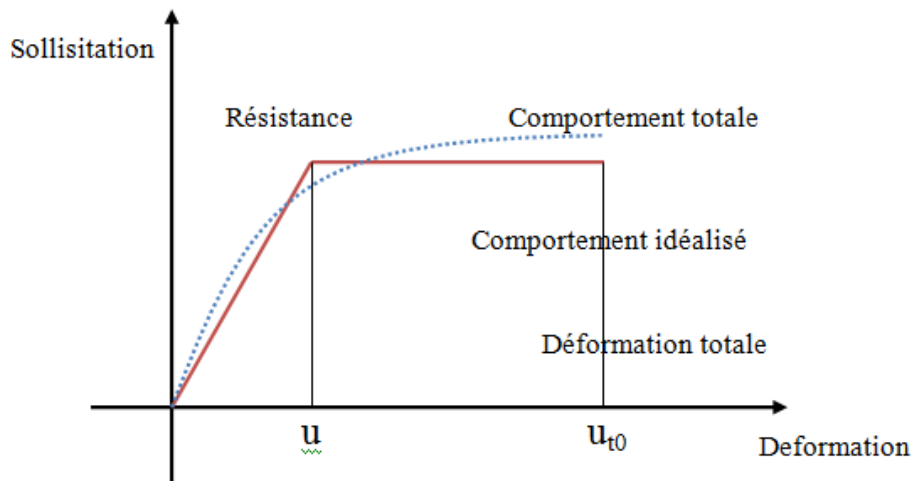


Figure (II.11) : définition de ductilité

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.

II.3.6.2. 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.]

II.3.6.2.1. Ductilité du Matériau

Cette ductilité peut être définie comme le rapport maximal ϵ_m (correspondant à la contrainte maximale), sur la déformation ϵ_y (correspondant à la limite élastique). Le facteur de ductilité du matériau désigné par μ_ϵ a pour expression :

$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_y}$$

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 ϵ_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.

II.3.6.2.2. Ductilité en rotation

On définit le facteur de ductilité en rotation μ_θ , comme le rapport de la rotation maximale d'un élément θ_m , sur la rotation θ_y

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y}$$

Pour l'étude de chargement cyclique, θ_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 μ_θ 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.

II.3.6.2.3. Ductilité en déplacement défini par le facteur de ductilité en déplacement

μ_δ souvent employé en calcul sismique, est relié au déplacement δ_m d'un point de la structure, μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal δ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique.

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

δ_m est défini par le déplacement maximal atteint pendant un demi cycle de charge. On peut définir δ_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 δ_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.

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 μ_ε élevé indique un matériau ductile, et un μ_ε faible indique un matériau faible.

Le facteur de ductilité de rotation μ_θ 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 μ_θ pour ses éléments et ses joints sont insuffisantes pour redistribuer les moments internes.

Finalement le facteur de ductilité en déplacement μ_δ 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 :

$$\mu_\varepsilon > \mu_\theta > \mu_\delta$$

Pour les éléments peu élancés, comme pour un mur de contreventement en béton armé, l'expérience montre que μ_θ peut être égal à μ_δ cependant pour les poutres et les poteaux ayant les proportions habituelles, le rapport de μ_θ/μ_δ dépasse l'unité. Pour ces éléments, il est souhaitable d'avoir ce rapport de l'ordre de 1.5.

II.3.6.3. 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:

- La résistance à la compression du béton.
- Le pourcentage des armatures tendues et comprimées.
- La limite élastique des armatures.
- Le confinement par des armatures transversales
- L'élancement des éléments.

La revue des travaux antérieurs ([40], [32], [35], [21]), 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 tendues ont un effet défavorable.

II.3.7 Les déplacements inter-étages

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

- **Le déplacement horizontal** à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R\delta_{ek}$

δ_{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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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. [38]

III.8. Conclusion

Si certains bâtiments neufs construits en zones sismiques bénéficient des progrès accomplis dans le domaine du génie parasismique, il n'en est pas le cas pour d'autres ainsi que pour les bâtis existant. En effet, les coûts qu'engendre le renforcement parasismique constituaient souvent un frein à une telle démarche, et ce pour la rareté de telles alternatives par le passé. Aujourd'hui, grâce aux avancées acquise dans ce domaine, un outil d'aide à la décision pour les chantiers de réhabilitation existe, ce guide appelé « évaluation des désordres » tente de concilier deux exigences principales, un niveau de sécurité acceptable vis-à-vis du risque sismique et un coût supportable.

III.1.Introduction

La prévision et l'estimation du dommage est un axe du génie parasismique qui nous donne des informations sur les endommagements que peut subir une structure lors d'un futur séisme. Cette estimation passe par plusieurs méthodes d'analyse entre autres la méthode push over basées sur la demande et la capacité.

L'évaluation des demandes et des capacités sismiques revêt une importance capitale dans la conception parasismique des structures, et dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes, cette nécessité exige l'utilisation des méthodes de calculs prenant en compte le domaine post-élastique pour une meilleur prévention des demandes sismiques.

Pour cela, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'elles n'approchent pas le comportement réel de la structure. Un outil performant, souvent utilisé dans ce domaine, est fourni par les courbes de capacité (fragilité, push over), qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, c'est les procédures d'analyses statiques non linéaires

III.2. Méthodes d'analyse non linéaire

Les structures subissent des déformations inélastiques importantes lors d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure changent avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques inélastiques aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyses inélastiques comprennent, essentiellement, l'analyse non linéaire time history et l'analyse push over.

III.2.1 L'analyse non linéaire time history

C'est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations que vont subir les différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history est limitée, car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation

correcte de la charge cyclique, compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés de détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation des données d'entrée et les résultats de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse non linéaire time history peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique.

III.2.2 L'analyse statique non linéaire

La méthode d'analyse « push over », est la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaire des matériaux. Il existe plusieurs procédures d'analyses statiques non linéaires entre autres la méthode de capacité du spectre , la méthode de coefficient de déplacement et la méthode sécante

III.2.2.1 Analyse statique non linéaire des structures en béton armé par la méthode « Push-over »

III.2.2.1.1 les concepts fondamentaux de l'analyse « push over »

III.2.2.1.1.1 Définition de l'analyse « push over »

La méthode pseudo-statique dite « push over » est une méthode d'analyse chronologique, elle est utilisée pour le calcul des bâtiments nouvellement conçus ou existants, elle est destinée à estimer leur résistance ou à permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels

La méthode consiste à appliquer à la structure des charges gravitaires constantes et une distribution de forces horizontales donnée en fonction de la hauteur (issue de l'analyse élastique avec une accélération uniforme) qui croissent de façon monotone jusqu'à ce que les modes de ruines apparaissent, c'est donc une étude pas à pas.

III.2.2.1.1.2 Origine de l'analyse « push over »

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

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

II.2.2.1.1.3 but de l'analyse « push over »

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

- 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 ;
- Les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteaux-poutres, 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 de la structure 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 utilisée dans le contrôle de l'endommagement.

II.2.2.1.1.4 Formulation de l'analyse push over

L'analyse « **push over** » 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.

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 propre $\{\Phi\}$ 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 :

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

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 :

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

En pré multipliant l'équation (1) par $\{\Phi\}^T$ et en substituant les x_i (en utilisant l'équation (2)), on obtient l'équation différentielle suivante pour la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent :

$$[M]^* \ddot{x}^* + [C]^* \dot{x}^* + \{Q\}^* = -[M]^* \ddot{x}_g \quad \text{III.3}$$

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

$$[M]^* = \{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \quad \text{III.4}$$

$$\{Q\}^* = \{\Phi\}^T \{Q\} \quad \text{III.5}$$

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

Présumant que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, 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 III.1** Dans le but d'identifier la résistance nominale globale et les déplacements, le diagramme multilinéaire V- δ_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 III.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 III.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.

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

Où Q_y est le vecteur des forces de niveau à la plastification, i.e. $V_y = \{I\}Q_y$.

La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent est donnée par :

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

Le facteur de raidissement (α) de la relation V-xi du système à plusieurs degrés de liberté définit le facteur d'écroutissement 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). 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 :

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

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

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

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 :

$$F_{e,eq} = S_a(T_{eq}) \quad \text{III.11}$$

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 :

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

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 « **push over** » 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.

L'utilisation de T_{eq} et 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 « **push over** », 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.

Des 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 au déplacement cible est uniquement une recommandation et n'a aucune fondation théorique.

Il y a d'autres considérations additionnelles qui vont affecter la précision des prédictions de la demande sismique en utilisant une analyse « **push over** ». 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.

II.2.2.1.1.5 Courbe de capacité

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure III.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

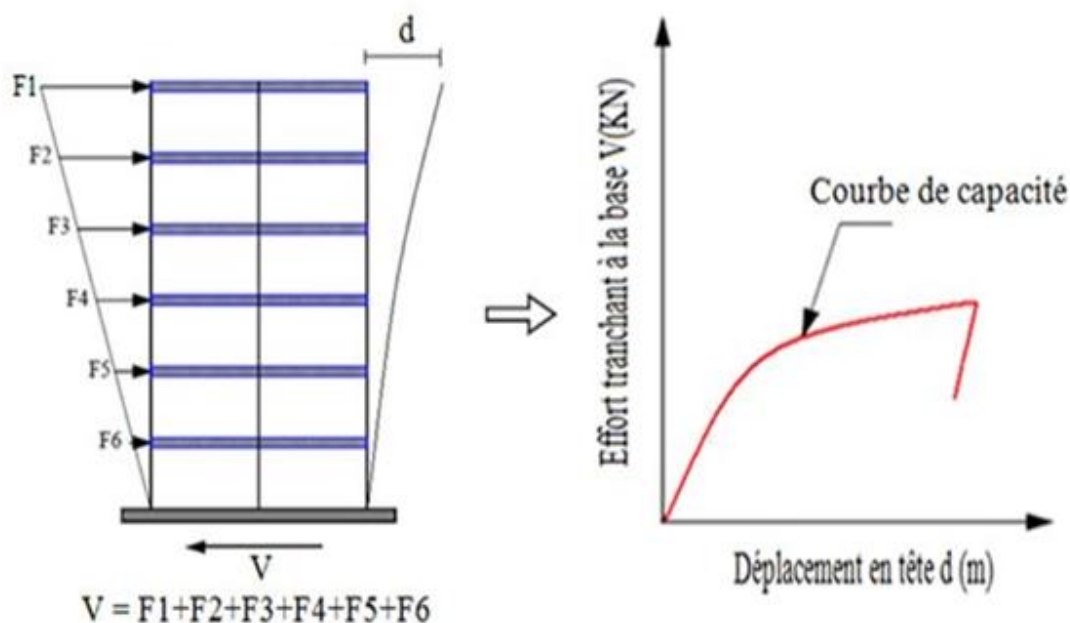


Figure (III.1) : courbe de capacité push over d'une structure

La courbe de capacité se rapproche de la manière dont la structure se comporte, après avoir dépassé la limite d'élasticité (voir figure III.2)

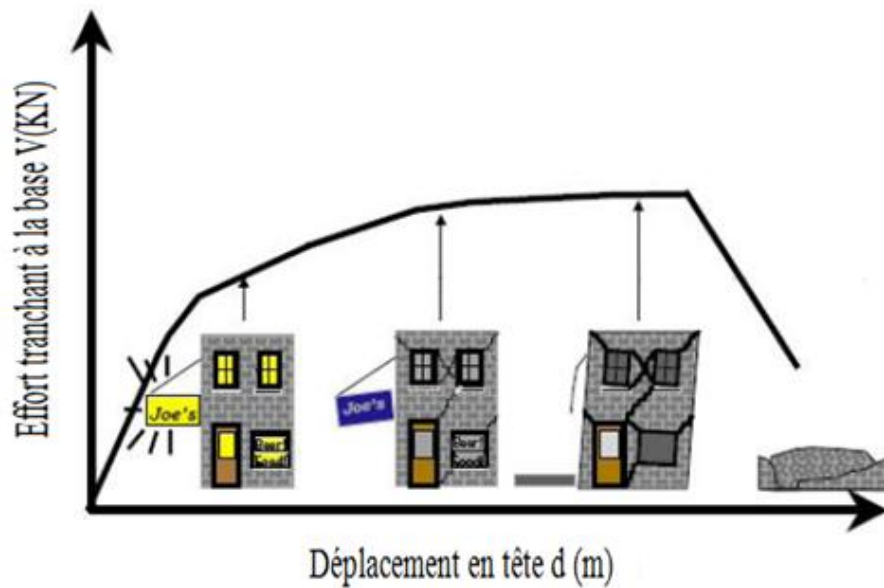


Figure (III.2) : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.

D'après la figure III.2, on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement

- a) **Le premier niveau :** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- b) **Le deuxième niveau :** d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c) **Le troisième niveau :** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.
- d) **Le quatrième niveau :** effondrement totale de la structure

Dans le code américain, on associe à cette courbe des points qui représentent chacun une déformation, correspond aux endommagements aux niveaux des rotules plastiques ainsi développées aux niveaux des éléments de la structure. Cinq points A, B,

C, D et E (Figure III.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 push over

D : représente la résistance résiduelle de l'analyse

E : représente la rupture totale des éléments

D'autres additionnelles 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

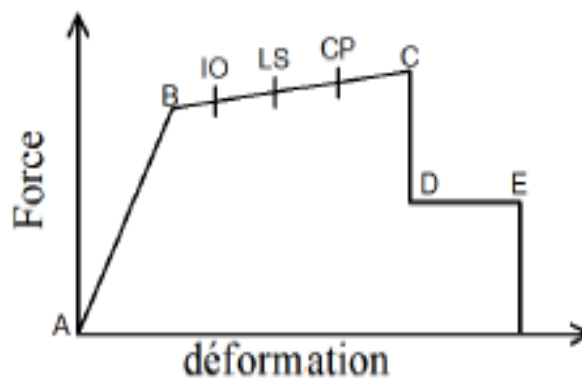


Figure (III.3) : niveau d'endommagement des rotules plastiques

III.2.2.1.1.6 Transformation de la courbe de capacité

Cette courbe de capacité est ensuite transformée dans la représentation (S_a : accélération spectrale- S_d : déplacement spectral) en moyen des formules suivantes (Figure III.4)

$$S_a = \frac{\alpha_1}{w} V \tag{III.13}$$

$$S_d = \frac{D}{p_{f1} \phi_{1s}} \tag{III.14}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 : \text{coefficient de masse modale} \\ P_{f1} : \text{facteur de participation de premier mode} \\ \phi_{1s} : \text{amplitude au sommet du premier mode qui est normalisé à 1} \end{array} \right.$

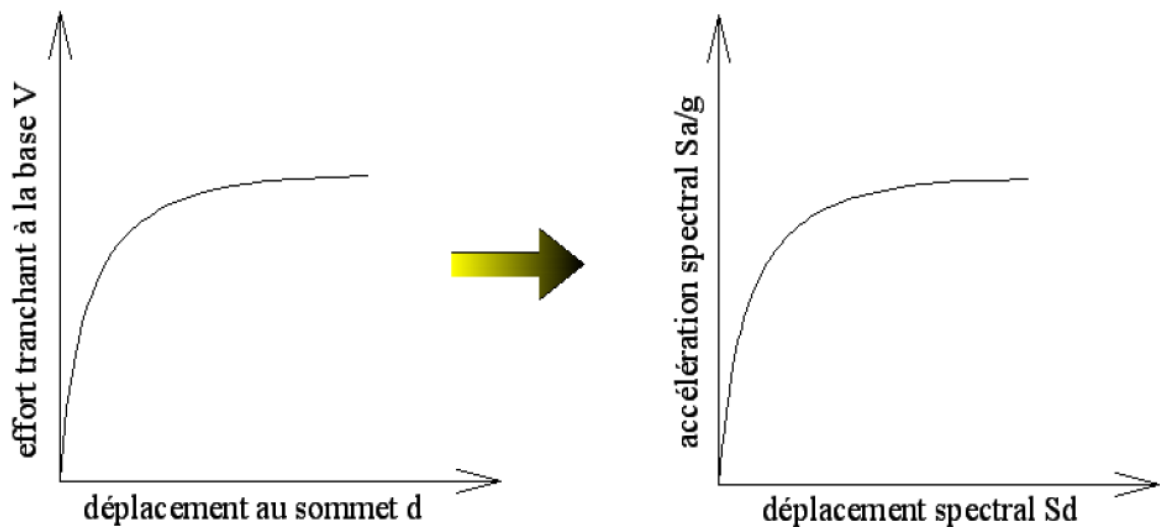


Figure (III.4) : transformation de la courbe de capacité du format $V=f(d)$ en format $S_a=f(S_d)$

III.2.2.1.1.7 La demande sismique

Les spectres de la demande sismiques sont des spectres de réponse élastique représentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement (A-D)

Dans les codes parasismiques la demande est représentée par le diagramme $S_a=f(t)$ définit par les expressions suivantes:

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

η : facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement

Q : facteur de ductilité

T1, T2 : périodes de transition

coefficients déterminés

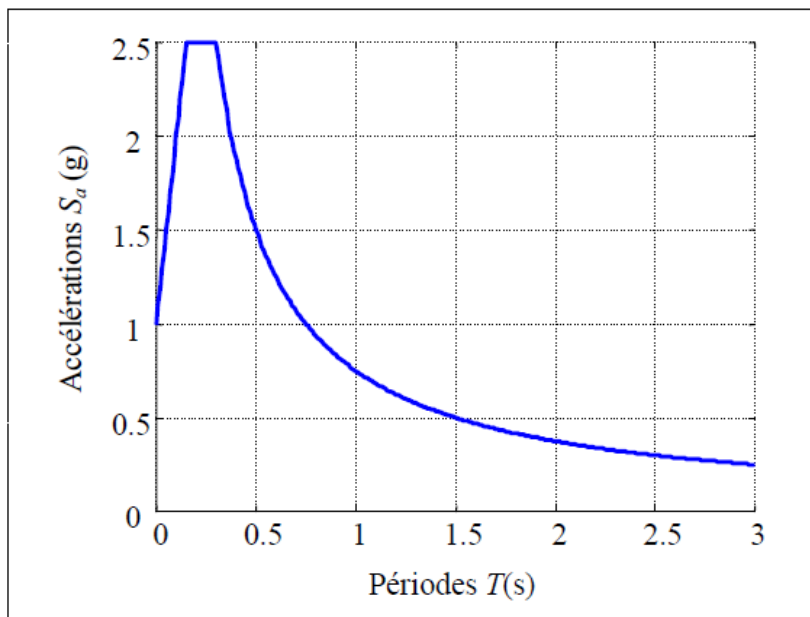
le RPA99/v2003

III.2.2.1.1.8 Transformation du spectre de demande

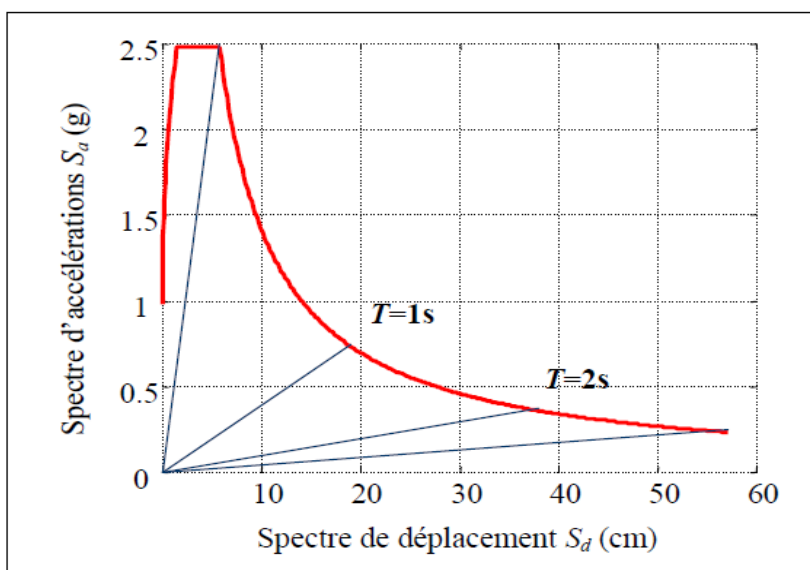
Le diagramme $S_a=f(t)$ sera transformé en diagramme $S_a=g(S_d)$, S_d est donné par la formule suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{\pi^2 4} S_a \tag{III.15}$$

Où, S_a et S_d sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectrale correspondant aux périodes T , avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5% (figure III.5b).



(a) Spectre de réponse dans le format traditionnel accélérations – période.



(b) Spectre de réponse dans le format accélérations – déplacements.

Figure (III.5) : Conversion du spectre élastique ($S_a - T$) au format ($S_a - S_d$).

III.2.2.1.1.8 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « spectre d'accélération S_a -spectre de déplacement S_u ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base /masse accélération
- Déplacement /facteur de participation modale déplacement

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocodes 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux

Dans les deux cas, on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme

En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel (time history)

Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au (point B)

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité

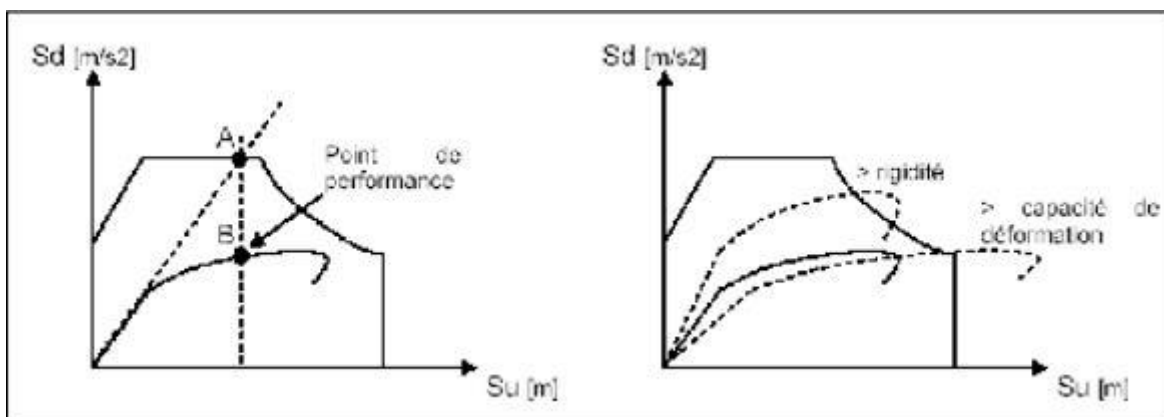


Figure (III.6) : point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité

III.2.2.1.1.9 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.


Dans notre étude, nous allons utiliser la procédure développée par Pierre Morreux (2000) ou méthode non itérative qui est basée sur le développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}}-S_d$) pour la demande et la capacité

III.2.2.1.1.10 Développement des diagrammes ($\xi_{\text{eff}}-S_d$)

▪ La demande sismique

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

 **S_d** : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$

 **ξ_{eff}** : L'amortissement des branches de la demande pour $\xi_{\text{eff}} \geq 5\%$, les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\xi_{\text{eff}} \neq 5\%$ sont calculés par les formules suivantes :

Remarque : les valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV} sont données en annexe

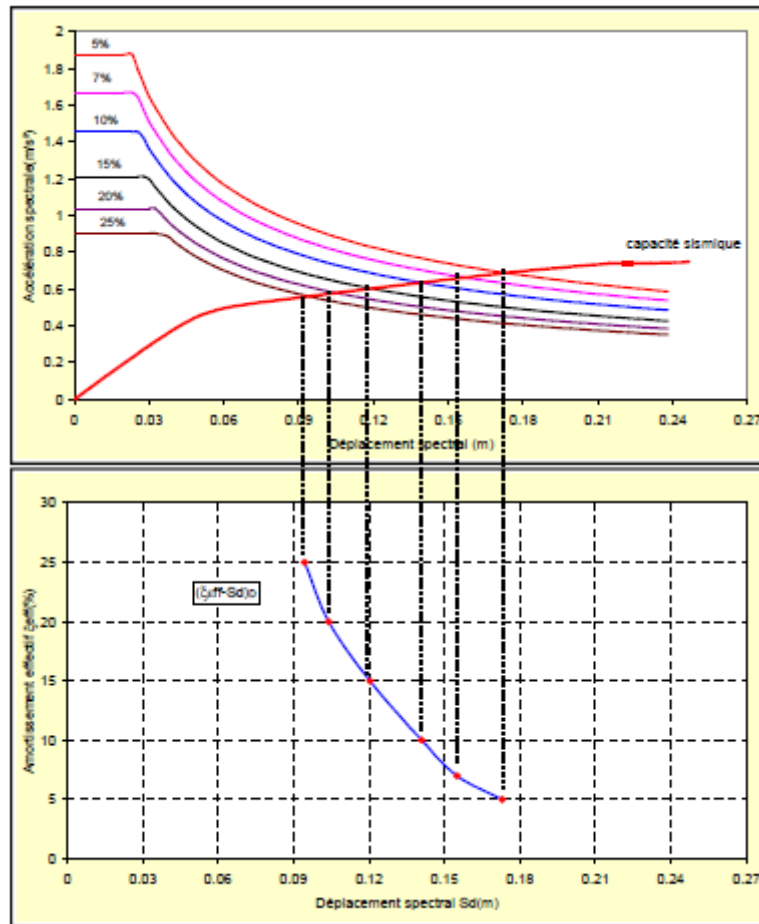


Figure (III.7) : Diagramme ($\xi_{eff}-S_D$) de la demande sismique [19]

▪ La capacité sismique

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

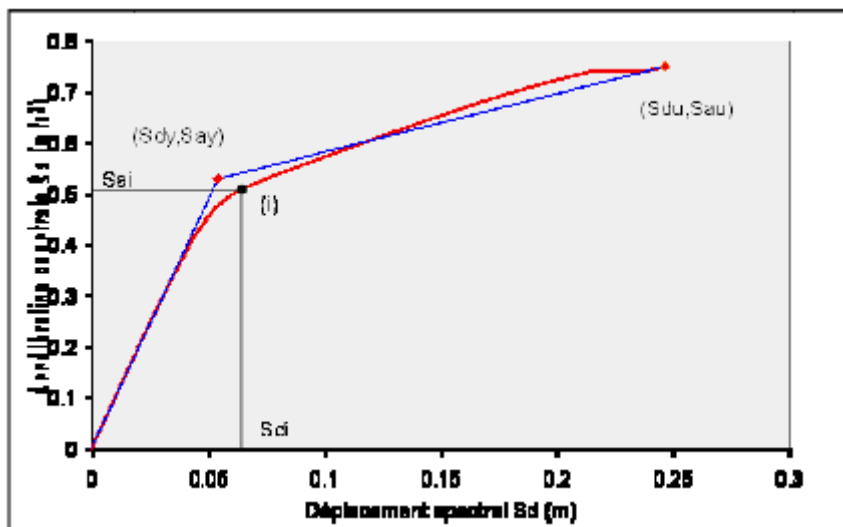


Figure (III.8) : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité[18]

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (S_{ai} - S_{di}) sous forme d'amortissement effectif ($\xi\%$) est donnée par la formule (III.8).

$$\xi\% = 5 + 63.7 \cdot k \left[\frac{S_{ay} S_{dpi} - S_{dy} S_{api}}{S_{api} S_{dpi}} \right] \tag{III.16}$$

Avec :

- K : coefficient de capacité de dissipation d'énergie
- S_{ay}, S_{dy} : limite élastiques en accélération et en déplacement respectivement
- S_{api}, S_{dpi} : coordonnées du point(i) de la courbe de capacité

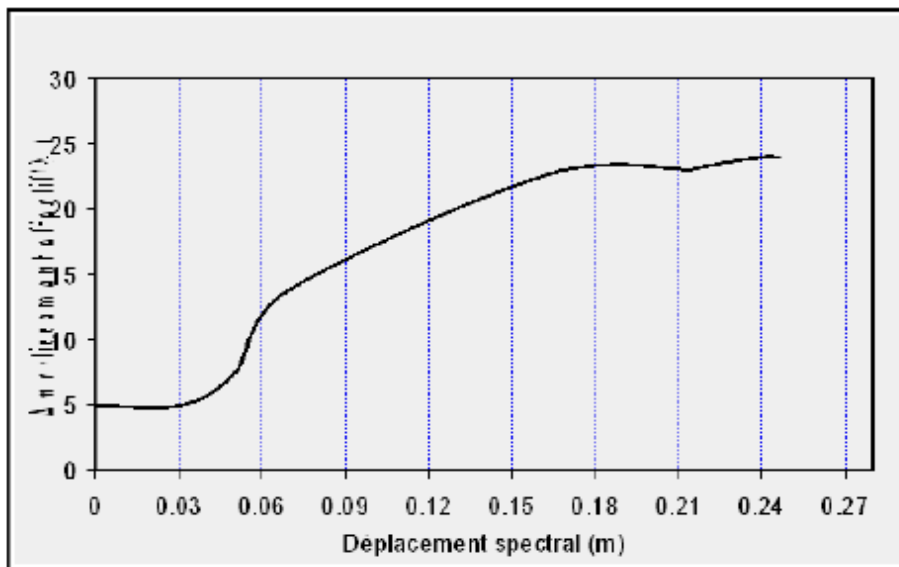


Figure (III.9) : Diagramme (ξ_{eff} - S_D) de la capacité sismique [19]

III.2.2.1.11 La superposition des graphes (ξ_{eff} - S_d)_D et (ξ_{eff} - S_d)_C

Les courbe de la demande et de la capacité ainsi construites sont superposées, leurs intersections nous donne directement le point de performance sans itération

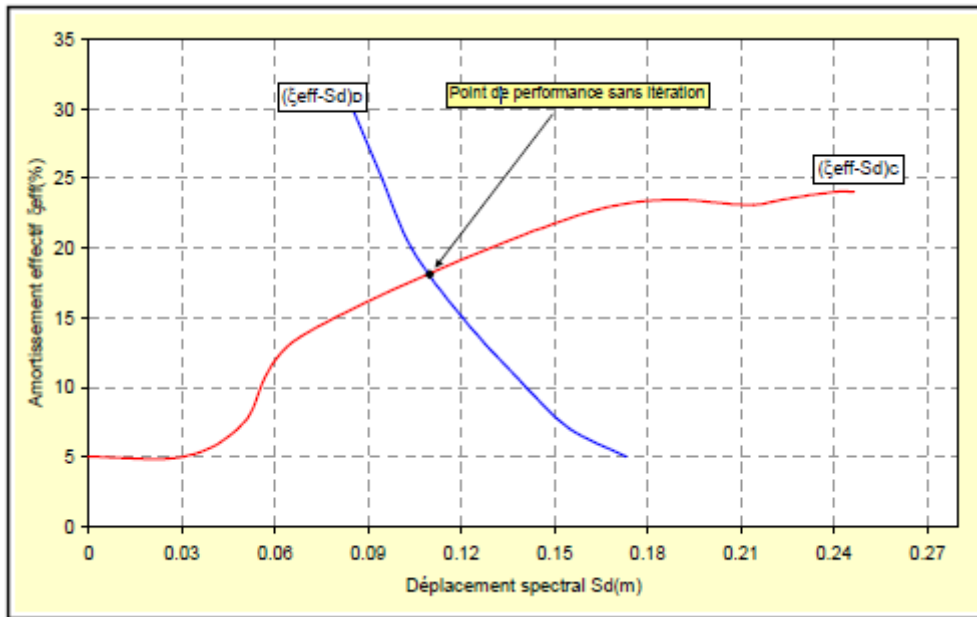


Figure (III.10) : Superposition des diagrammes $(\xi_{eff}-S_D)_d$ et $(\xi_{eff}-S_D)_c$ [19]

III.2.2.1.1.12 Le déplacement cible

Le but principal de cette méthode est sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite qui est situe au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui est la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de cette analyse

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement il s'écrit sous la forme (FEMA273) :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2 g} \tag{III.17}$$

Avec :

T_e : la période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée

La période effective est calculée à partir du diagramme bilinéaire de la loi de comportement (déplacement-effort tranchant)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_e}{K_i}} \tag{III.18}$$

K_e est la rigidité latérale effective qui est de l'ordre de 60% de la résistance de plastification

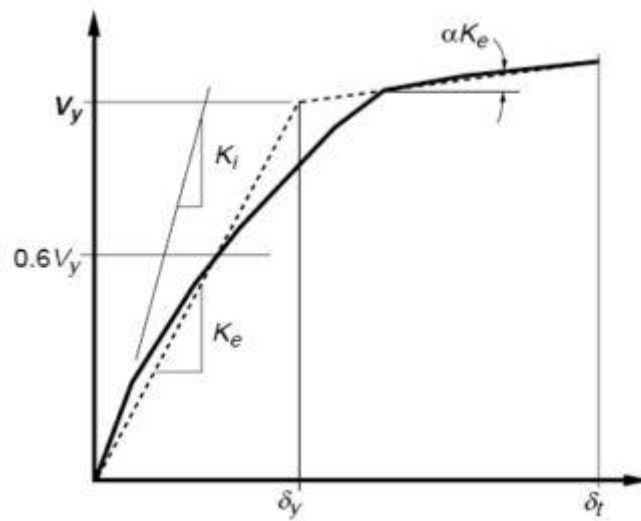


Figure (III.11) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité

III.2.2.1.13 Détermination de la rigidité effective

C_0 : facteur de modification qui reflète le déplacement spectrale et le déplacement d'étage de la structure, il est calculé selon le tableau suivant :

Tableau (III.1) : valeur de facteur de modification C_0

Nombre d'étages	Facteur de modification C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5
Une interprétation linéaire doit être utilisée pour les valeurs intermédiaires	

C_1 : facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique

$C_1 = 1$ pour $T_e \geq T_0$

$$C_1 = \frac{1+(R-1)T_0/T_e}{R} \text{ pour } T_e \leq T_0$$

T_0 : est la période propre fondamentale

R : est le rapport de résistance pour le calcul du facteur de la limite élastique

$$R = \frac{S_a \cdot 1}{V_y / W C_0}$$

S_a : l'accélération spectrale

V_y : la limite élastique calculée à partir du diagramme bilinéaire

W : le poids total de la structure

C_2 : facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux

Tableau (III.2) : valeur du facteur de modification C_2

Niveau de performance des structures	T=0.1 sec		T ≥ T ₀	
	Type1	Type 2	Type1	Type2
Occupation immédiate	1	1	1	1
Limite de service	1.3	1	1.1	1
Prévention de ruine	1.5	1	1.2	1
1. Les portiques dont lesquels la résistance et la rigidité peuvent être détérioré sous un séisme				

C_3 : facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P-Δ

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha (R-1)^{3/2}}{T_e}$$

α : est le rapport de la rigidité post-élastique et de la rigidité élastique.

III.2.2.1.1.14 Distribution de la force latérale

La distribution de la force latérale est un sujet qui diffère de part de ses principes dans les codes de calculs [17] et [45], pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande –capacité la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté

Dans le code FEMA273, la force latérale est décrite comme suit :

1 .force latérale équivalente

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases}$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T

C_{vx} : la force latérale

W_i : fraction du poids total de la structure assignée au niveau i

W_x : fraction du poids total de la structure assignée au niveau x

h_i : hauteur de la base jusqu'au niveau i

h_x : hauteur de la base jusqu'au niveau x

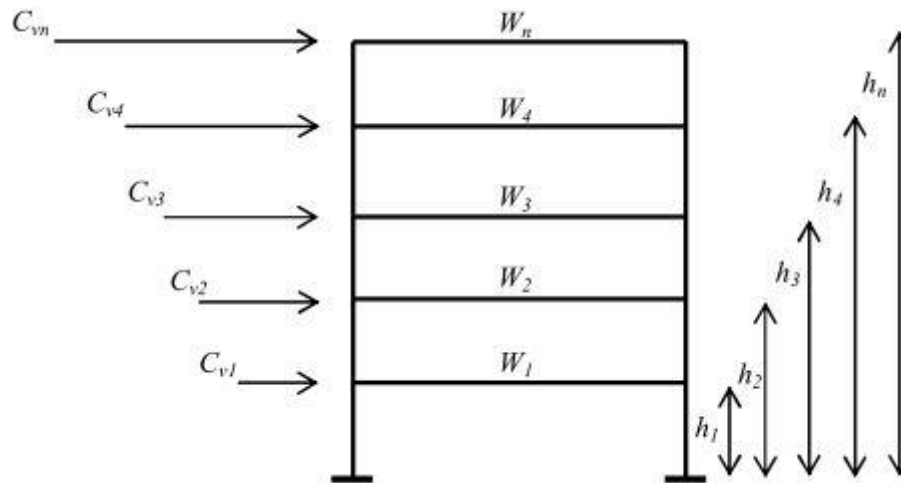


Figure (III.12) : Distribution verticale de la charge latérale selon le FEMA273

2. distribution uniforme

Dans cette forme de distribution, la force est égale a la masse du niveau considère

$$C_{vx}=m_{vx}$$

3. distribution par superposition quadratique(SRSS)

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchant par niveaux déterminées par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire

III.3.Conclusion

L'analyse « push over » est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de calcul des structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futur séismes

Les résultats obtenus à partir d'une analyse « push over » en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure

IV.1.Introduction

Nous allons appliquer la technique « **push over** » sur des structures dont les caractéristiques seront détaillées par la suite, avant et après confortement moyennant le logiciel Etabs V9.6.

A fin d'extraire les courbes de capacité des différentes structures, nous allons effectuer les étapes suivantes :

- 1.Modélisation et analyse élastique linéaire des structures.
- 2.Vérification des structures.
- 3.Définition du comportement non linéaire des éléments.
- 4.Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « **push over** ».
- 5.Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

IV.2. Modélisation et analyse élastique linéaire des structures

- **Description et présentation des bâtiments**

Le bâtiment est à usage d'habitation, la structure est constituée de portiques auto stables en béton arme avec des remplissages en maçonnerie implantée sur un sol classé selon le RPA en site S3 (sol ferme), caractérisé par des périodes de transition T_1 , T_2 de 0.15 à 0.4 respectivement.

Et dont nous allons faire varier la hauteur en rajoutant à chaque fois des étages supplémentaires (R+1, R+2, R+3 et R+4) et cela dans le but de montrer l'impact de cette variation sur le comportement sismique du bâtiment.

- **Caractéristiques géométriques**

La structure est dimensionnée selon le code de béton BAEL99 et le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel Etabs

- Longueur totale : 21m.
- Largeur totale : 14.1m.
- La hauteur d'étage courant+rez de chaussée : 3.06m.

Les éléments de la structure

▪ les planchers : les planchers sont en corps creux de hauteur 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

▪ ossature : la structure est en ossature auto stable constituée de portique dont les dimensions des poutres et des poteaux obéissent à la règle du poteau fort- poutre faible qui tend à faire en sorte que les rotules apparaissent au niveau des poutres plutôt qu'au niveau des poteaux $|M_s| + |M_n| \geq 1.25 |M_w| + |M_e|$.

Les poutres et les poteaux sont modélisée par des éléments linéaires « **Frame** » et les voiles par des éléments coques « **Shell** ».

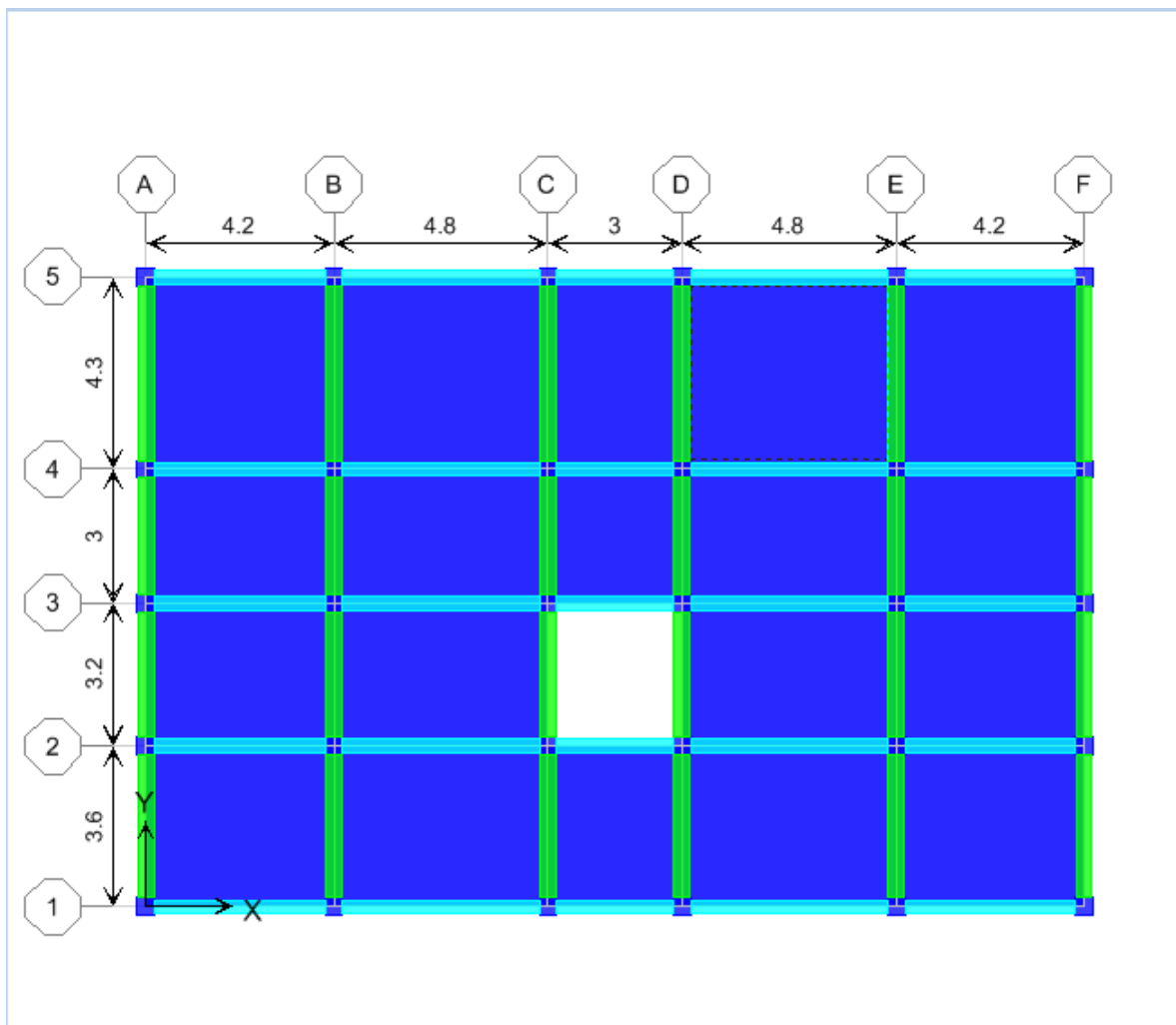


Figure (IV.1) : vue en plan de la structure

- poteau : 40x40 ;
- poutre principale : 35x35 ;
- poutre secondaire : 30x30.

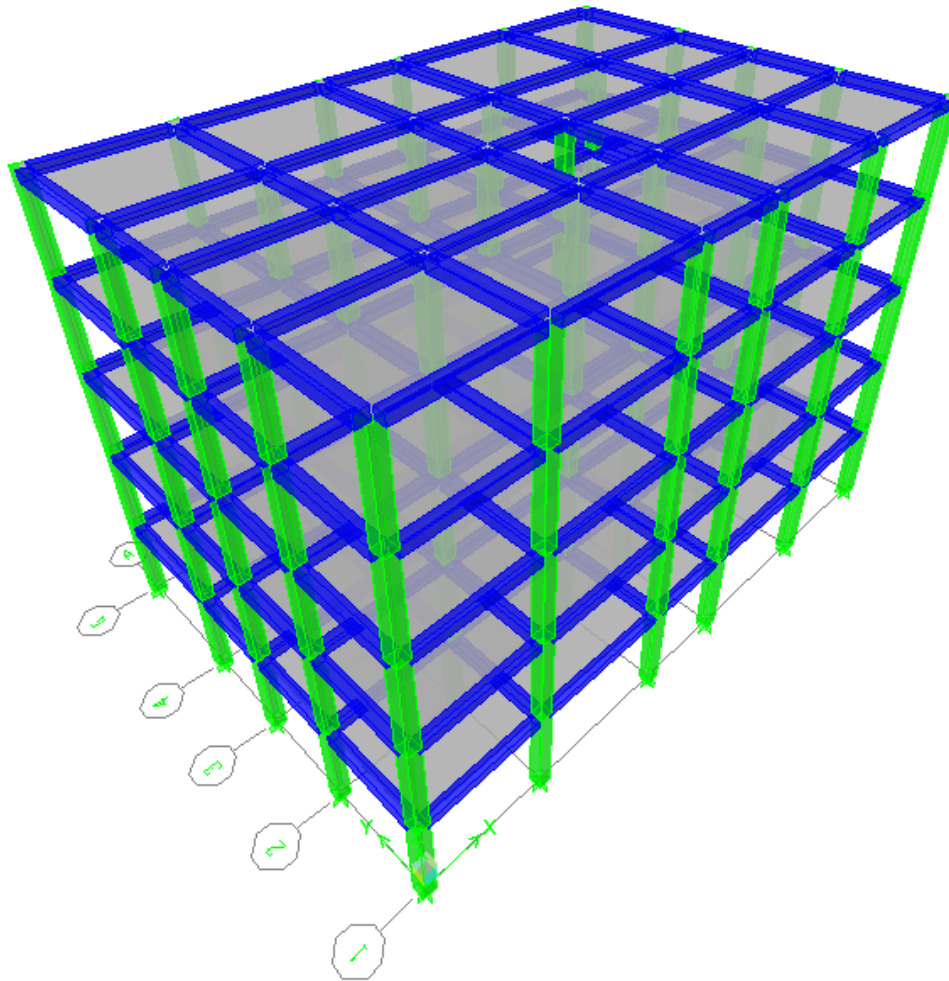



Figure (IV.2) : vue en 3D (trois dimension) de la structure

- **les charges de la structure :**

Les charges statiques (d'exploitation et permanentes) revenant à la structure sont :

Plancher de l'étage courant  $\left\{ \begin{array}{l} Q=5.8 \text{ KN/m}^2. \\ G=1.5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$

- **spécification des propriétés des matériaux**

- masse volumique du béton : 2.5 KN/m^3 ;
- poids volumiques du béton : 25 KN/m^3 ;
- module de Young : 32164200 KN/m^2 ;
- contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m^2 ;
- contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m^2 ;
- contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m^2 .

- **Définition de l'analyse dynamique (E)**

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

Analyse modale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure.

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

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

$$[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}]\{\boldsymbol{\phi}\} = \mathbf{0}$$

Avec :

K : Matrice de rigidité généralisée.

M : Matrice masse généralisée.

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\boldsymbol{\phi}\}$: Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS.

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

Pour chaque mode :

Le coefficient de participation modal, les masses modales participantes.

Pour chaque direction :

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

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

$$\mathbf{K}\mathbf{u}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) = \mathbf{m}_x\ddot{u}_{gx}(t) + \mathbf{m}_y\ddot{u}_{gy}(t) + \mathbf{m}_z\ddot{u}_{gz}(t)$$

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

- **Masse sismique**

La masse sismique du plancher considéré dans l'analyse dynamique est égale à :

$$\mathbf{M}_i = \frac{\mathbf{w}_{Gi} + 0.2\mathbf{w}_{Qi}}{\mathbf{g}}$$

- **Combinaison d'action**

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 : G+Q±E ; 0.8G±E ; G+Q±1.2E.

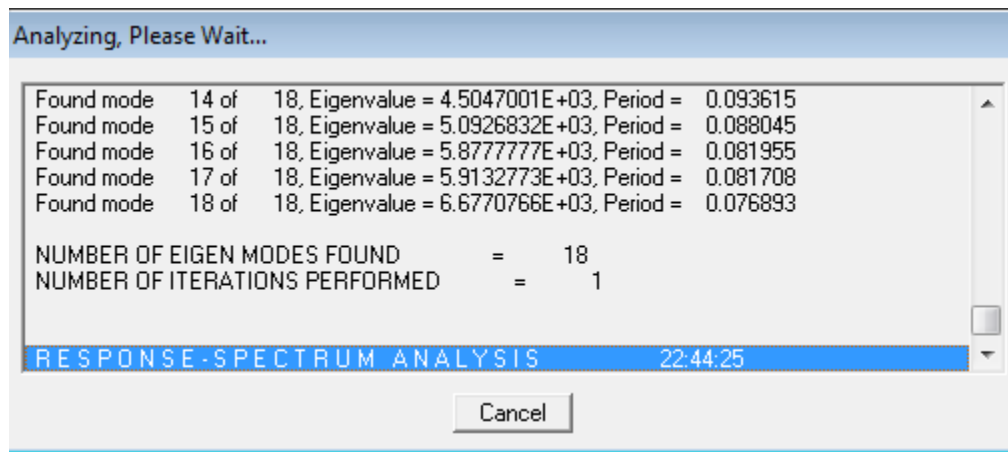
- **Diaphragme :**

Comme les plancher sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.

La phase de la modélisation de la structure est terminée, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Run analysis** ».



IV.3 vérification des structures

Avant de passer à la modélisation non linéaire, nous devons effectuer les vérifications suivantes :

Art 4.3.4RPA2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Art 4.3.6 RPA2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Art 5.10 RPA2003 : les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Art 5.9 RPA2003 : vérification si les effets (P- Δ) sont négligeable.

Les **contraintes admissibles** dans les éléments (poutre et poteau) ne doivent pas dépasser les contraintes limites propres à chaque élément.

IV.4 Définition du comportement non linéaire des éléments

IV.4.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

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 Hinge » aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moments ($M2$ et $M3$), cisaillement ($V2$ et $V3$), effort normal (P) et 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).

- **Poutres** : Rotules de flexion (default $M3$), cisaillement (default $V2$).
- **Poteaux** : Rotules de type effort normal (default P), cisaillement (default $V2$)

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

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

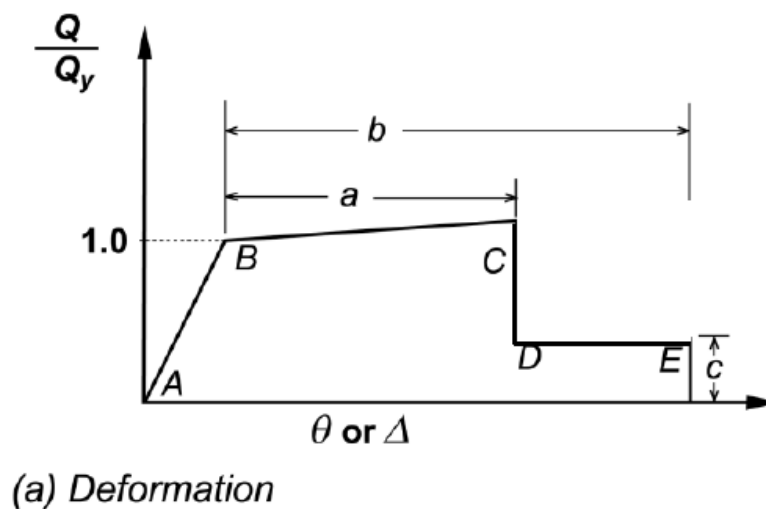


Figure (IV.3) : loi de comportement utilisée par le logiciel Etabs

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

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

IV.4.2 définition des rotules plastiques dans « Etabs »

Pour les définir on suit les étapes suivantes :

Define → **frame non linear Hing properties** → **add new property.**

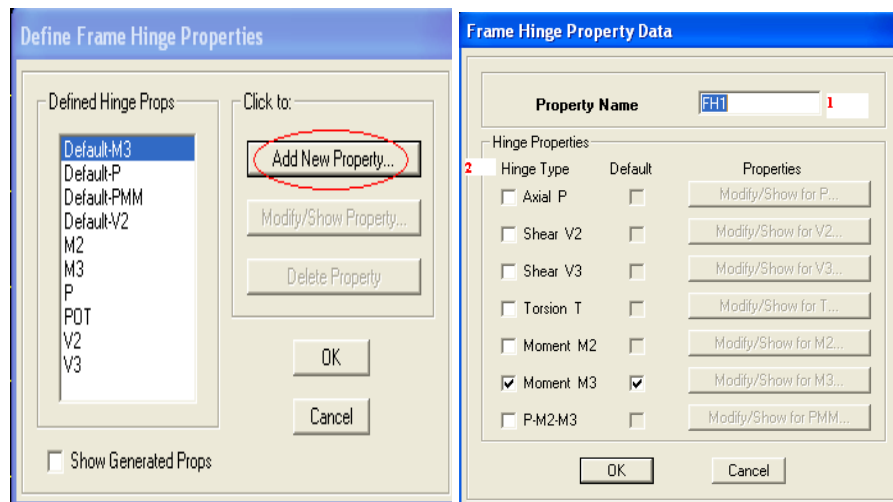


Figure (IV.4) : définition des rotules plastiques

IV.4.3 Emplacement des rotules plastiques

Les rotules de flexion « defaultM3 » et de cisaillement « default V2 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

Sélection des poutres → **assign** → **frame/line** → **frame non linear Hinges.**

Dans la fenêtre qui apparaît, pour chaque type de rotule choisie « **hinge property** », on introduit dans la case « **relative distance** » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (nœud).

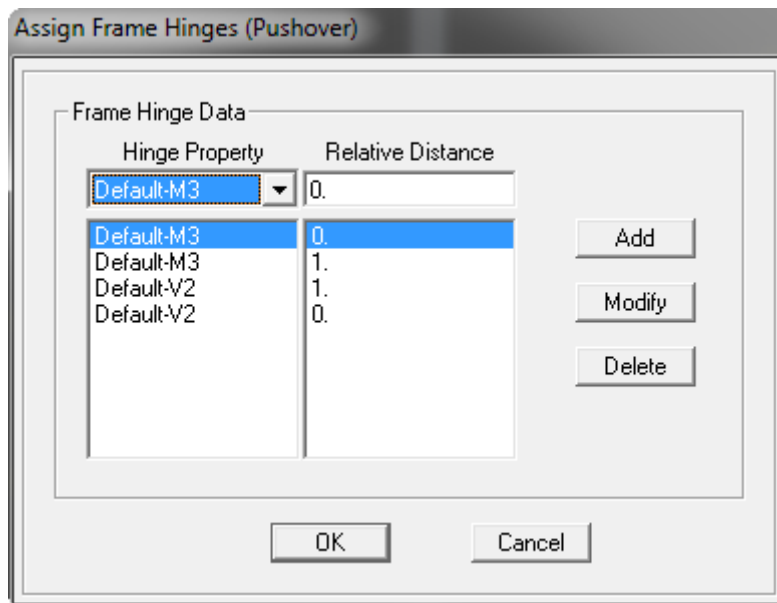


Figure (IV.5) : Introduction des rotules plastiques des poutres

Pour ce qui est des poteaux, on introduit de la même manière les rotules de type effort normal « default p » et celles de cisaillement « default V2 ».

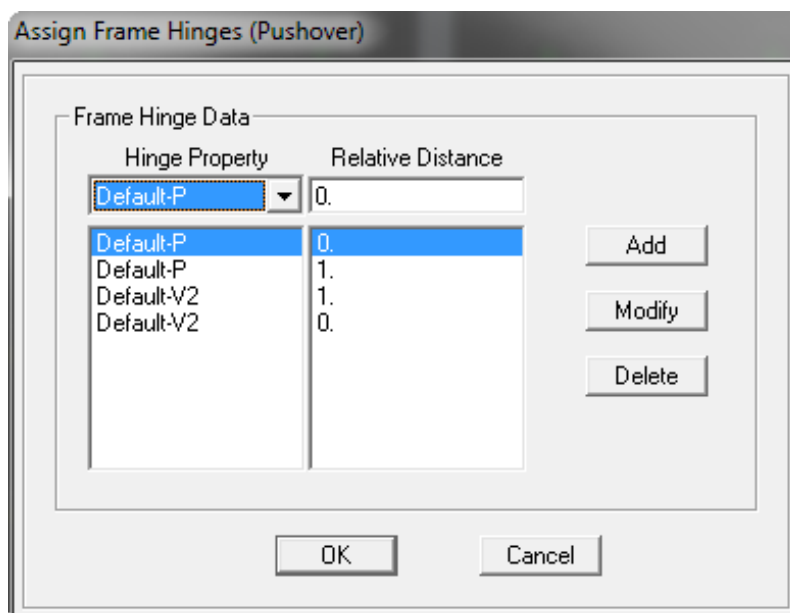


Figure (IV.6) : Introduction des rotules plastiques des poteaux

IV.5. définition du chargement « push over »

Après avoir défini les propriétés et l'emplacement des rotules, on passe à la définition du chargement de l'analyse « push ver ».

L'analyse push over consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « analyse en mode « déplacement contrôlé ».

VI.5.1 définition de l'analyse sous charges gravitaires

Pour ce faire, on clique sur :

Define → **static non linear/push over cases**

The screenshot shows the 'Static Nonlinear Case Data' dialog box. The 'Static Nonlinear Case Name' is 'GRAVITAIRES'. Under 'Options', 'Load to Level Defined by Pattern' is selected. The 'Load Pattern' table is as follows:

Load	Scale Factor
DEAD	1.
DEAD	1.
LIVE	0.2

The 'Active Structure' table is as follows:

Stage	Active Group
1	ALL

Figure (IV.7) : Définition du chargement push over sous charge gravitaire

Dans la fenêtre qui apparaît 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 push over 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**).

VI.5.2 définition de l'analyse « push over » sous charges horizontales

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode « **push over** », car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique [5].

Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts [5].

Toute fois cette hypothèse peut conduire à de bonnes prédictions de la réponse sismique globales d'un système à plusieurs degrés de liberté si ce dernier oscille dans son premier mode de vibration [18].

Il est recommandé (Fajfar 2000, Chopra 2002 et al, Kunnath 2004) d'effectuer les analyses en appliquant en moins deux distributions de charges latérales [6].

Une distribution uniforme avec des forces latérales proportionnelles à la masse sismique de chaque niveau ($S_j = m_j$).

Une distribution modale avec des forces proportionnelles aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique, elle doit être une des distributions suivantes :

- Distribution triangulaire : $S_j = m_j h_j$; ou h_j est la hauteur du niveau j par rapport à la base.
- Distribution mode fondamental : $S_j = m_j \phi_{j1}$; ou ϕ_{j1} est la valeur du mode propre au niveau j .
- Distribution proportionnelles aux forces d'inertie des étages et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages, elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale (SRSS) (racine carré des réponses de chaque mode) avec un nombre suffisant de mode considéré pour atteindre 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples avec des dispositions de voiles symétriques, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul **mode de vibration**.

Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du **mode fondamental**.

Pour définir l'analyse sous charges horizontales, on clique sur :

Define → static Non Linear/push over cases

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name PUSHX

Options

Load to Level Defined by Pattern

Push to Disp. Magnitude 0.612

Use Conjugate Displ. for Control

Monitor UX 1 STORY2

Start from Previous Case

Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps 10

Maximum Null Steps 50

Maximum Total Steps 200

Maximum Iterations/Step 10

Iteration Tolerance 1.000E-04

Event Tolerance 0.01

Member Unloading Method Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects P-Delta

Load Pattern

Load	Scale Factor
MODE	1.
MODE 1	1.

Add

Modify

Delete

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

Add

Modify

Insert

Delete

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Figure (IV.8): définition du chargement de l'analyse push over sens (xx)

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

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

Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :

Analyse → Run Static Non Linear Analysis.

Pour visualiser la courbe de capacité ; **Display → Show Static Pushover curve.**

Dans la fenêtre qui apparaît (figure III.17), on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case « **static nonlinear Case** ».

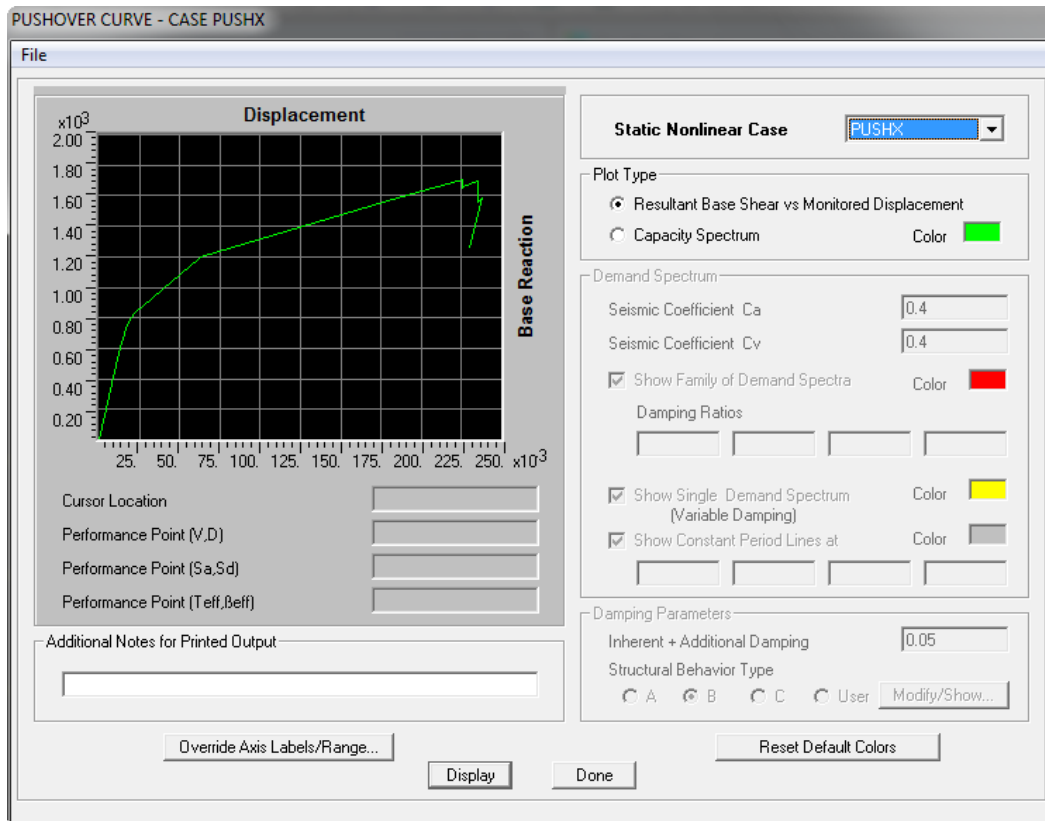


Figure (IV.9) : extraction de la courbe de capacité

En cliquant sur « capacity Spectrum », la courbe de capacité est donnée dans le format (Sa/g ;Sd), les résultats peuvent être exploités sous forme de tableau comme suit :

File → Display tables.

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	0.0000	0.0000	1578	2	0	0	0	0	0	0 1580
1	0.0124	569.4070	1502	78	0	0	0	0	0	0 1580
2	0.0172	751.2659	1430	150	0	0	0	0	0	0 1580
3	0.0214	829.7441	1344	222	14	0	0	0	0	0 1580
4	0.0624	1189.6298	1330	230	20	0	0	0	0	0 1580
5	0.0633	1194.0436	1330	0	230	20	0	0	0	0 1580
6	0.1245	1387.4445	1330	0	50	200	0	0	0	0 1580
7	0.1857	1580.8452	1330	0	0	242	0	8	0	0 1580
8	0.2253	1706.2767	1330	0	0	240	0	0	10	0 1580
9	0.2253	1651.2914	1330	0	0	240	0	0	10	0 1580
10	0.2264	1661.4408	1330	0	0	240	0	0	10	0 1580
11	0.2286	1671.7731	1330	0	0	220	0	20	10	0 1580
12	0.2349	1691.7443	1330	0	0	218	0	0	32	0 1580
13	0.2349	1553.0684	1330	0	0	206	0	12	32	0 1580
14	0.2376	1583.3629	1330	0	0	206	0	12	32	0 1580
15	0.2302	1250.7416	1580	0	0	0	0	0	0	0 1580

Figure (IV.10) : courbe de capacité dans le format (Sa-Sd)

En utilisant **la procédure B**, définie dans le règlement ATC40, on obtient le point de performance de chaque structure.

V.1.Introduction

Dans ce chapitre, on présente et on discute les résultats de l'analyse push over effectuées sur les quatre structures dont les caractéristiques géométriques sont présentées au chapitre 4.

Les analyses **push over** sont effectuées en considérant d'abord les structures non renforcées, puis renforcées (par ajout de voiles).

Pour les deux cas étudiés (avant renforcement et après renforcement), on présente les courbes de capacité des structures (obtenues par l'analyse push over) donnant pour chacune l'effort tranchant à la base de la structure en fonction de son déplacement latéral en tête. En suite on étudie leurs mécanismes de ruine, leurs demandes en ductilité au point de performance et leur rigidité initiale et au point de performance qui vont nous servir comme paramètres de comparaison de la performance sismique des quatre structures.

V.2. Présentation et interprétation des résultats

Avant de présenter les résultats de l'analyse non linéaire de toutes les structures étudiées, on doit vérifier les critères du RPA présentés au chapitre précédent.

V.2.1. Vérification du comportement dynamique

- Structure en (R+1)

Tableau V.1 : modes propres de la structure (R+1).

mode	Période (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0.330814	86.1037	0.0000	86.1037	0.0000	0.0000
2	0.279289	0.0000	88.7342	86.1037	88.7342	99.9694
3	0.262705	0.1804	0.0000	86.2846	88.7342	0.0000
4	0.090800	13.6224	0.0000	99.9064	88.7342	0.0000
5	0.085675	0.0000	11.2658	99.9064	100.0000	0.0306
6	0.079307	0.0936	0.0000	<u>100.0000</u>	<u>100.0000</u>	0.0000

- Structure en (R+2)

Tableau V.2 : modes propres de la structure (R+2)

mode	Période (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0.512417	82.6966	0.0000	82.6966	0.0000	0.0000
2	0.421089	0.0000	85.2495	82.6966	85.2495	99.7737
3	0.397976	0.1331	0.0000	82.8297	85.2495	0.0000
4	0.145927	13.1755	0.0000	96.0052	85.2495	0.0000
5	0.129072	0.0000	11.5853	<u>96.0052</u>	<u>96.8348</u>	0.0226

- Structure en (R+3)

Tableau V.3 : modes propres de la structure (R+3).

mode	Période (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0.699549	81.4013	0.0000	81.4013	0.0000	0.0000
2	0.565588	0.0000	83.6643	81.4013	83.6643	99.6058
3	0.535929	0.1121	0.0000	81.5134	83.6643	0.0000
4	0.206730	11.9922	0.0000	93.5056	83.6643	0.0000
5	0.176289	0.0000	10.9759	<u>93.5056</u>	<u>94.6402</u>	0.1233

- Structure en (R+4)

Tableau V.4 : modes propres de la structure (R+4).

mode	Période (sec)	UX(%)	UY(%)	SumUX(%)	SumUY(%)	RZ(%)
1	0.889486	80.7820	0.0000	80.7820	0.0000	0.0000
2	0.711475	0.0000	82.7803	80.7820	82.7803	99.4832
3	0.675024	0.1002	0.0000	80.8822	82.7803	0.0000
4	0.269752	11.2206	0.0000	92.1028	82.7803	0.0000
5	0.224872	0.0000	10.5465	<u>92.1028</u>	<u>93.3268</u>	0.2254

Pour chaque structure, Le mode I et II sont des translations pure suivant les deux directions, ce qui ne nous donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

V.2.2. Vérification de l'Art 4.3.4 RPA 2003

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masse modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure.

- **Structure en (R+1)**

Direction xx : 6 modes (100.00% de la masse sismique de la structure).

Direction yy : 6 modes (100.00% de la masse sismique de la structure).

- **Structure en (R+2)**

Direction xx : 5 modes (96.0052% de la masse sismique de la structure).

Direction yy : 5 modes (96.8348% de la masse sismique de la structure).

- **Structure en (R+3)**

Direction xx : 5 modes (93.50% de la masse sismique de la structure).

Direction yy : 5 modes (94.64% de la masse sismique de la structure).

- **Structure en (R+4)**

Direction xx : 5 modes (92.10% de la masse sismique de la structure).

Direction yy : 5 modes (93.32% de la masse sismique de la structure).

V.2.3. Vérification de l'Art 4.3.6 RPA 2003

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentales donnée par la formule empirique appropriée :

- **Structure en (R+1)**

- Effort tranchant (la méthode dynamique): $V_{\text{dyn}}(\text{xx})=1251.13\text{kN} \geq 0.8 V_{\text{mse}} (746.12\text{kN})$

$$V_{dyn}(yy)=1281.08kN \geq 0.8V_{mse}(746.12kN)$$

• **Structure en (R+2)**

- Effort tranchant (par la méthode dynamique) $V_{dyn}(xx)=1552.19kN \geq 0.8 V_{mse}=1130.95kN$

$$V_{dyn}(yy)=1774.27kN \geq 0.8 V_{mse} =1130.95kN$$

▪ **Structure en (R+3)**

- Effort tranchant (la méthode dynamique) : $V_{dyn}(xx)=1700.54kN \geq 0.8 V_{mse} =1515.78kN$

$$V_{dyn}(yy)=1974.11kN \geq 0.8 V_{mse}=1515.78kN$$

▪ **Structure en (R+4)**

- Effort tranchant (la méthode dynamique) : $V_{dyn}(xx)=1924.13kN \geq 0.8 V_{mse}=1900.6kN$

$$V_{dyn}(yy)=2005.4kN \geq 0.8 V_{mse}=1900.6kN$$

V.2.4. Vérification de l'Art 5.10 RPA 2003

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur d'étage (3.06 cm).

Tableau V.5 : déplacement inter-étage

	R+1		R+2		R+3		R+4	
étage	$\Delta x(cm)$	$\Delta y(cm)$	$\Delta x(cm)$	$\Delta y(cm)$	$\Delta x(cm)$	$\Delta y(cm)$	$\Delta x(cm)$	$\Delta y(cm)$
5-4	/	/	/	/	/	/	0.46	0.28
4-3	/	/	/	/	0.49	0.31	0.72	0.46
3-2	/	/	0.53	0.34	0.77	0.54	0.95	0.64
2-1	0.46	0.3	0.72	0.54	0.88	0.66	1	0.71
1-0	0.29	0.28	0.43	0.41	0.55	0.47	0.6	0.48

V.2.5. Vérification de l'Art 5.9 RPA2003

Les effets de 2^{eme} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

- Structure en (R+1)

Tableau V.6 : vérification de l'effet P-delta.(R+1)

Niveau	P(kN)	Sens xx			Sens yy		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_x	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_y
1	5935	0.29	3828.56	<u>0.0045</u>	0.28	3920.10	<u>0.0042</u>
2	2873.92	0.46	2620.31	<u>0.005</u>	0.30	2614.46	<u>0.01</u>

- Structure en (R+2)

Tableau V.7 : vérification de l'effet P-delta (R+2).

Niveau	P(kN)	Sens xx			Sens yy		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_x	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_y
1	8995.13	0.43	4749.7	<u>0.008</u>	0.41	5429.26	<u>0.006</u>
2	5935.05	0.72	3992.41	<u>0.01</u>	0.54	4514.63	<u>0.007</u>
3	2873.92	0.53	2410.05	<u>0.006</u>	0.34	2645.43	<u>0.003</u>

- Structure en (R+3)

Tableau V.8 : vérification de l'effet P-delta (R+3).

Niveau	P(kN)	Sens xx			Sens yy		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_x	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k \times H_k$	θ_x
1	12057.38	0.55	5203.65	<u>0.013</u>	0.47	6040.77	<u>0.009</u>
2	8996.19	0.88	4671.55	<u>0.017</u>	0.66	5411.09	<u>0.01</u>
3	5935.05	0.77	3630.84	<u>0.012</u>	0.54	4145.66	<u>0.007</u>
4	2873.92	0.49	2126.97	<u>0.0066</u>	0.33	2335.7	<u>0.004</u>

- Structure en (R+4)

Tableau V.9 : vérification de l'effet P-delta (R+4).

Niveau	P(kN)	Sens xx			Sens yy		
		Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	θ_x	Δ_k (cm)	$V_k \times H_k$	θ_x
1	15118.57	0.6	5581.84	<u>0.016</u>	0.48	6136.52	<u>0.011</u>
2	12057.38	1	5170.20	<u>0.02</u>	0.71	5671.74	<u>0.015</u>
3	8996.19	0.95	4349.37	<u>0.019</u>	0.64	4797.55	<u>0.012</u>
4	5935.05	0.72	3339.04	<u>0.013</u>	0.46	3589.38	<u>0.0076</u>
5	2873.92	0.46	1932.08	<u>0.0068</u>	0.28	2016.45	<u>0.004</u>

V.3. présentation des résultats de l'analyse push over

V.3.1 les résultats obtenus pour la structure en (R+1)

- Courbe de capacité de la structure

Sens xx

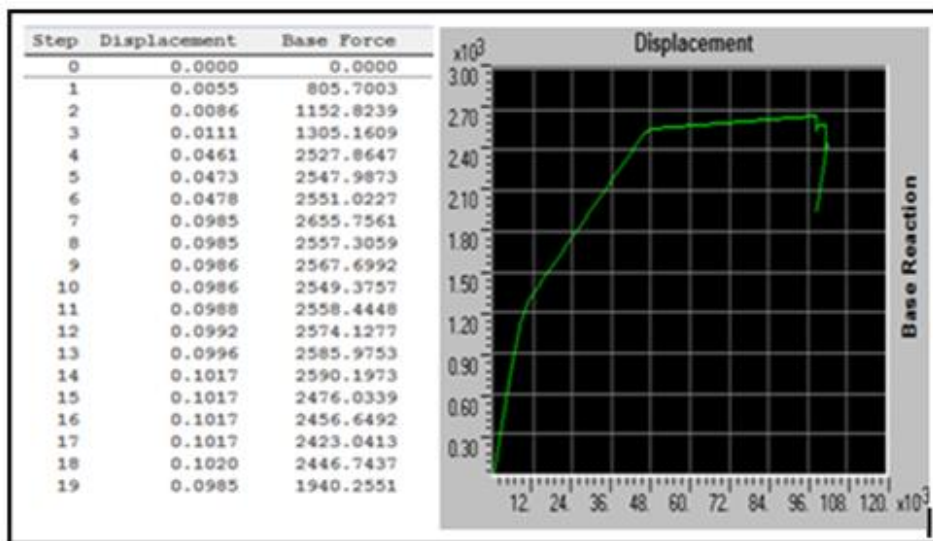


Figure V.1 : courbe de capacité dans le sens (xx).

Sens yy :

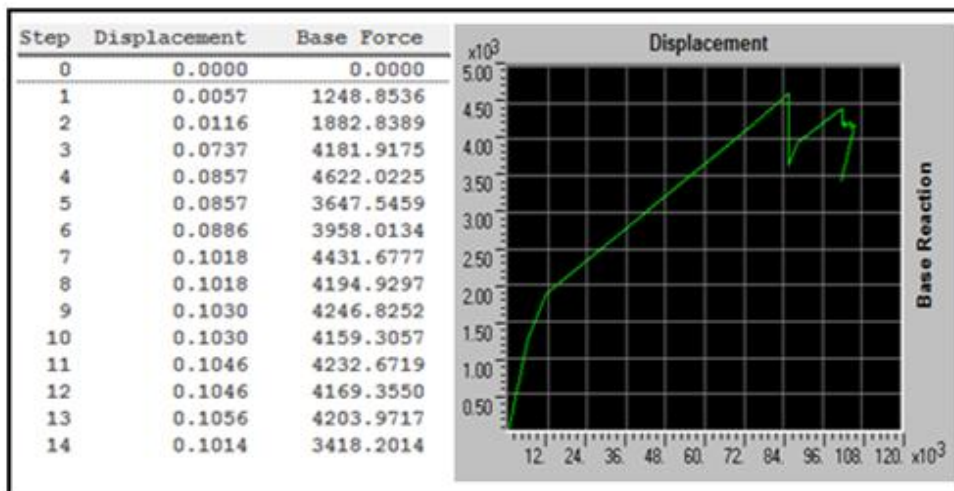


Figure V.2 : courbe de capacité dans le sens (yy).

▪ Courbe de capacité en format ADRS

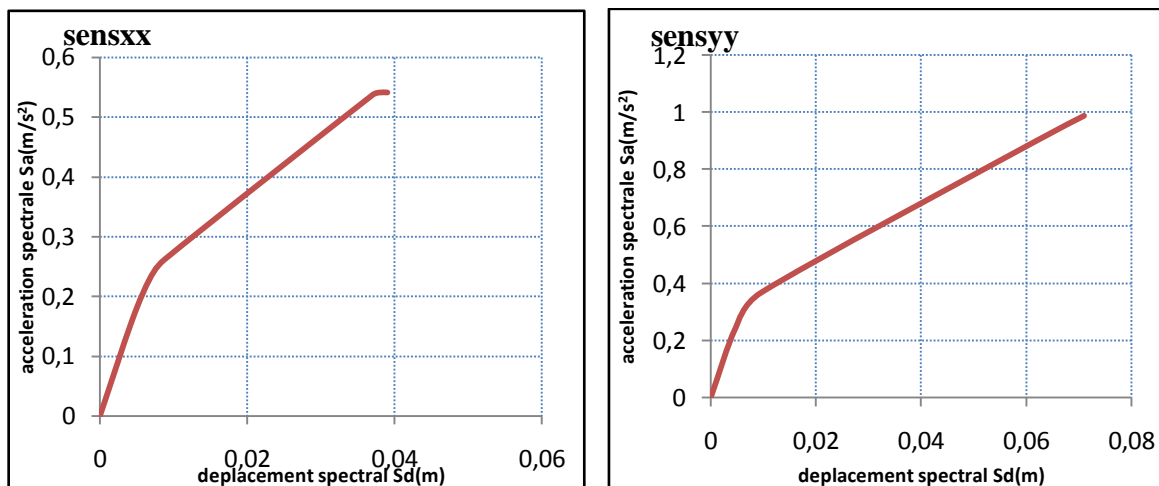


Figure V.3 : courbe de la capacité spectrale (Sa-Sd).

▪ Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

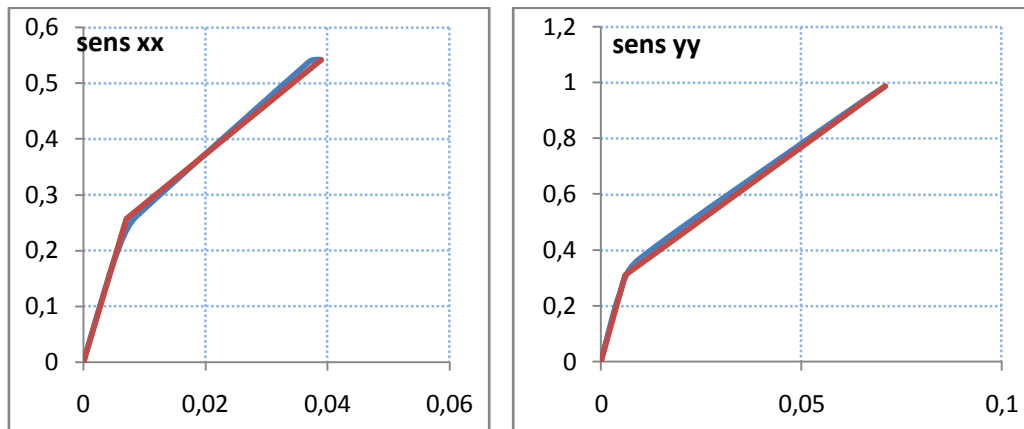


Figure (V.4): représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+1).

Tableau V.10 : Limites élastiques et ultimes.

direction	$S_{ay}(m/s^2)$	$S_{dy}(m)$	$S_{au}(m/s^2)$	$S_{du}(m)$
(xx)	0.26	0.007	0.542	0.039
(yy)	0.31	0.006	0.987	0.071

V.3.1.1. Evaluation du Point de performance

Afin de déterminer le point de performance, nous avons utilisé la procédure B, donnée par le code ATC 40 [référence], qui est une procédure non itérative dans laquelle nous avons superposé les deux courbes de la demande et de la capacité en format $(\zeta_{effec}-S_d)$.

V.3.1.2. Application de la procédure non itérative

Les courbes de la demande et de la capacité sismique en format $(\zeta_{effec}-S_d)$ suivant les deux directions sont données par les courbes suivantes :

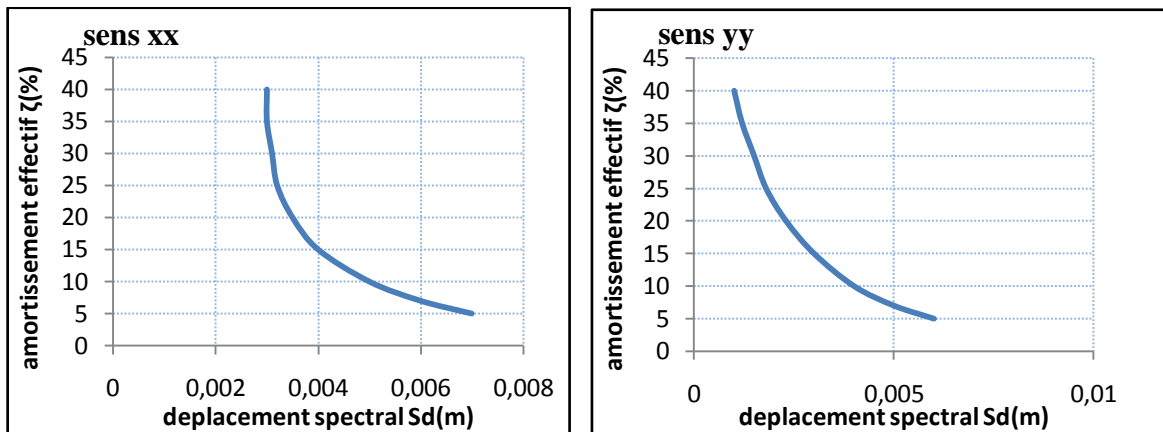


Figure (V.5) : représentation de la demande sismique en format $(\zeta_{\text{effec}} - S_d)$.

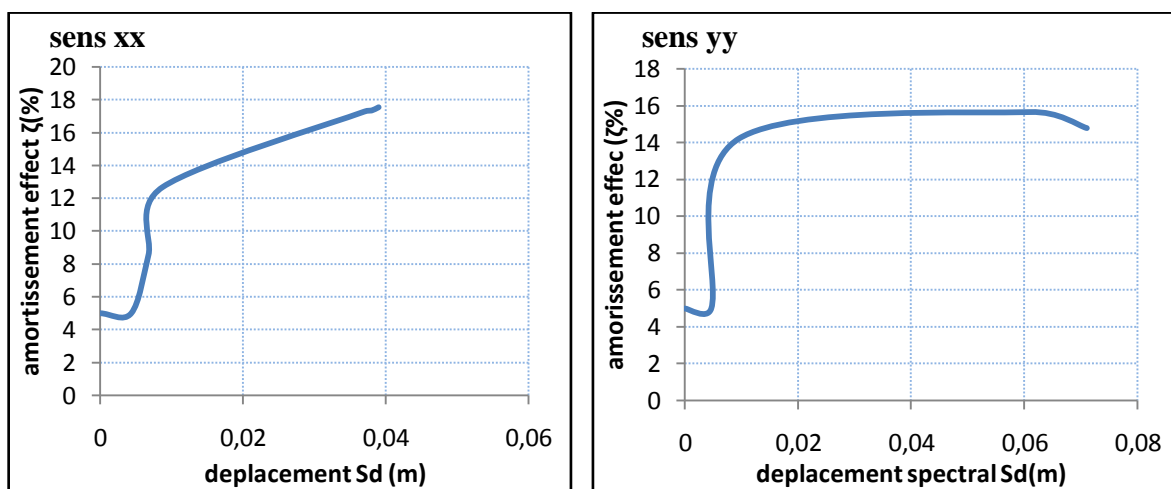


Figure (V.6) : Représentation de la capacité en format $(\zeta_{\text{ef}} - S_d)$.

V.3.1.2.1 La superposition des graphes $(\zeta_{\text{ef}} - S_d)D$ et $(\zeta_{\text{ef}} - S_d)C$

Les courbes de la demande et de la capacité en format $(\zeta_{\text{eff}} - S_d)$ sont superposées et leur intersection donne directement le point de performance sans itérations.

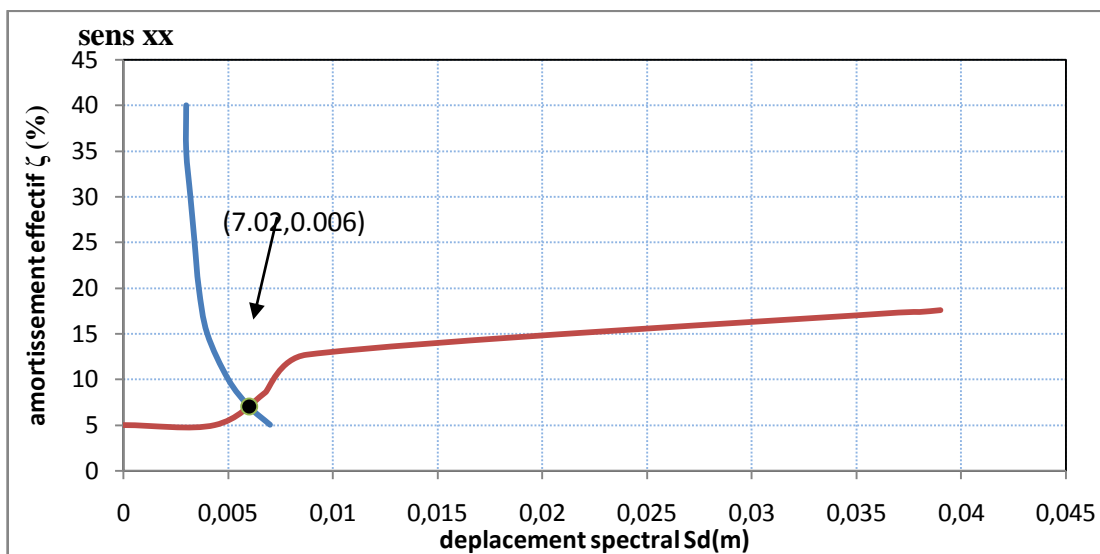


Figure (V.7) : point de performance (xx).

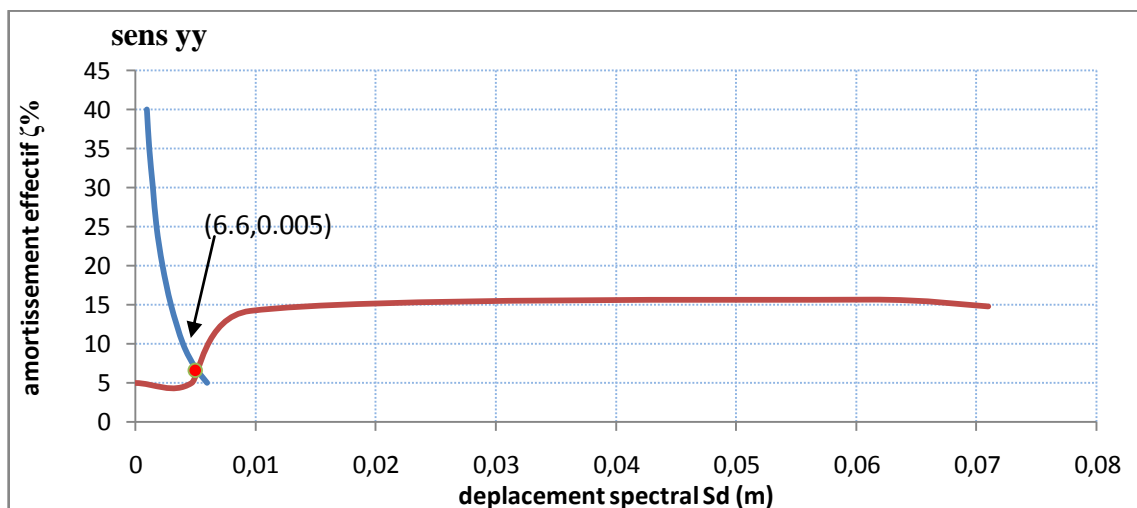


Figure (V.8) : point de performance (yy).

V.3.1.3. Visualisation des mécanismes de ruines

Le logiciel ETABS nous permet de visualiser les mécanismes de ruines de nos structures, ce qui nous permet de positionner et de localiser les rotules plastiques à chaque étape de chargement. La figure (V.9) montre les mécanismes de ruine qui correspond à notre structure (dans notre cas du (R+1))

sens xx

sens yy

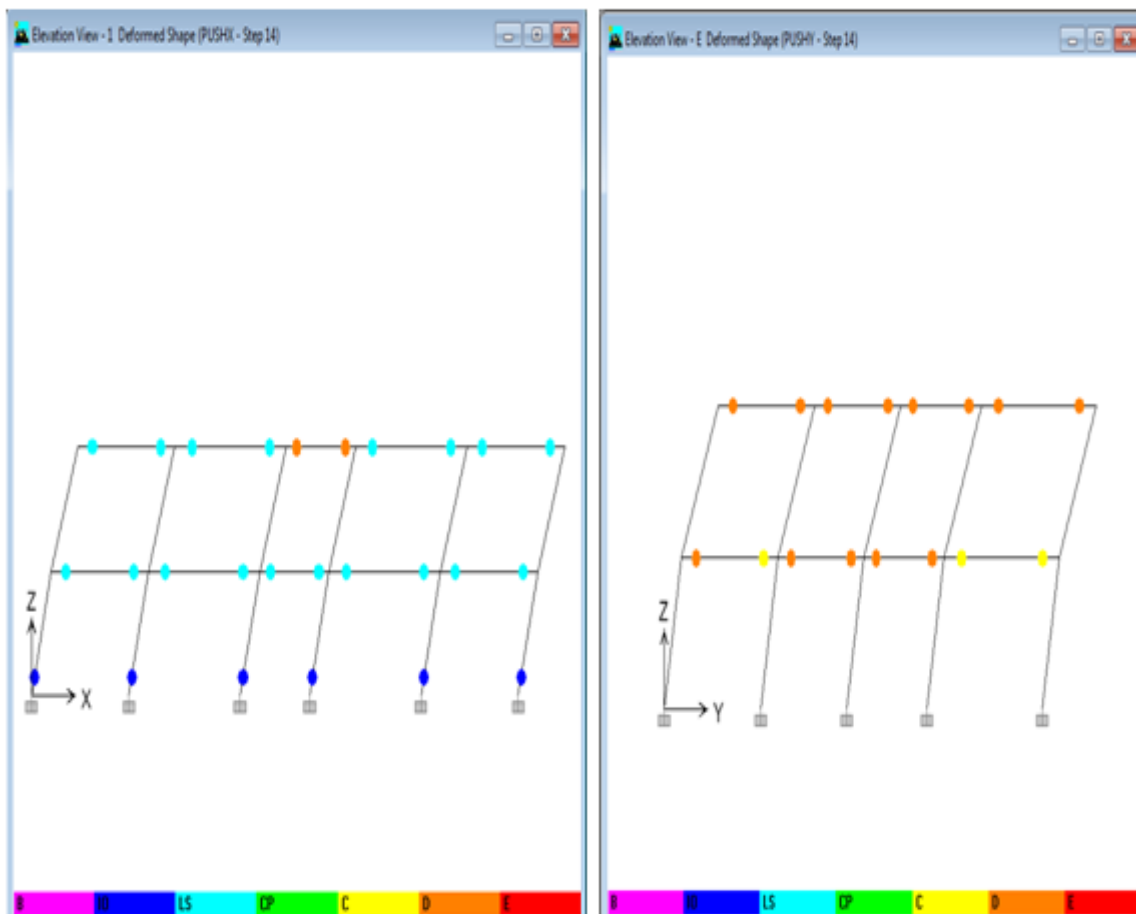


Figure (V.9) : mécanisme de ruine de la structure dans les deux sens.

▪ **Analyse des résultats**

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour chaque étape de chargement, on a constaté que les premières rotules se forment au niveau des poutres et des pieds de poteaux de rez-de-chaussée et elles sont de type (B, IQ et LS) dans le sens xx et de type (C et E) dans le sens yy.

Le mécanisme de ruine correspond à un mécanisme de ruine globale

V.3.1.4. Domaine des dommages

On devise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines des dommages (tableau) qui correspond à l'échelle de l'EMS 98.

Tableau V.11. : Domaine des dommages.

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de Sd(m)	
		(xx)	(yy)
DG1	$Sd=0.4Sdy$	0.0028	0.0024
DG2	$Sd=0.8Sdy$	0.0058	0.0048
DG3	$Sd=Sdy+0.25(Sdu-Sdy)$	0.015	0.022
DG4	$Sd=0.75Sdu$	0.029	0.053
DG5	$Sd=Sdu$	0.039	0.071

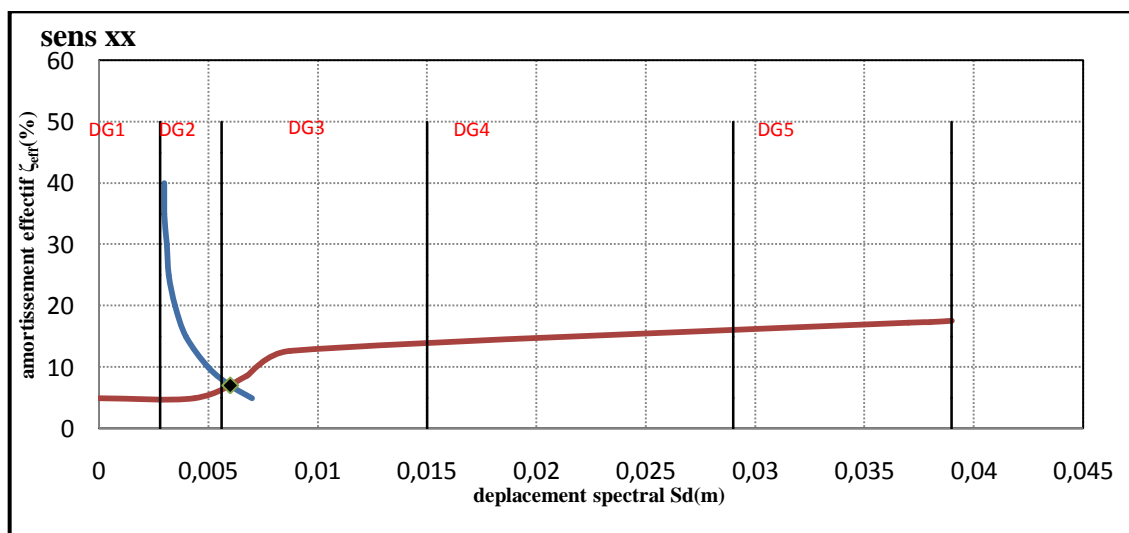


Figure (V.10) : domaine des dommages de la structure dans le sens (xx).

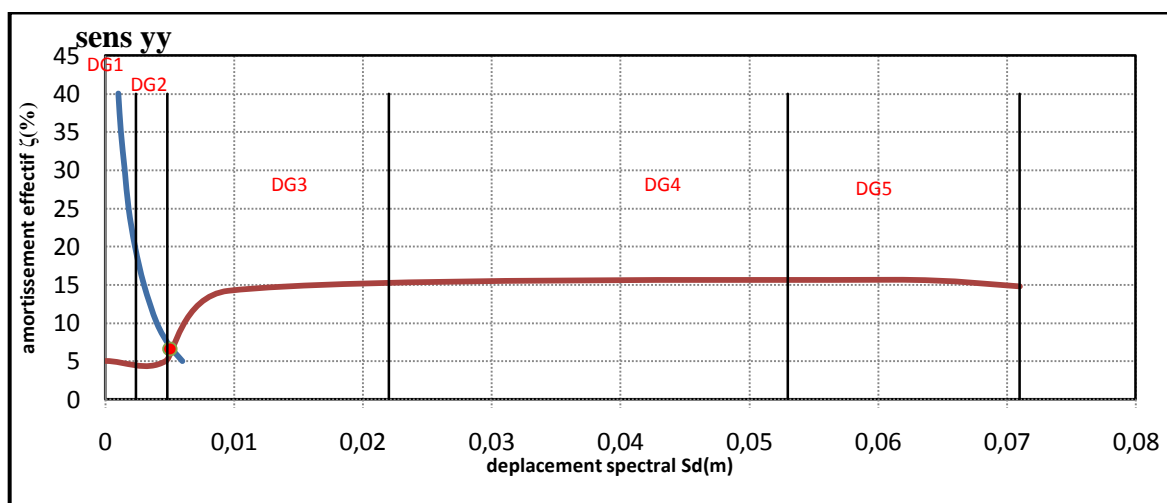


Figure (V.11) : domaine des dommages de la structure dans le sens (yy).

V.3.1.4.1. description et attribution des dommages probables

Tableau V.12 : description et attribution des dommages probables.

direction	Attribution de degré de dommages	Description des dommages attendus
xx	2 à 3	Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) <ul style="list-style-type: none"> ▪ Fissure dans les structures de type portique ▪ Fissures dans les cloisons et les murs de remplissages : chute de revêtement friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs
yy		

V.3.2. les résultats de la structure en R+2.

- Courbe de capacité de la structure

Sens xx

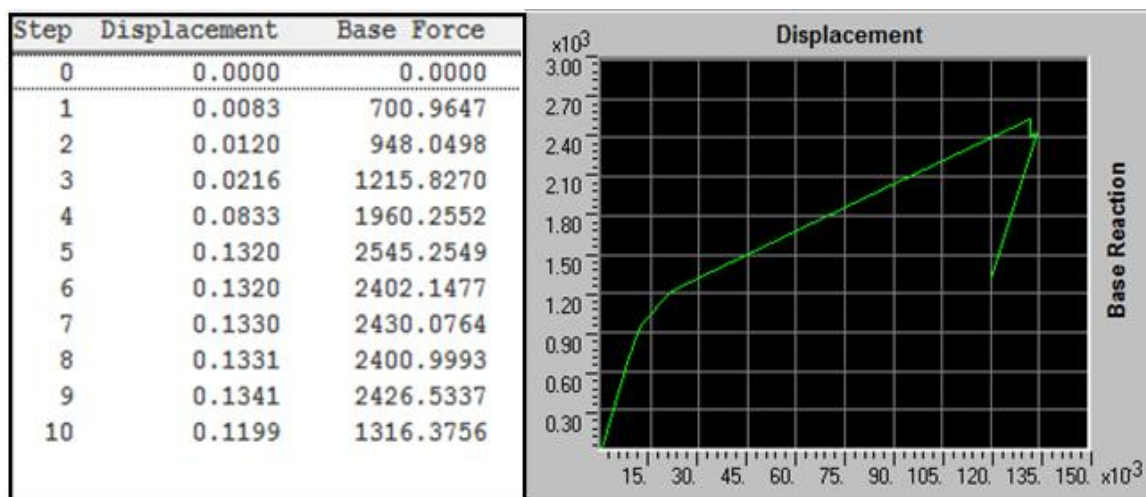


Figure (V.12) : courbe de capacité de la structure (R+2) dans le sens xx.

Sens yy

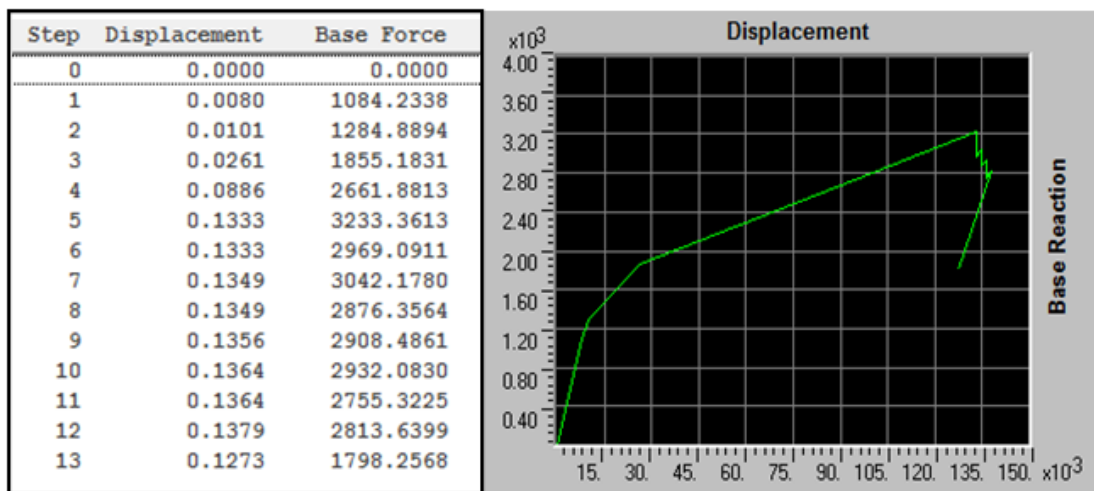


Figure (V.13) : courbe de capacité de la structure (R+2) dans le sens yy

- Courbe de la capacité en format ADRS

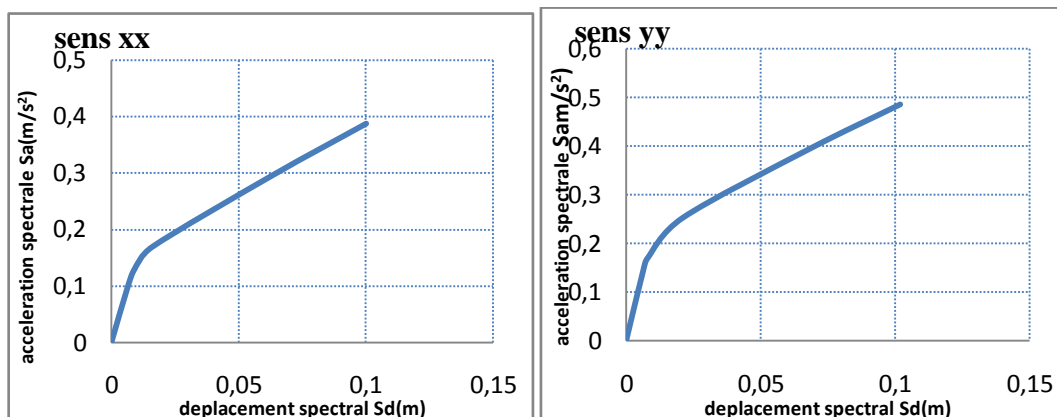


Figure (V.14) : courbe de la capacité spectrale de la structure (R+2).

- Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

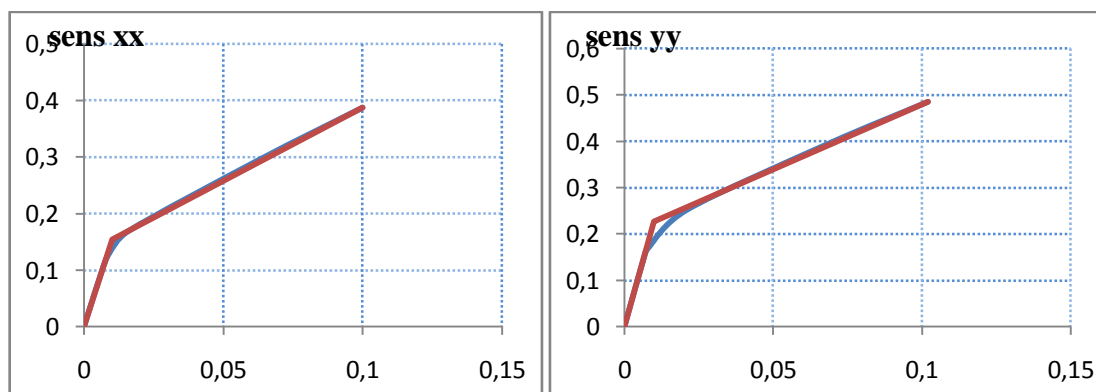


Figure (V.15): représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+2).

Tableau V.13 : limites élastiques et ultimes

direction	$S_{ay}(m/s^2)$	$S_{dy}(m)$	$S_{au}(m/s^2)$	$S_{du}(m)$
(xx)	0.15	0.01	0.387	0.1
(yy)	0.23	0.01	0.485	0.102

V.3.2.1.Evaluation de Point de performance

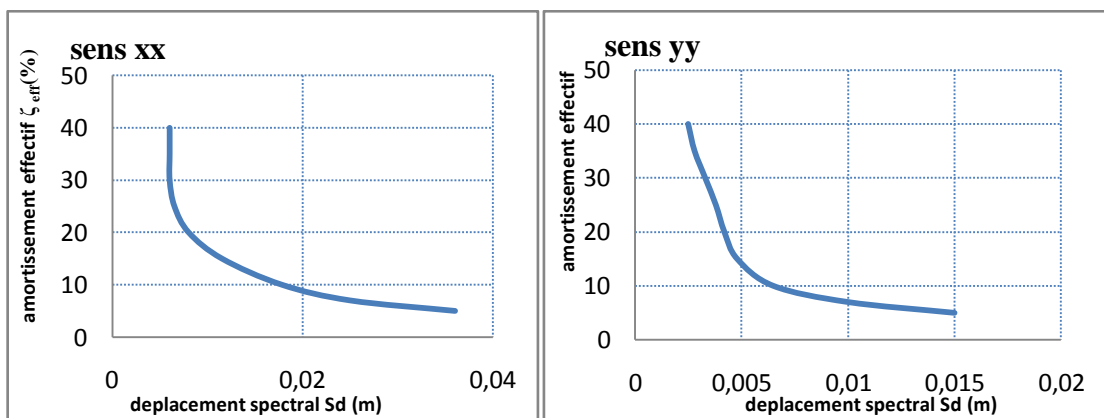


Figure (V.16) : Représentation de la demande sismique en format (ζ_{eff} -Sd).

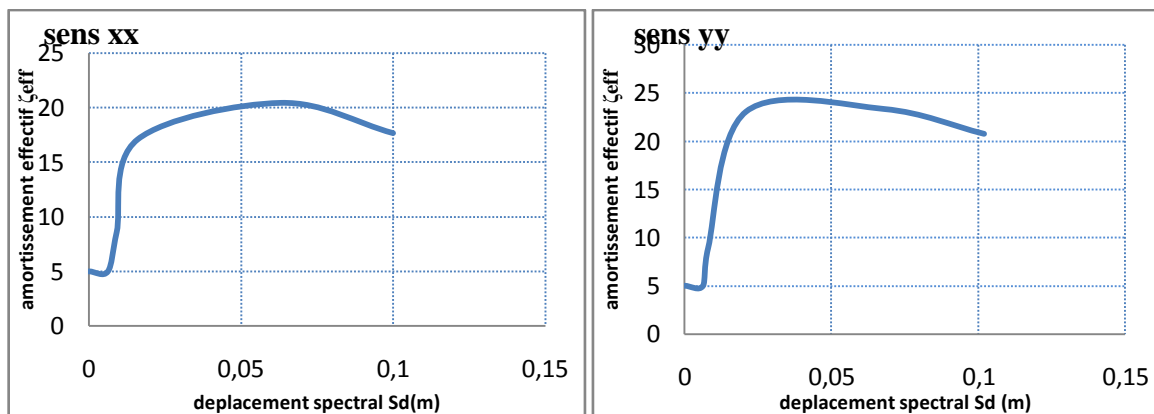


Figure (V.17) : Représentation de la capacité sismique en format (ζ_{eff} -Sd).

V.3.2.1.1. Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité sismique

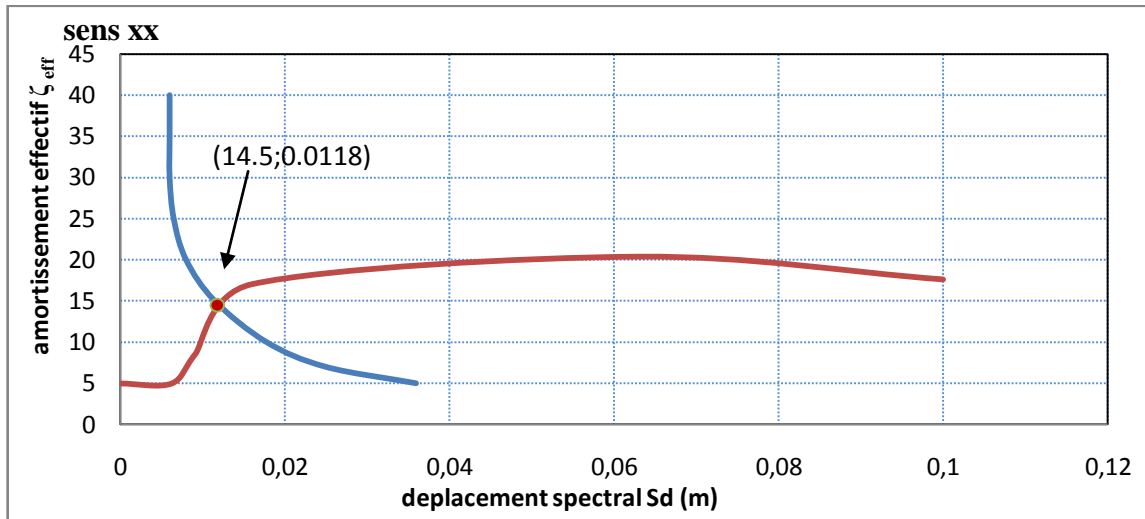


Figure (V.18) : point de performance dans le sens xx.

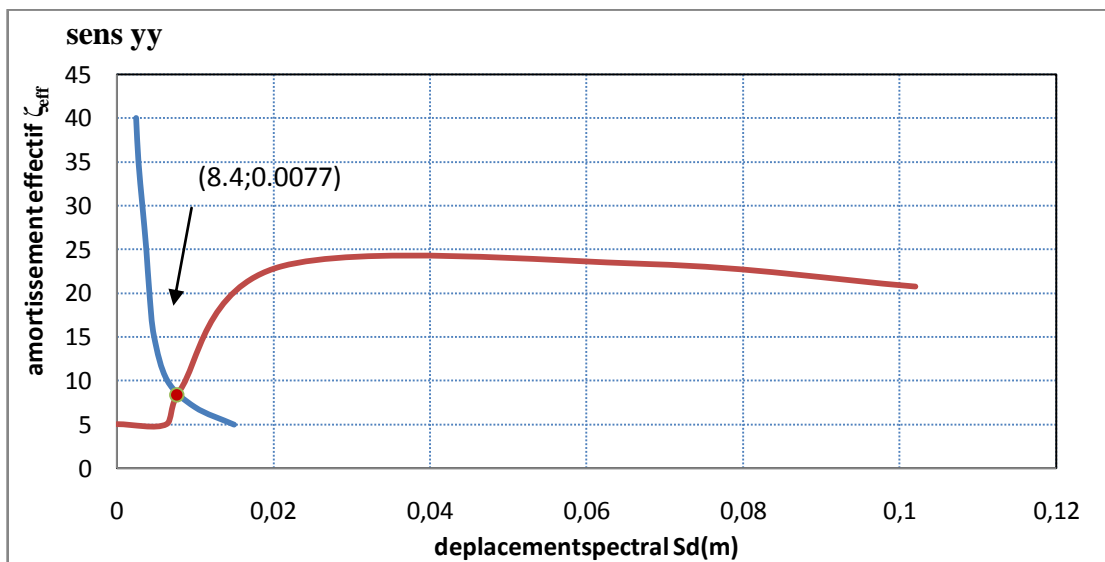


Figure (V.19) : point de performance dans le sens yy.

V.3.2.2. Visualisation des mécanismes de ruine

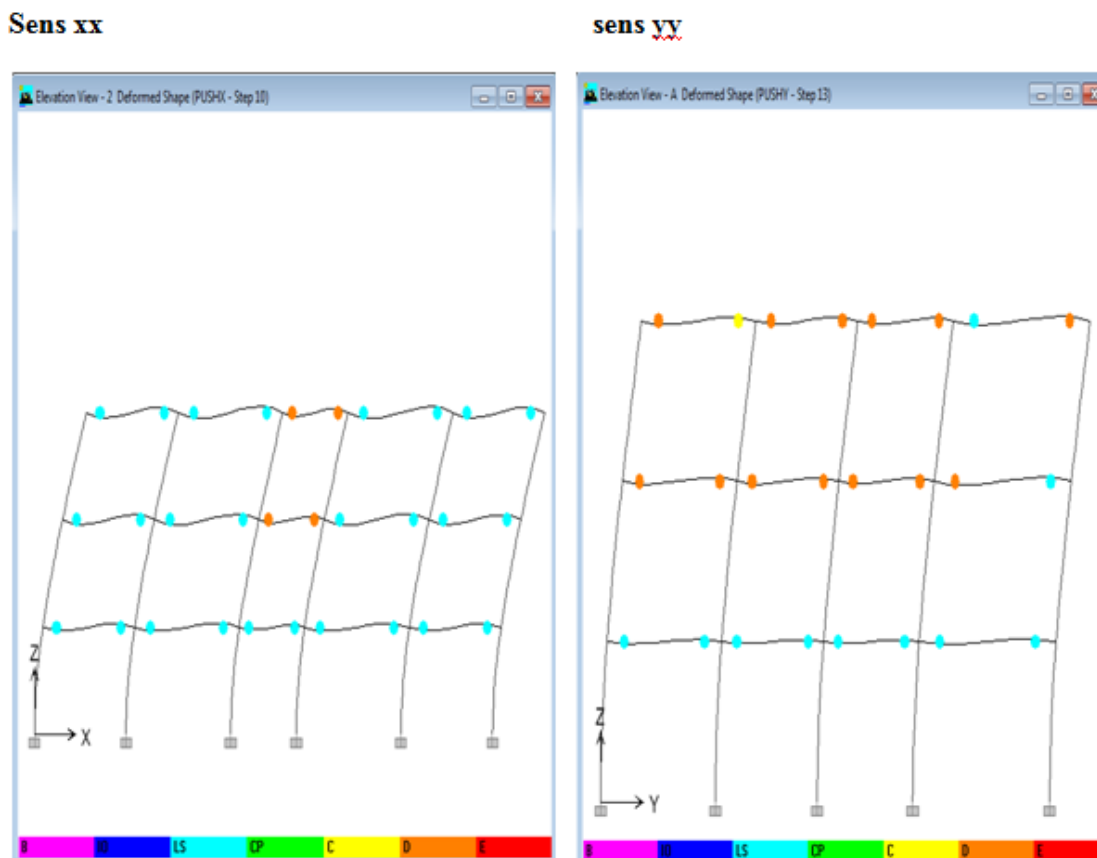


Figure (V.20) : visualisation des mécanismes de ruines de la structure dans les deux sens.

- **Analyse des résultats**

Après la visualisation de la distribution des rotules plastiques, on a constaté que les rotules se forment au niveau des extrémités des poutres et elles sont de type (LS et D) ce qui correspond à un mécanisme de ruine globale.

V.3.2.3. Domaine des dommages

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de Sd(m)	
		(xx)	(yy)
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0.004	0.004
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0.008	0.008
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25 (S_{du}-S_{dy})$	0.032	0.033
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0.075	0.076
DG5	$S_d=S_{du}$	0.1	0.102

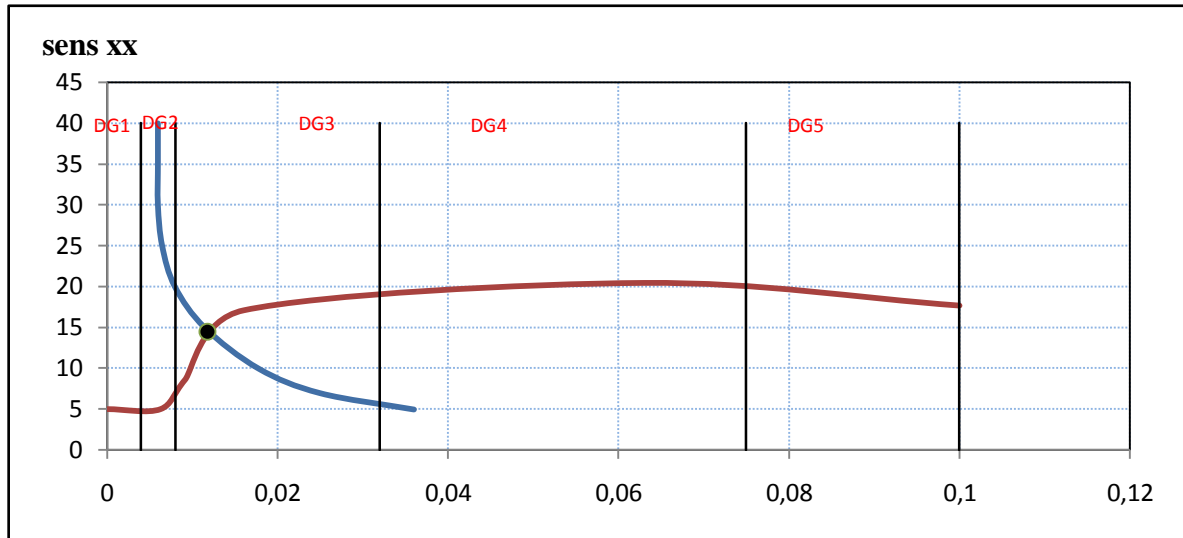


Figure (V.21) : domaine des dommages de la structure (R+2) dans le sens xx.

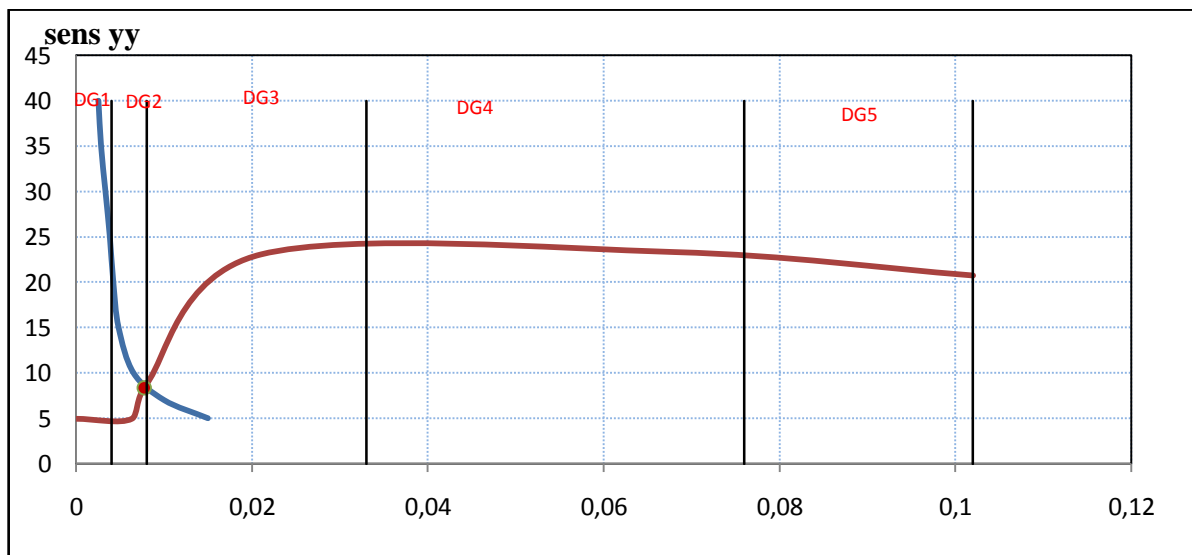


Figure (V.22) : Domaine des dommages de la structure (R+2) dans le sens yy

V.3.2.3.1. Attribution et description des dommages probables

direction	Attribution de degré de dommages	Description des dommages attendus
xx	3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux important) ▪ Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature ▪ Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales ▪ Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissages, défaillance de certains panneaux de remplissages
yy	2	<p>Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Fissure dans les structures de type portique <p>Fissures dans les cloisons et les murs de remplissages : chute de revêtement friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des mures</p>

V.3.3. Présentation et interprétation des résultats de la structure en R+3

- Courbe de capacité de la structure

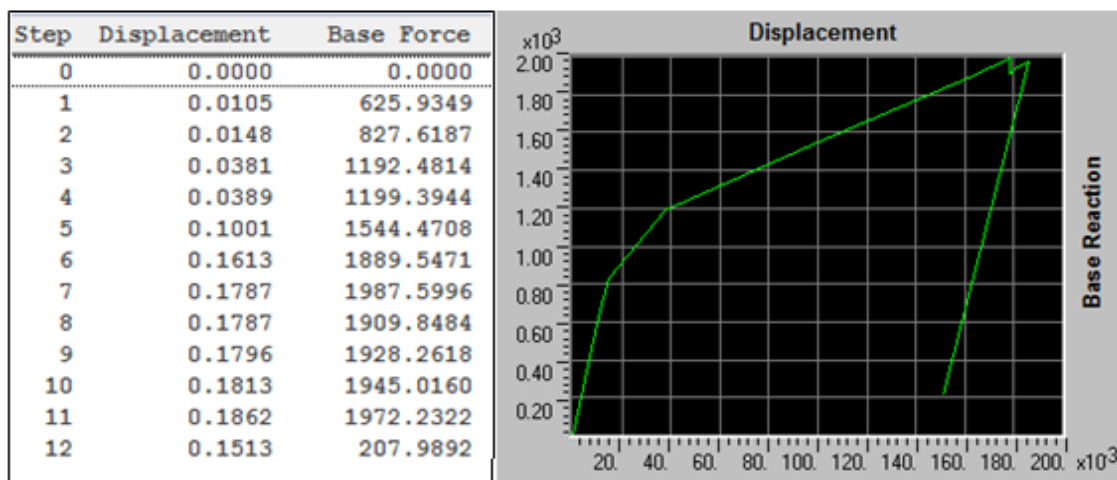


Figure (V.23) : courbe de capacité sismique dans le sens xx

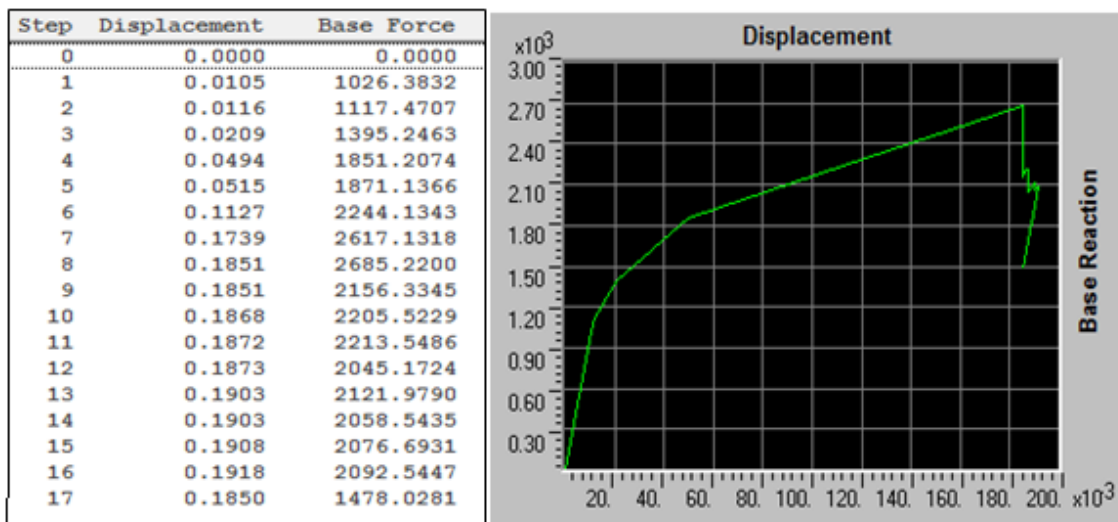


Figure (V.24) : courbe de capacité sismique dans le sens yy.

▪ Courbe de capacité en format ADRS

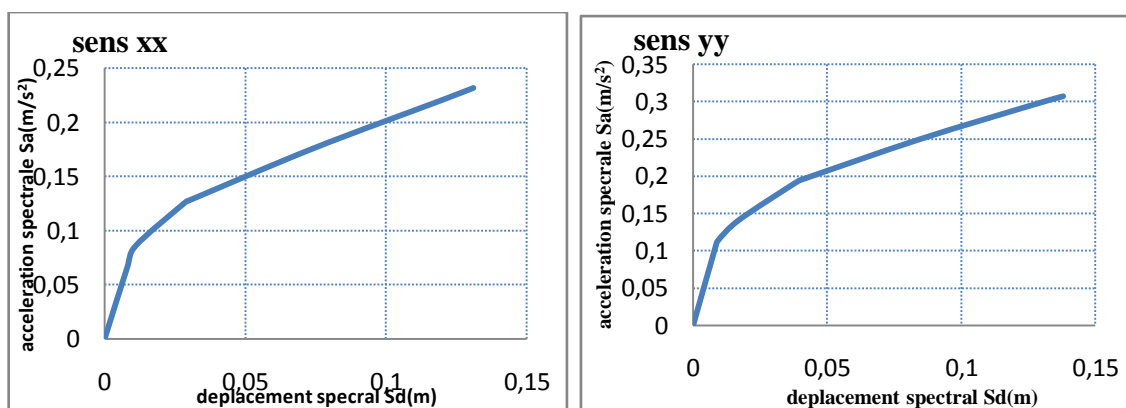


Figure (V.25) : courbe de capacité spectrale dans les deux sens

▪ Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

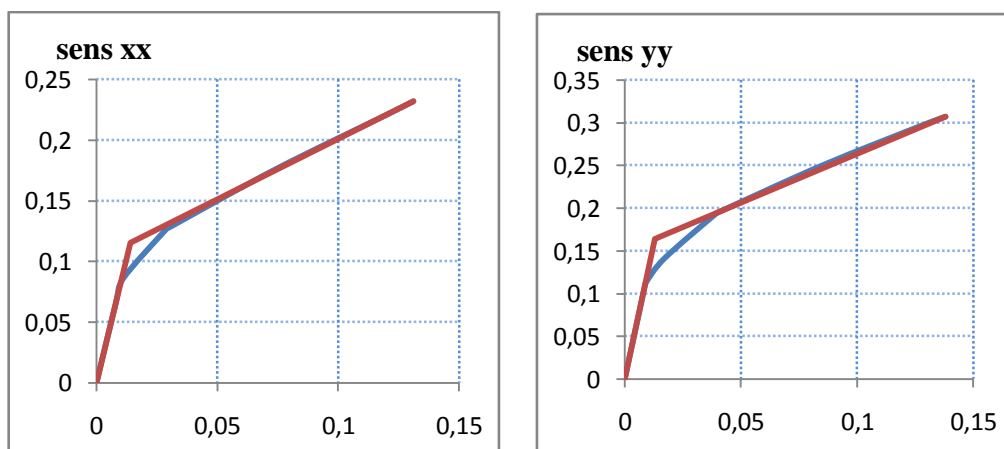


Figure (V.26) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+3).

Tableau V.14 : limites élastiques et ultimes

direction	$S_{ay}(m/s^2)$	$S_{dy}(m)$	$S_{au}(m/s^2)$	$S_{du}(m)$
(xx)	0.115	0.014	0.232	0.131
(yy)	0.163	0.013	0.307	0.13

V.3.3.1.Evaluation du point de performance

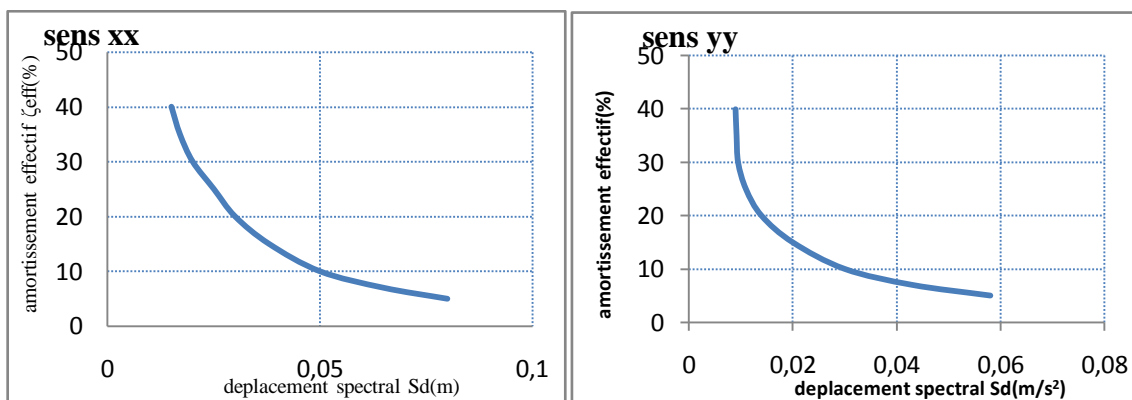


Figure (V.27) : Représentation de la demande sismique en format $(\zeta_{eff}-S_d)d$

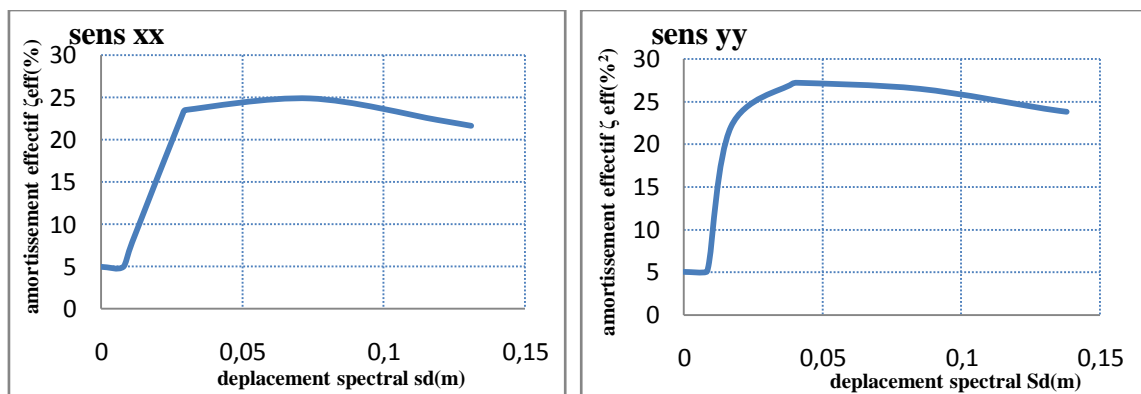


Figure (V.28) : courbe de la demande sismique en format $(\zeta_{eff}-S_d)$

V.3.3.1.1.Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité

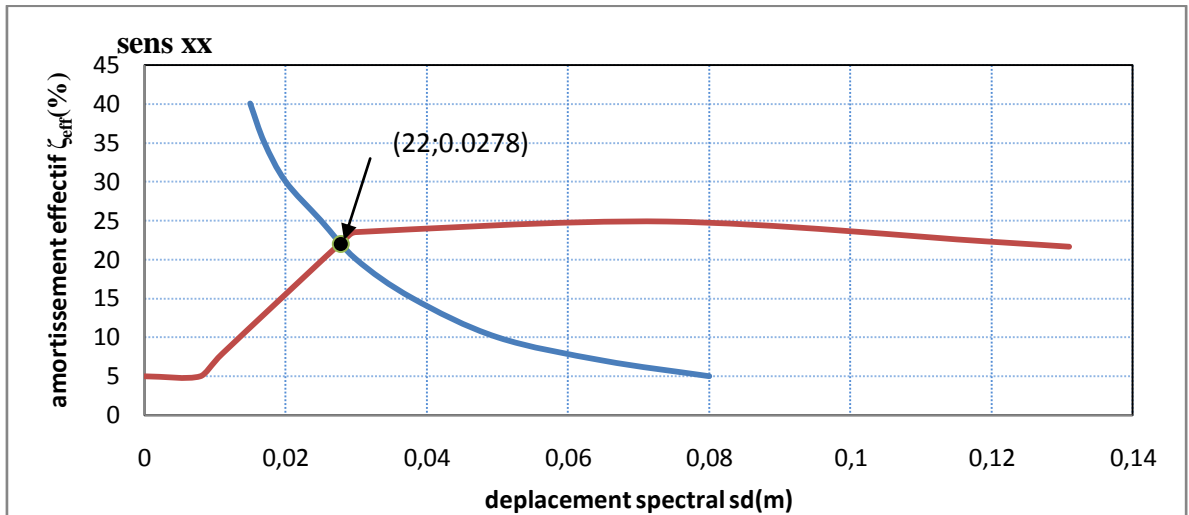


Figure (V.29): point de performance dans le sens xx

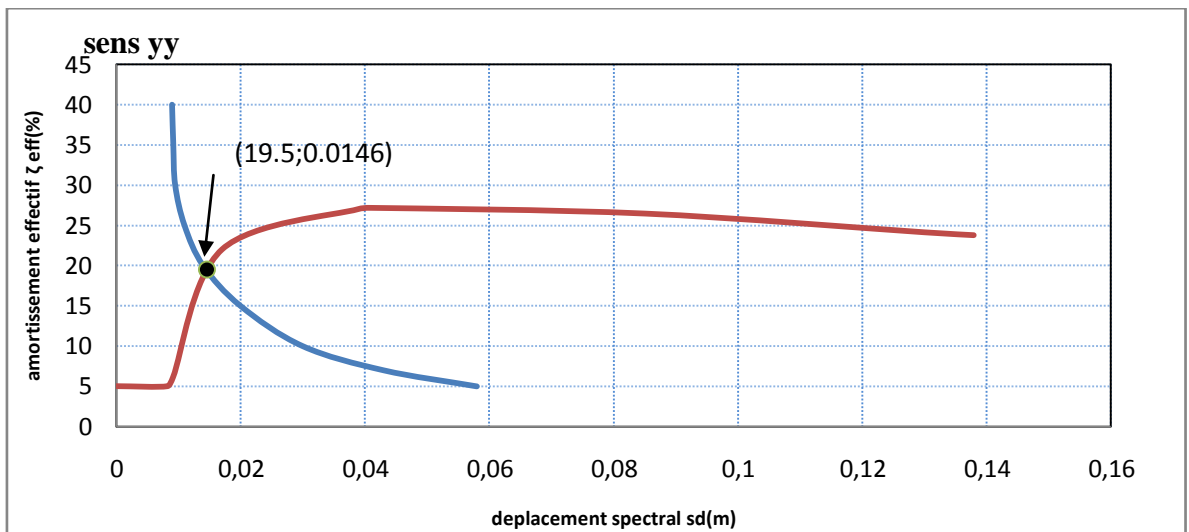


Figure (V.30) : Point de performance dans le sens yy

V.3.3.2. Visualisation des mécanismes de ruine

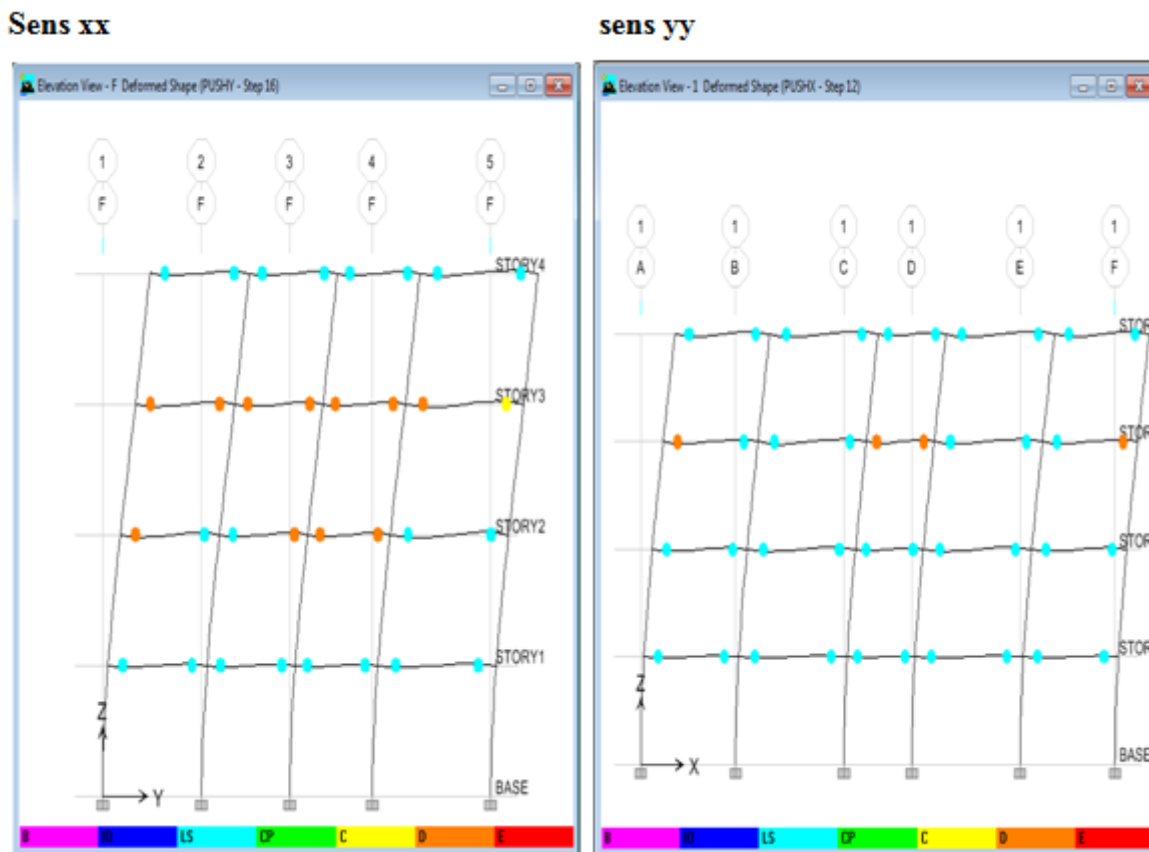


Figure (V.31) : visualisation des mécanismes de ruine de la structure en R+3

▪ Analyse des résultats

Les rotules plastiques se forment au niveau des extrémités des poutres et elles sont de type (LS et D) se qui correspond à un mécanisme de ruine globale

V.3.3.3. Domaine des dommages

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de Sd(m)	
		(xx)	(yy)
DG1	$Sd=0.4Sdy$	0.0056	0.0052
DG2	$Sd=0.8Sdy$	0.0112	0.0104
DG3	$Sd=Sdy+0.25(Sdu-Sdy)$	0.043	0.044
DG4	$Sd=0.75Sdu$	0.098	0.103
DG5	$Sd=Sdu$	0.131	0.138

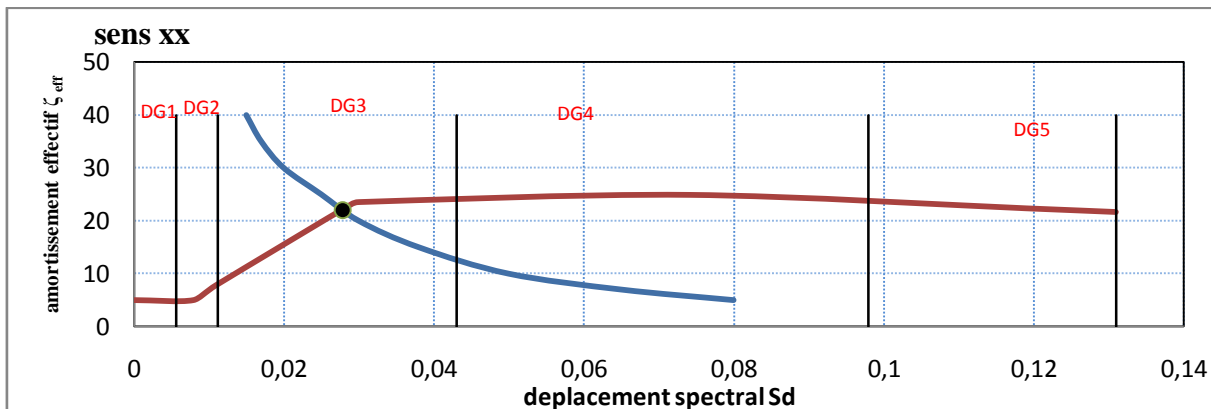


Figure (V.32) : domaine des dommages dans le sens xx

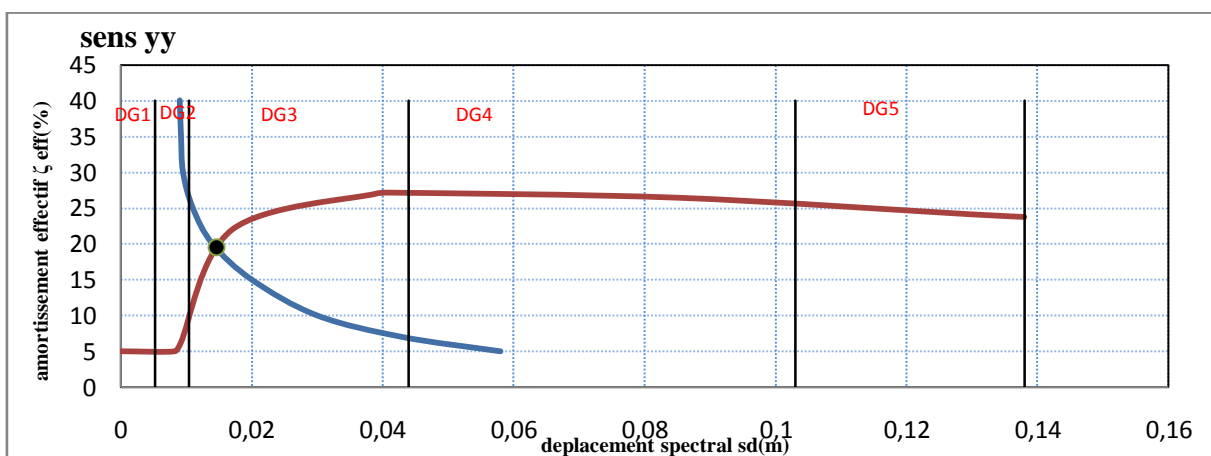


Figure (V.33) : domaine des dommages dans le sens yy

V.3.3.3.1. Attribution et description des dommages probables

direction	Attribution de degré de dommage	Description des dommages attendus
xx	3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dégâts sensibles à importants (dégâts structureux modérés, dégâts non structureux important) ▪ Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature ▪ Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales ▪ Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissages, défaillance de certains panneaux de remplissages
yy		

V.3.4. présentation des résultats de la structure en R+4

- Courbe de capacité

Sens xx

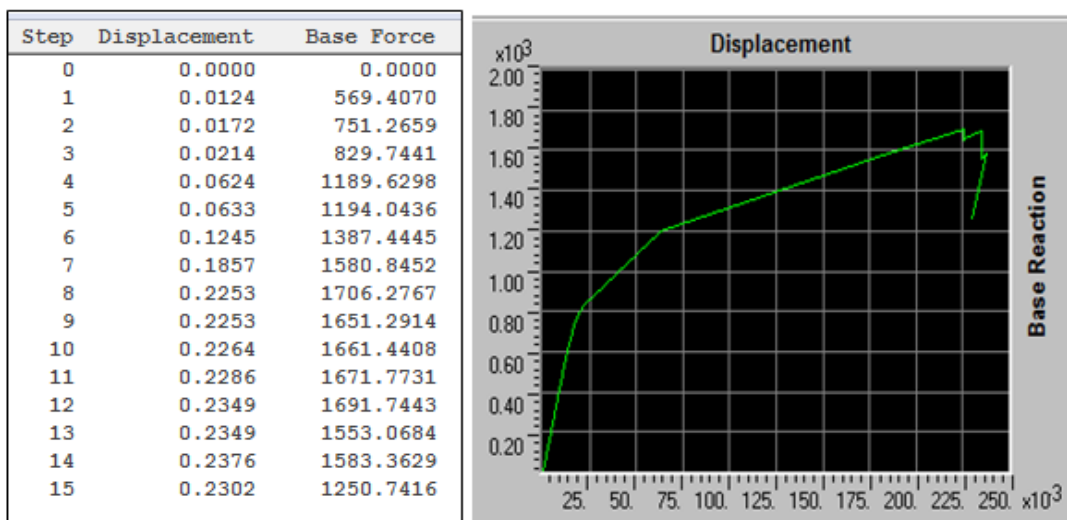


Figure (V.34) : courbe de capacité dans le sens xx.

Sens xx

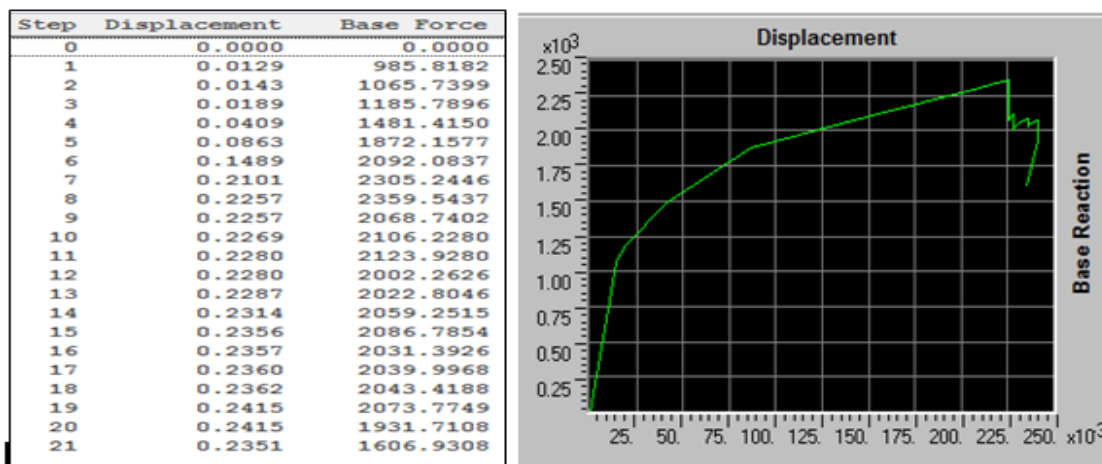


Figure (V.35) : courbe de capacité dans le sens yy

- Courbe de la capacité spectrale en format ADRS

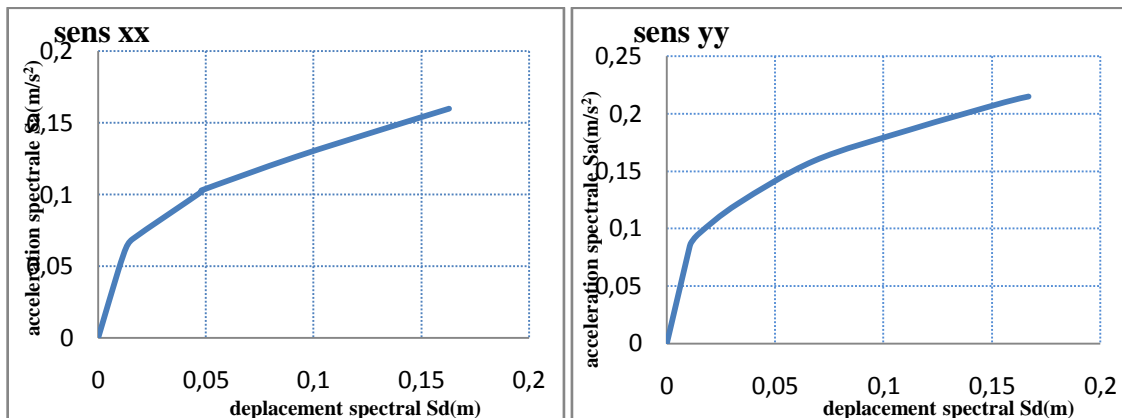


Figure (V.36) : courbes de la capacité spectrale de la structure en R+4

- Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

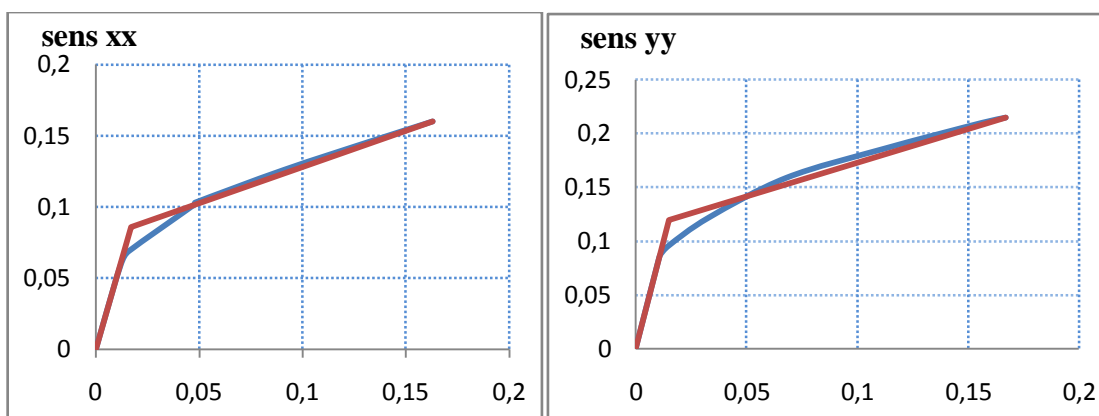


Figure (V.37) : représentation bilinéaire de la courbe de capacité (R+4)

Tableau V.15 : limites élastiques et ultimes

direction	$S_{ay}(m/s^2)$	$S_{dy}(m)$	$S_{au}(m/s^2)$	$S_{du}(m)$
(xx)	0.085	0.017	0.16	0.163
(yy)	0.12	0.015	0.215	0.167

V.3.4.1. Evaluation du point de performance

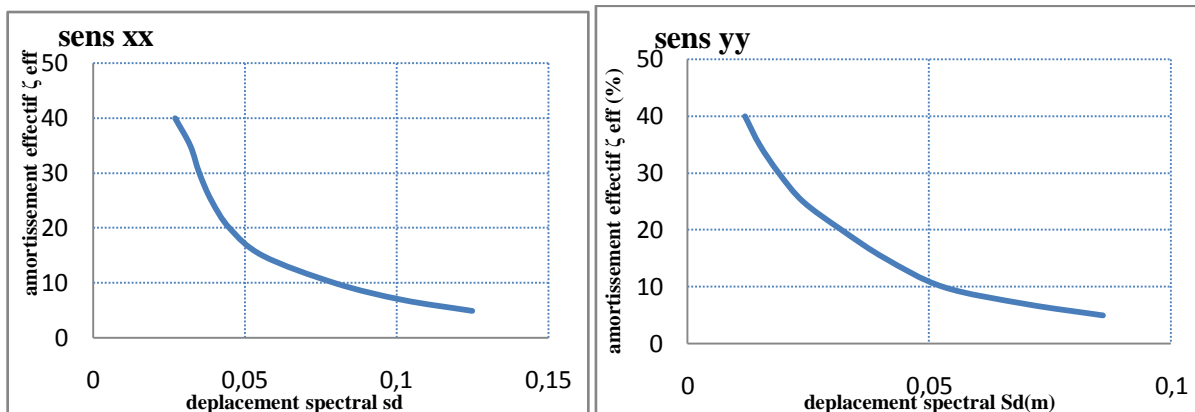


Figure (V.38) : représentation de la demande sismique en format ($\zeta_{eff} - Sd$)

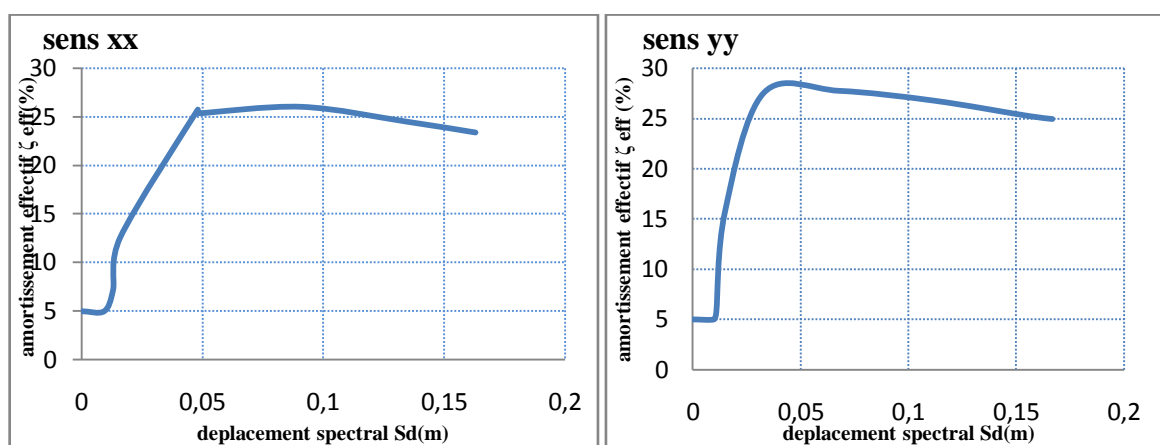


Figure (V.39) : représentation de la capacité sismique en format ($\zeta_{eff} - Sd$).

V.3.4.1.1. Superposition des deux graphes de la demande et de la capacité sismique

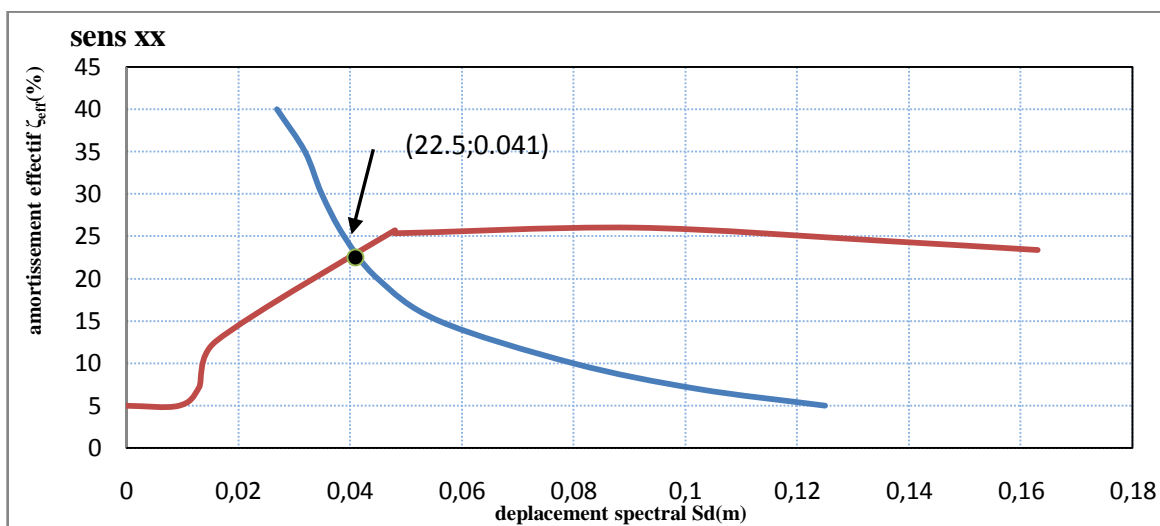


Figure (V.40) : point de performance dans le sens xx

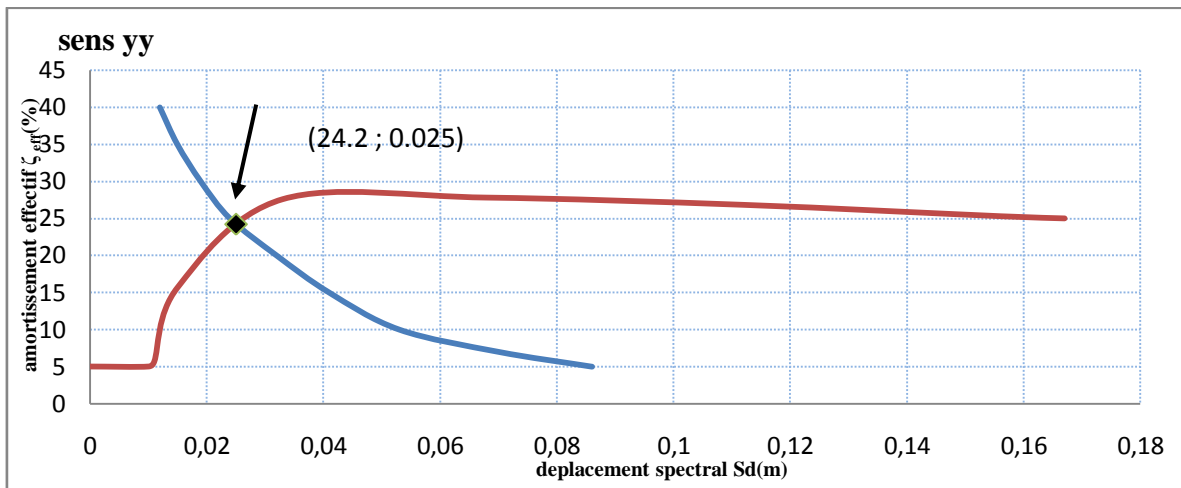


Figure (V.41) : point de performance dans le sens yy

V.3.4.2. Visualisation des mécanismes de ruine

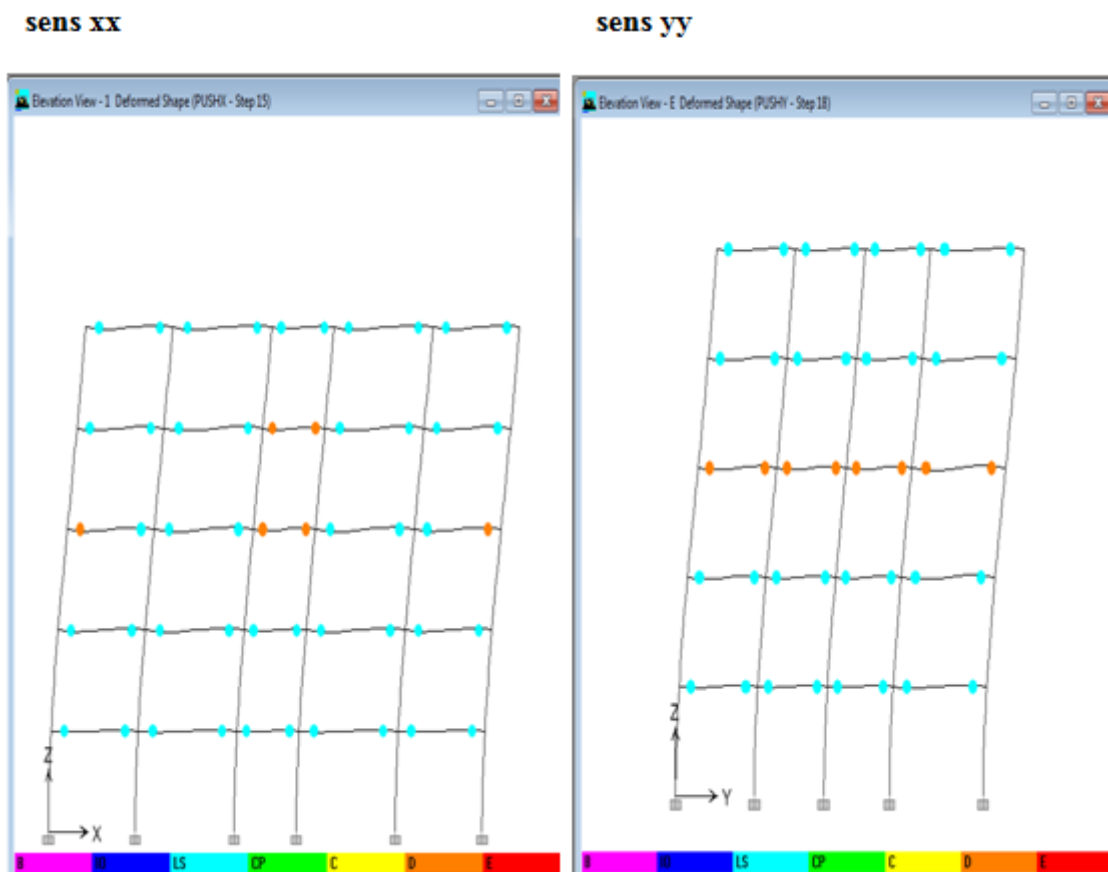


Figure (V.42) : mécanismes de ruine de la structure en R+4 dans les deux sens.

- Analyse des résultats

Les rotules plastiques se forment au niveau des extrémités des poutres et elles sont de type (LS et D) ce qui correspond à un mécanisme de ruine globale.

V.3.4.3. Domaine des dommages

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de Sd(m)	
		(xx)	(yy)
DG1	$Sd=0.4Sdy$	0.0068	0.006
DG2	$Sd=0.8Sdy$	0.014	0.012
DG3	$Sd=Sdy+0.25(Sdu-Sdy)$	0.054	0.053
DG4	$Sd=0.75Sdu$	0.122	0.125
DG5	$Sd=Sdu$	0.163	0.167

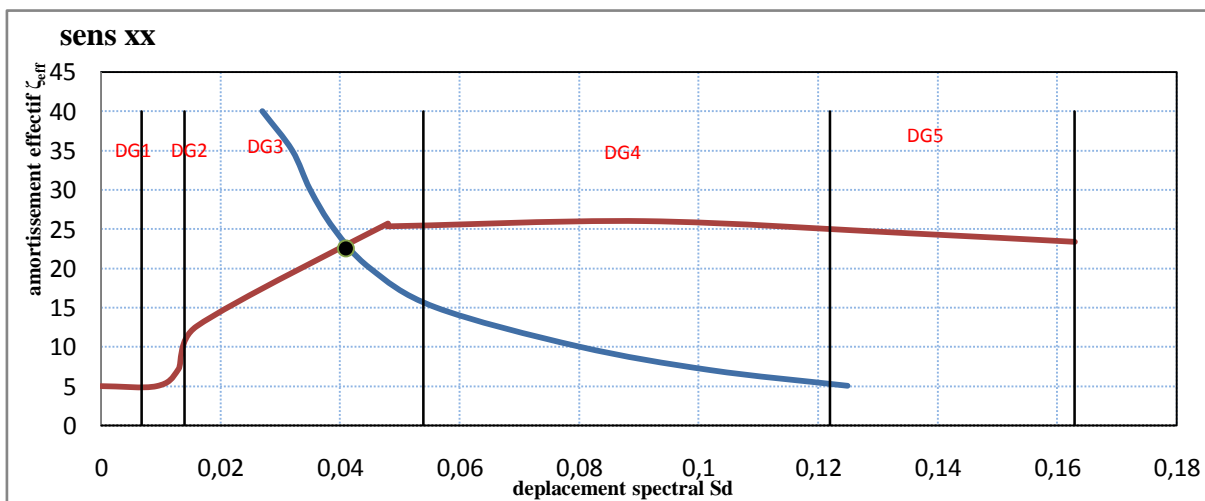


Figure (V.43) : domaine des dommages de la structure en R+4 dans le sens xx.

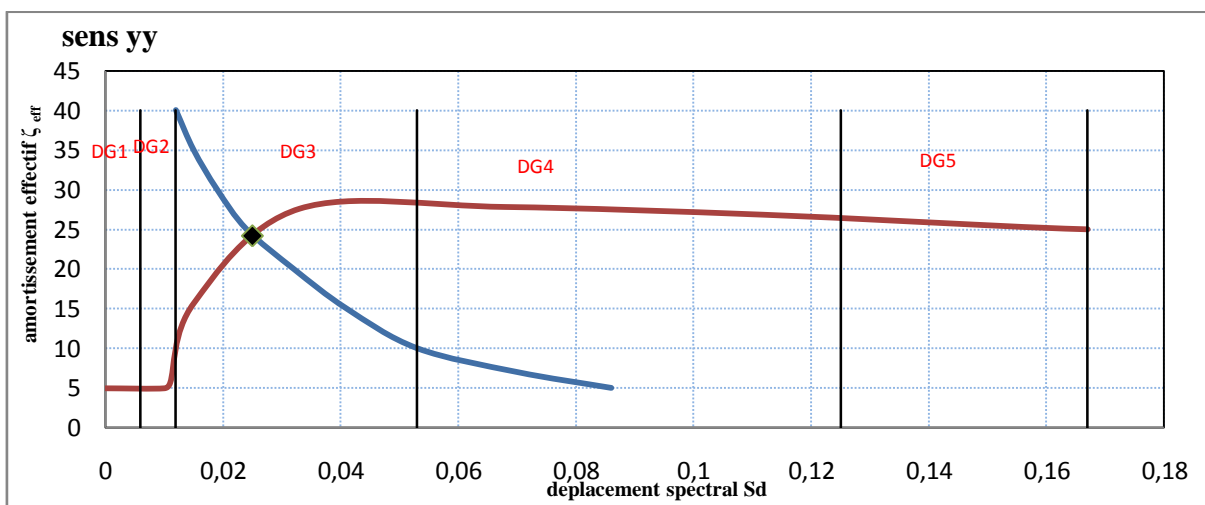


Figure (V.44) : domaine des dommages de la structure en R+4 dans le sens yy.

V.3.4.3.1. Attribution et description des dommages probables de la structure

direction	Attribution de degré de dommage	Description des dommages attendus
xx	3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux important) ▪ Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature ▪ Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales ▪ Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissages, défaillance de certains panneaux de remplissages
yy		

V.4. Etude comparative des quatre structures

Cette étude est menée dans le but d'examiner l'évolution de certains paramètres à savoir la ductilité, la rigidité initiale, la rigidité au point de performance en fonction de la hauteur et de comprendre mieux le comportement dynamique des structures étudiées.

V.4.1. demande en ductilité (μ_D)

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post-élastique [39].

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important [39].

L'histogramme de la figure (V.45) ci-dessous ne donne les différentes valeurs de la ductilité de chaque structure qui est estimées par le rapport $\mu_D = D_p / D_e$ tels que :

D_p : est le déplacement de la structure au point de performance.

D_e : est le déplacement de la structure au point de performance.

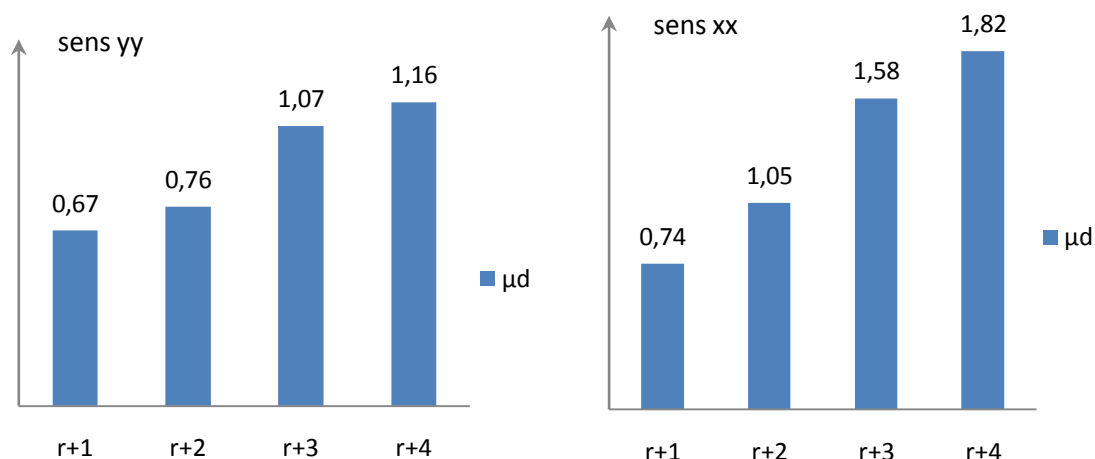


Figure (V.45) : demande en ductilité des structures étudiées

- **Analyse des résultats**

En analysant les résultats, on remarque dans les deux sens que la demande en ductilité est proportionnelle à la hauteur. En effet, à mesure que la hauteur de la structure est plus grande, elle devient plus flexible par conséquent sa demande en ductilité est plus importante.

V.4.2. Raideur initiale des structures (K_e)

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

Les valeurs de rigidité de différentes structures sont données par l'histogramme suivant) (figure V.46).

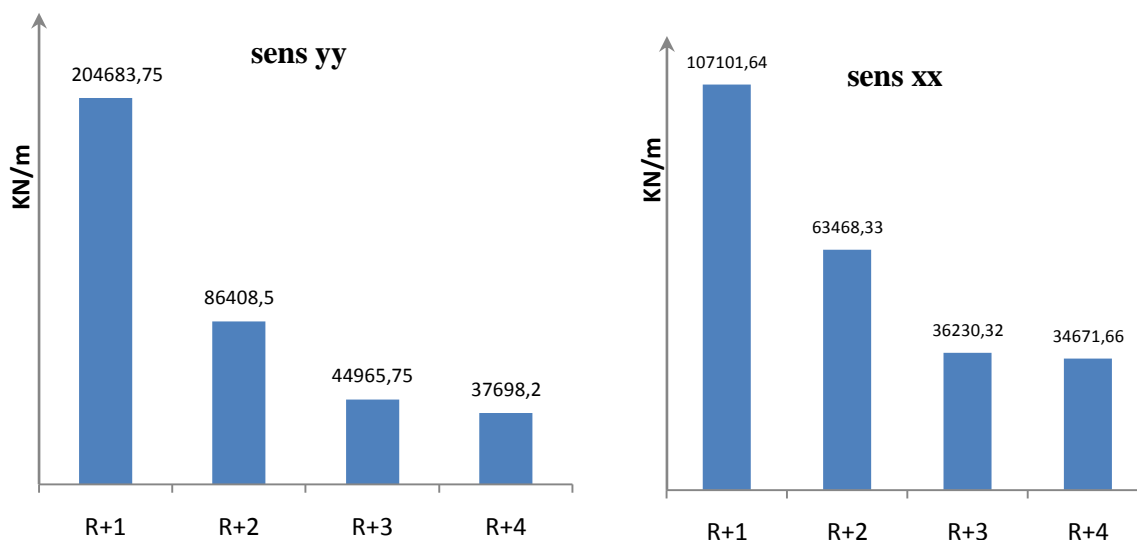


Figure (V.46) : Rigidité initiale des structures étudiées.

- **Analyse des résultats**

En analysant les résultats, on remarque que les structures en (R+1) et (R+2), présentent des rigidités plus importantes que celles en (R+3) et (R+4).

On constate alors, que les structures les plus élevées sont les moins rigides.

V.4.3. Raideur des structures au point de performance (K_p) et indice de dégradation globale (I_d).

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 donnée sous l'histogramme de la figure V.47 suivante

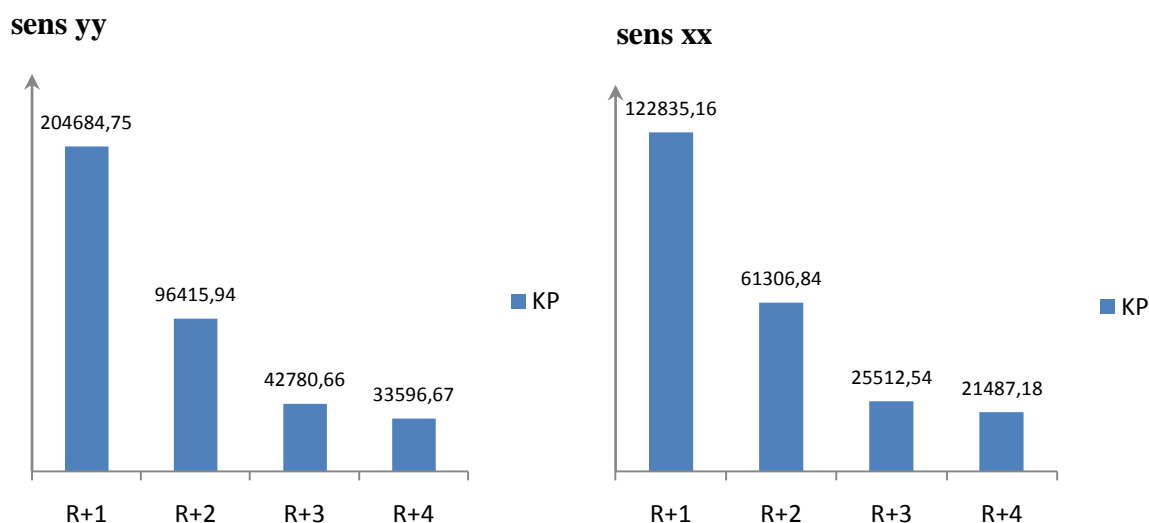


Figure (V.47) : raideur des structures étudiées au point de performance

Analyse des résultats

En analysant ces résultats, on a remarqué que les structures en (R+4) et (R+3) présentent des rigidités initiales moindres par rapport aux deux autres structures étudiées, et ont également une rigidité au point de performance moins importante.

Contrairement aux deux autres structures, les (R+1) et (R+2) présentent des valeurs de la raideur au point de performance presque similaires aux valeurs de leurs raideurs initiales (ce qui s'explique par la position de point de performance qui se situe dans leur domaine élastique).

On constate aussi, que les structures en (R+1) et (R+2) se plastifient avec une perte de résistance faible par rapport au deux autres cas étudiés, pour mieux constater cela, un indicateur de dégradation globale (I_d) est défini : $I_d = 1 - K_p / K_e$.

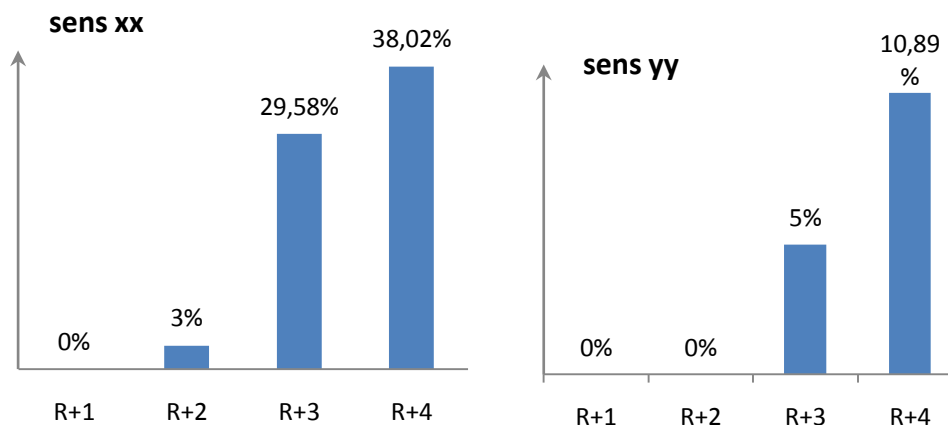


Figure (V.48) : indice de dégradation globale des structures étudiées.

- **Analyse des résultats**

En analysant les indicateurs de dégradation de chaque structure, on confirme que les structures en (R+3) et (R+4) subissent des pertes de résistance plus importantes par rapport aux en (R+1) et (R+2) qui elles sont presque nulles.

V.5. Conclusion

Les résultats de l'analyse push over des quatre structures étudiées nous a permis de ressortir les conclusions suivantes :

- La structure R+1 qui respecte les exigences du RPA présente une meilleure rigidité et moins de dommages mais une demande en ductilité moindre.
- Les structures qui dépassent la hauteur fixée par le RPA (R+2, R+3, et R+4) se révèlent plus vulnérables en termes de rigidité et des dommages subis, cependant elles présentent une demande en ductilité intéressante vis-à-vis de l'effort sismique.
- La performance sismique d'une structure auto stable diminue avec l'augmentation de sa hauteur.

V.6. Renforcement des structures

Toute structure qui ne répond pas aux exigences des règlements peut être renforcée. Dans ce sous chapitre, nous présentons un cas de renforcement et notre choix s'est porté sur la structure en (R+4) et dans une seule direction.

V.6.1 Renforcement de la structure en (R+4) par ajout de voiles.

Selon le RPA99v2003, la disposition de voiles se fait dans les deux sens orthogonaux et symétriquement par rapport au centre de gravite du niveau afin d'éviter la torsion (figureV.49).

Par conséquent, on va opter pour trois modèles de disposition de voiles de 20cm d'épaisseur et d'optimiser cette distribution.

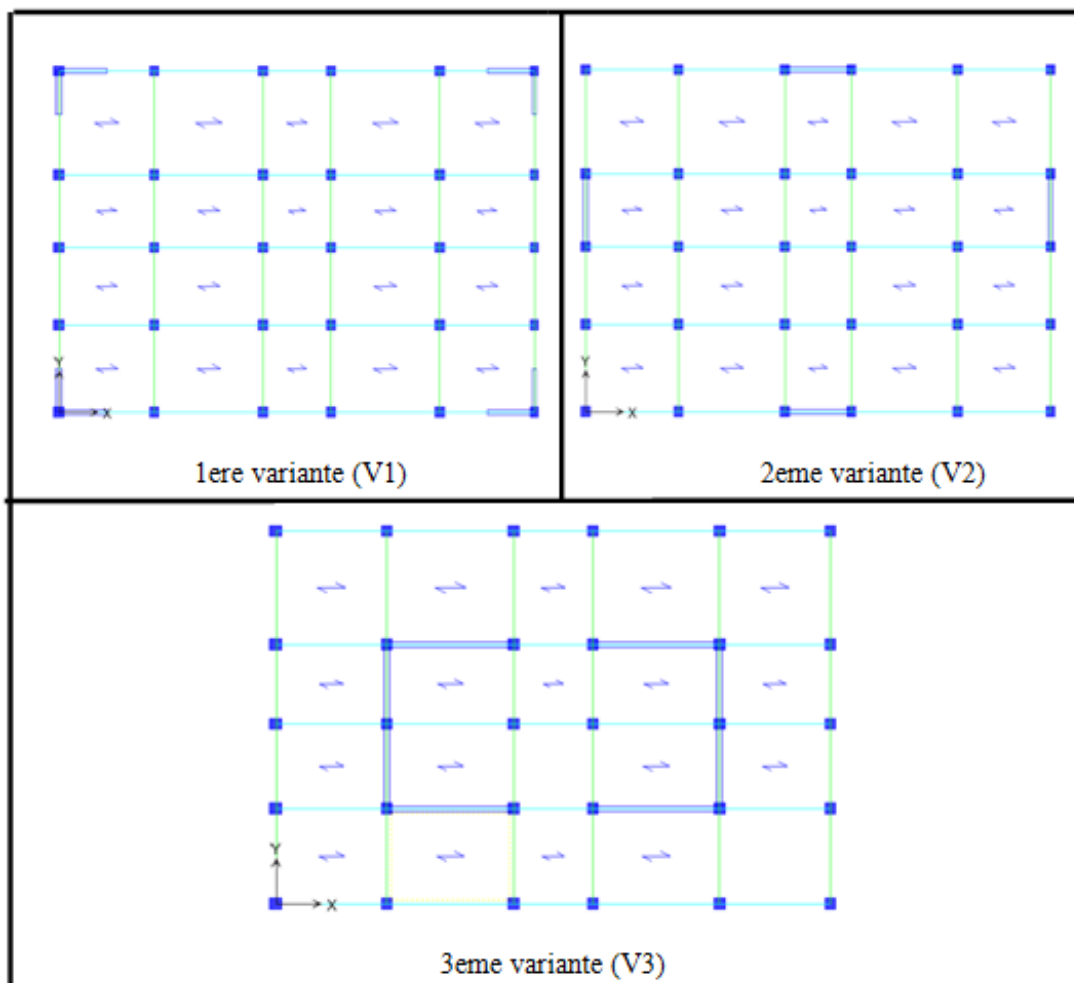


Figure (V.49) : Les trois variantes de disposition des voiles.

V.6.2.Représentation de la courbe de capacité en format ADRS de chaque variante

- Variante 1 (V1)

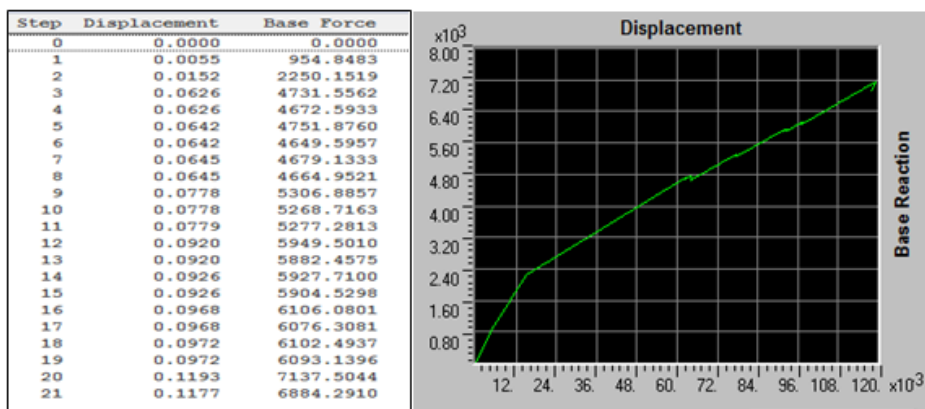


Figure (V.50) : courbe de capacité de la variante1 (V1)

- Variante 2 (V2)

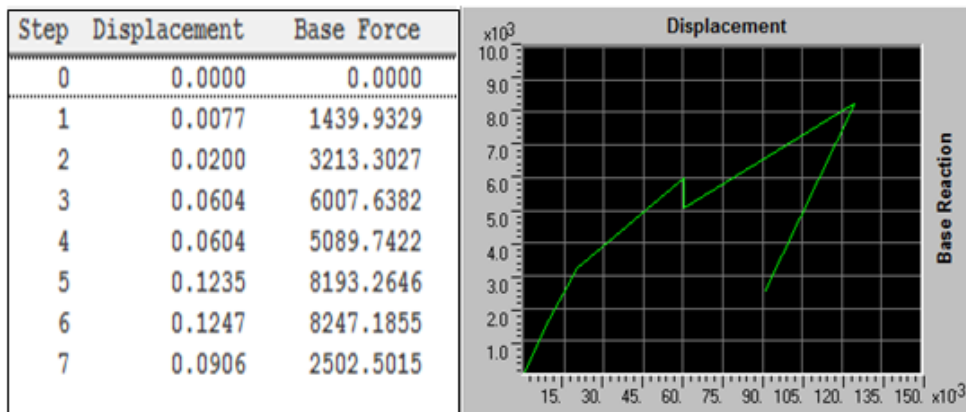


Figure (V.51) : courbe de capacité de la variante 2 (V2)

- Variante 3 (V3)

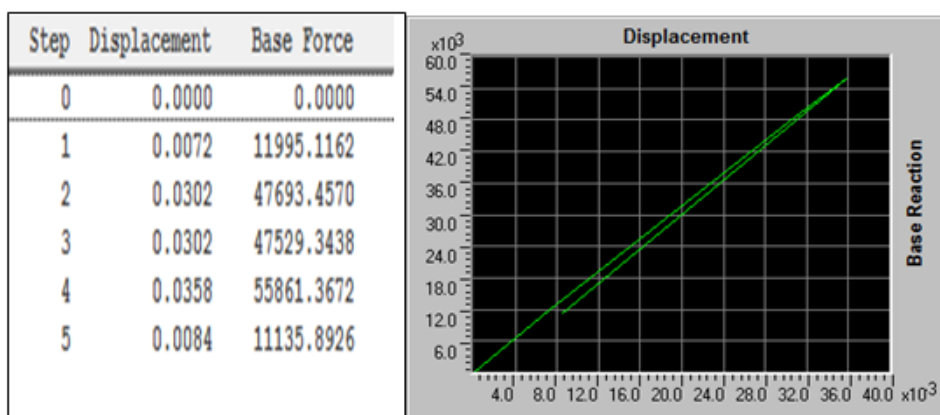


Figure (V.52) : courbe de capacité de la variante 3 (V3).

V.6.3. représentation de la courbe de la capacité spectrale pour chaque variante

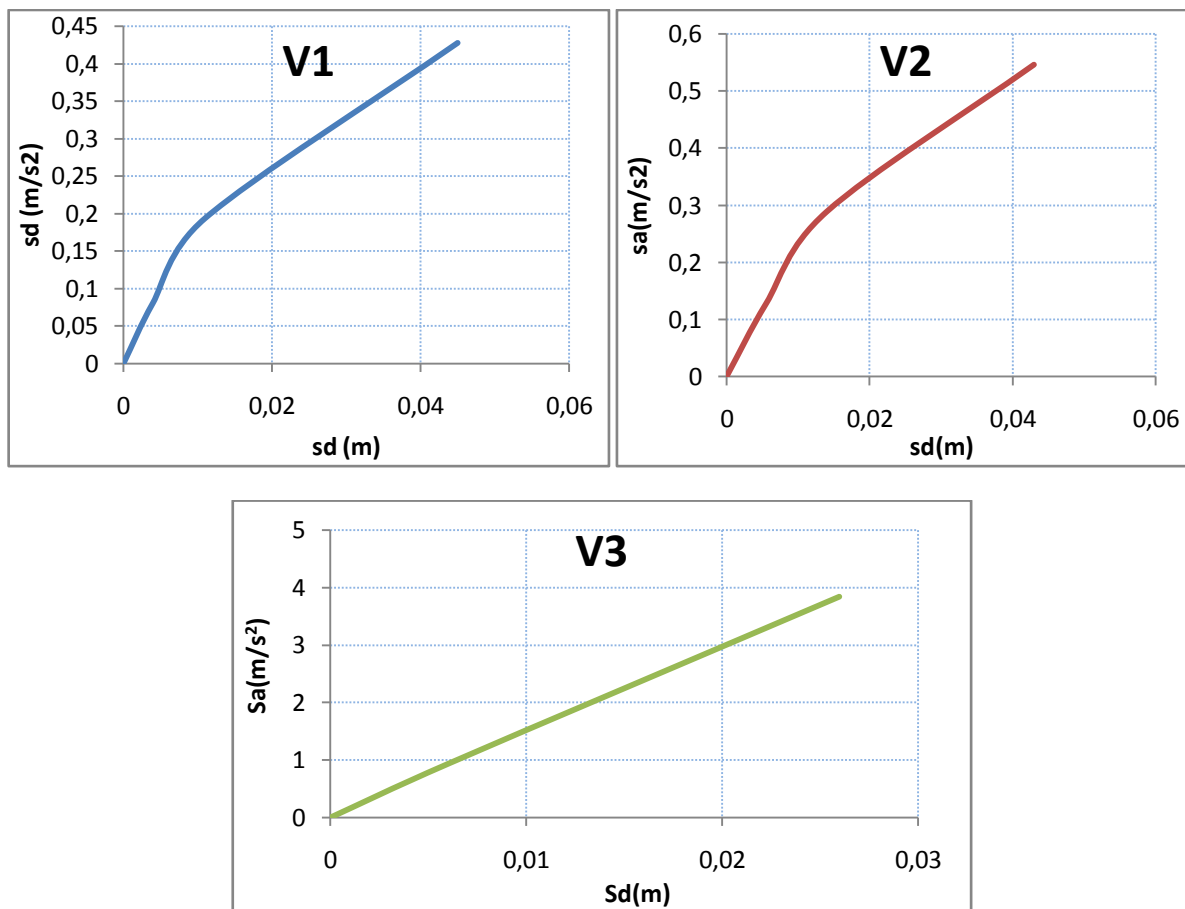


Figure (V.53) : représentation des courbes de la capacité spectrale des trois variantes (V1, V2 et V3)

V.6.4. détermination du point de performance

Avec la même procédure qu'à l'état non renforcé, le point de performance sera déterminé après avoir transformé les courbes de la capacité et de la demande en format $(\zeta_{eff}-S_d)$.

Les points de performance correspondant à chaque variante sont donnés sur les figures suivantes :

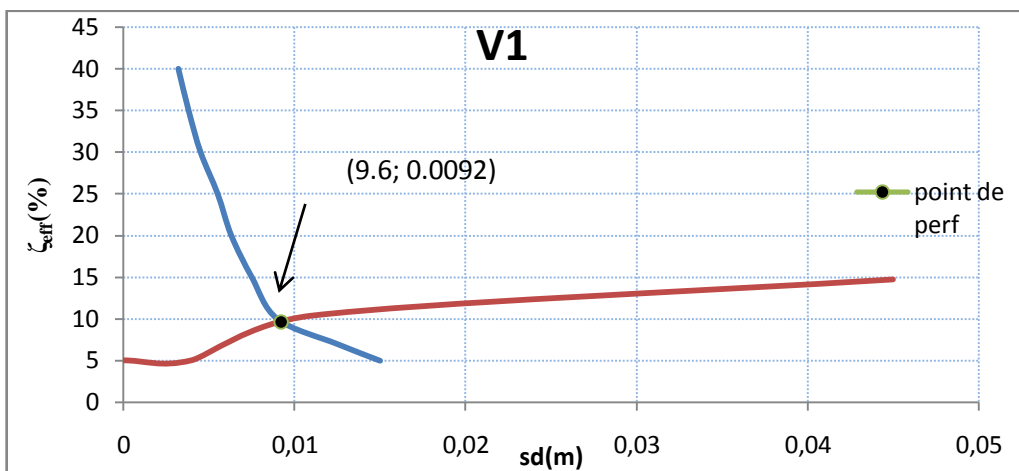


Figure (V.54) : détermination de point de performance de la variante V1

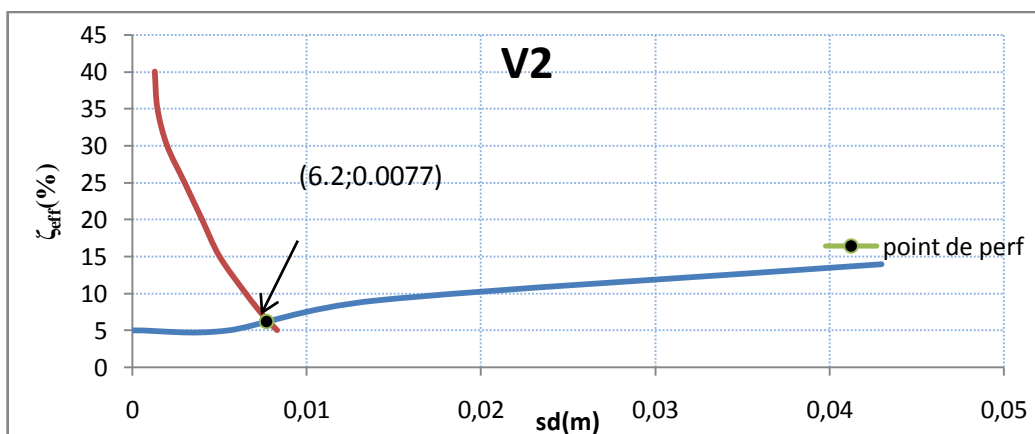


Figure (V.55) : détermination de point de performance de la variante V2

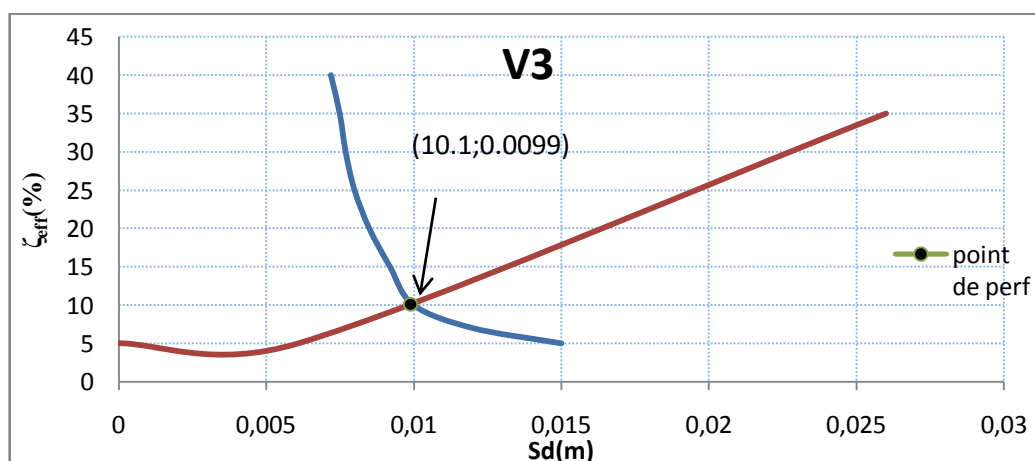
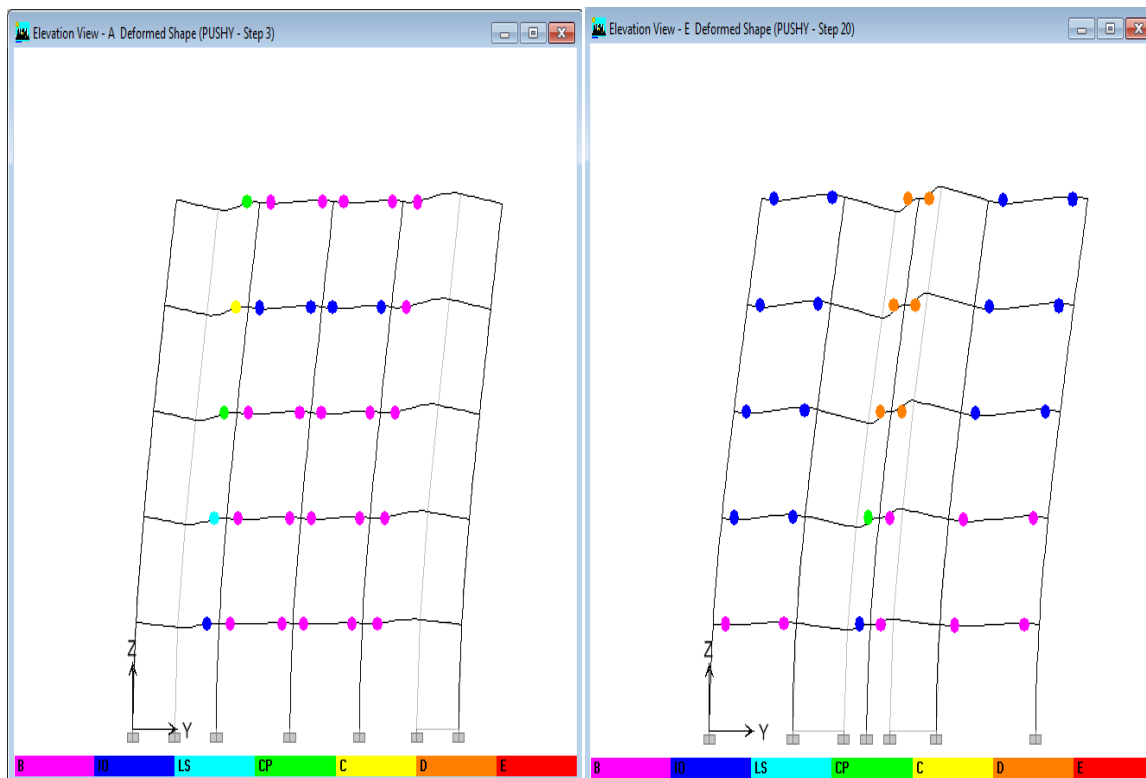


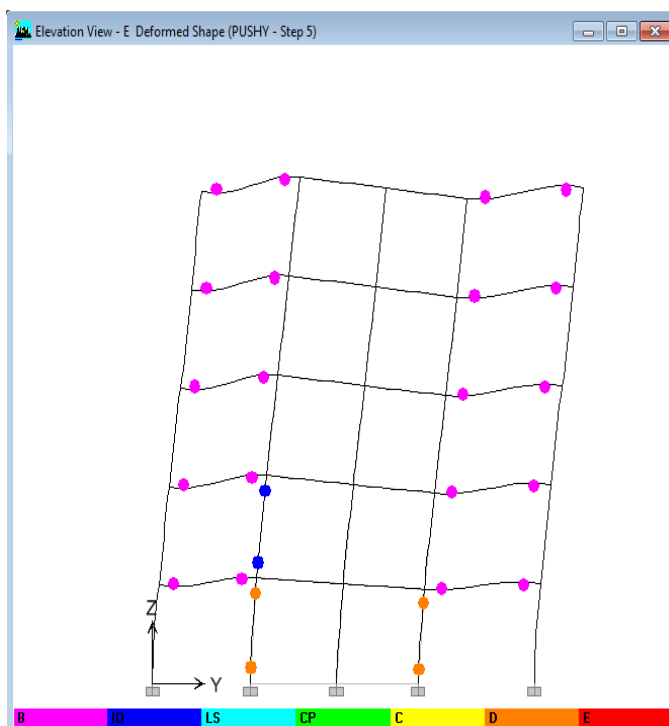
Figure (V.56) : représentation du point de performance de la variante V3

V.6.5. visualisation des mécanismes de ruine



Variante 1 V1

Variante 2 V2



Variante 3 (V3)

Figure (V.57) : visualisation de la distribution des rotules plastiques pour les trois variantes

• Analyse des résultats

Après avoir visualisé la distribution des rotules plastiques pour les trois variantes étudiées, on a constaté que les rotules apparaissent toujours dans les mêmes endroits qu'à l'état non renforcés mais avec une amélioration de leur performance et l'état de dégradation des éléments peut être décrit comme suit :

Les poutres et les poteaux subissent des dommages relativement limités (rotules de type « B – IO » aux extrémités des poutres) ce qui signifie que leurs états d'endommagement est superficiel (ou bien de non endommagement).

V.6.6. Domaine des dommages

Degré de dommage	Formule des différents déplacements spectraux	Valeur de $S_d(m)$		
		V1	V2	V3
DG1	$S_d=0.4S_{dy}$	0.0036	0.0044	0.0024
DG2	$S_d=0.8S_{dy}$	0.0072	0.0088	0.0048
DG3	$S_d=S_{dy}+0.25(S_{du}-S_{dy})$	0.018	0.019	0.011
DG4	$S_d=0.75S_{du}$	0.03375	0.03225	0.0195
DG5	$S_d=S_{du}$	0.045	0.043	0.026

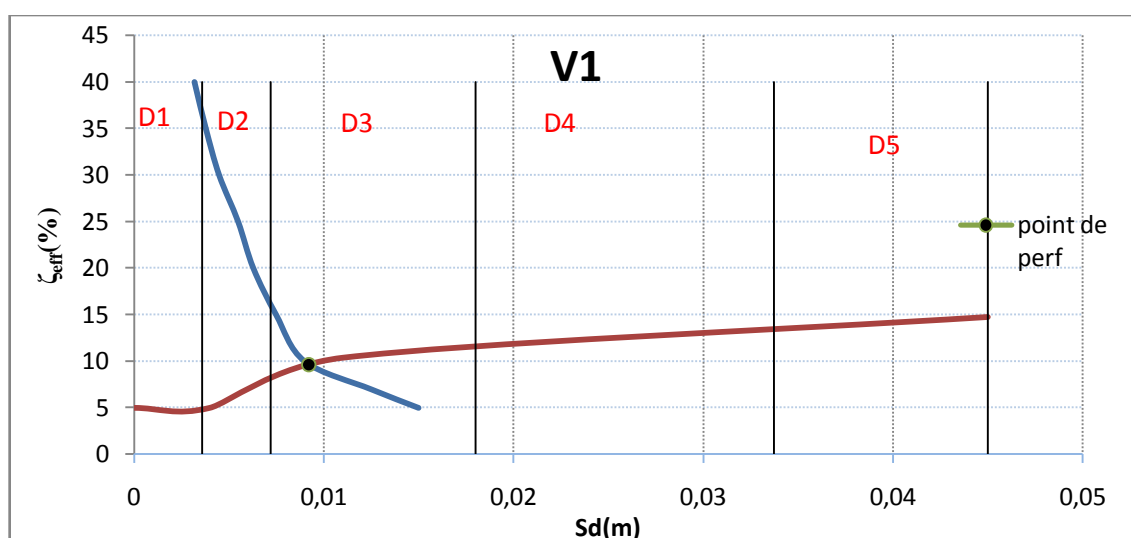


Figure (V.58) : domaine des dommages de la variante V1

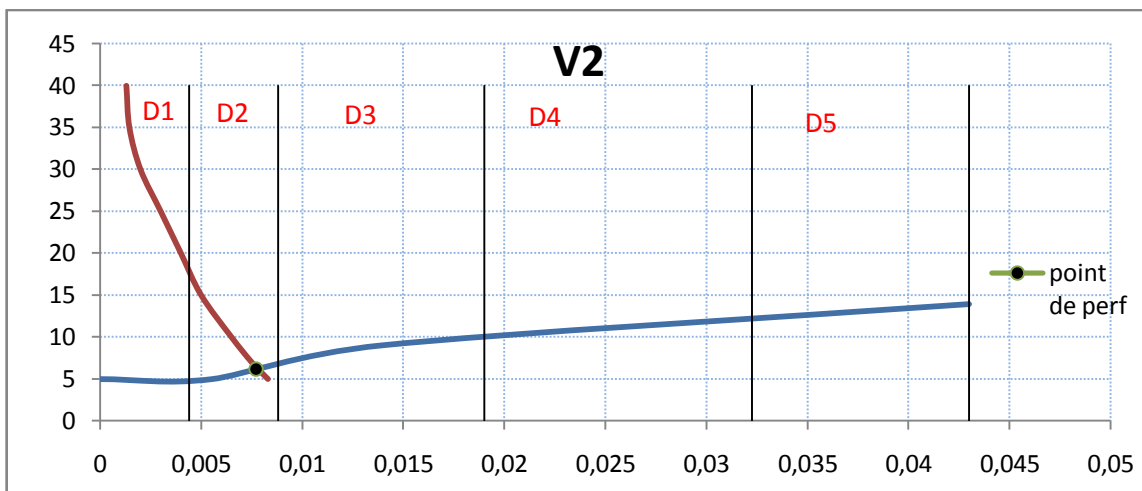


Figure (V.59) : domaine des dommages de la variante V2

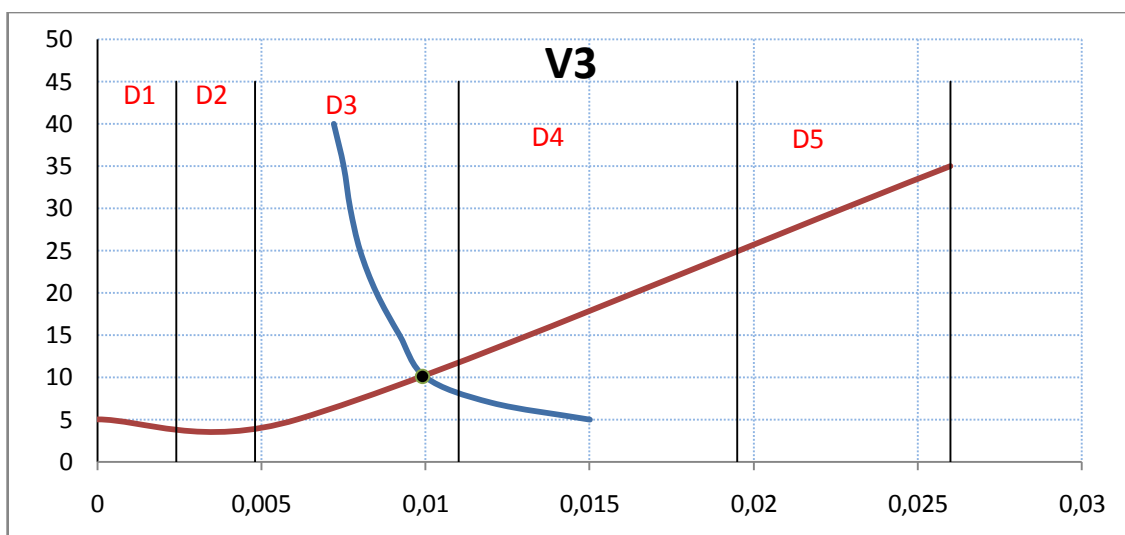


Figure (V.60) : domaine des dommages de la variante V3

V.6.7. Attribution des degrés de dommage probables

Variantes	Attribution de degré de dommage	Description des dommages attendus
V1-V3	3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux important) ▪ Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature ▪ Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armatures longitudinales ▪ Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissages, défaillance de certains panneaux de remplissages
V2	2	<p>Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Fissure dans les structures de type portique <p>Fissures dans les cloisons et les murs de remplissages : chute de revêtement friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des mures</p>

V.7. Etude comparative des trois variantes

V.7.1. Demande en ductilité

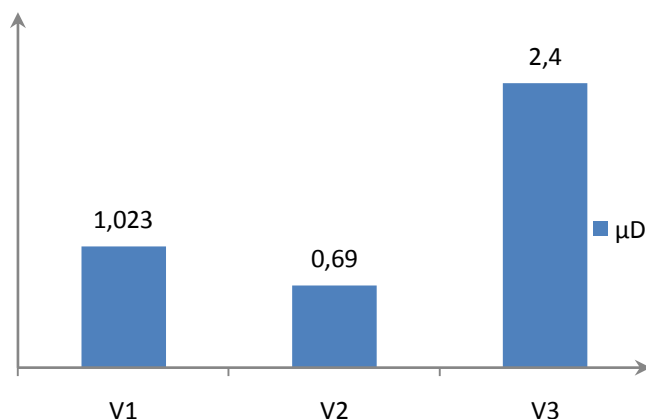


Figure (V.61) : comparaison des demandes en ductilité des trois variantes

- **Analyse des résultats**

En analysant les résultats, on remarque que la demande en ductilité les variantes 1 et 2 sont inférieures par rapport à la demande en ductilité de la variante 3 de 57% à 71%

On en conclure que les variantes 4 et 5 sont dans un état de plastification moins avancé que la variante 3.

V.7.2. Rigidité initiale et au point de performance

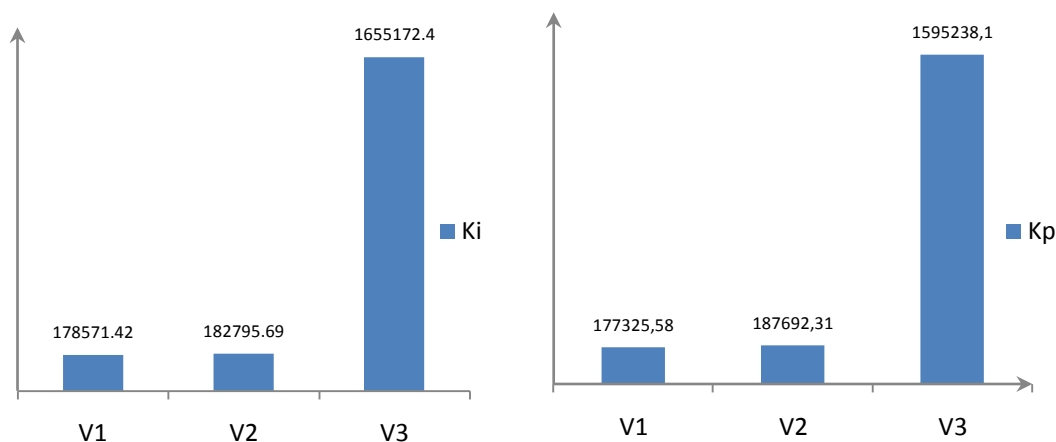


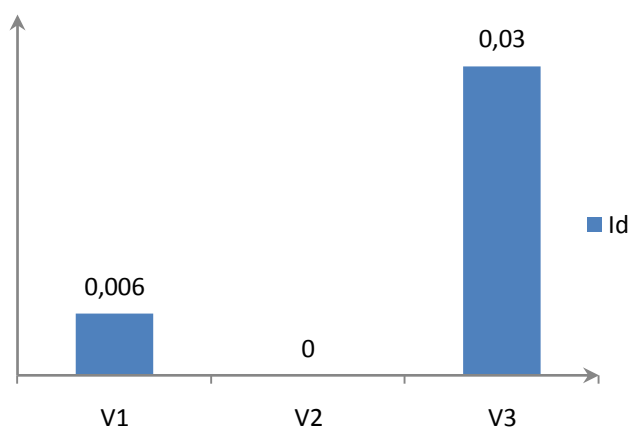
Figure (V.62) : comparaison des rigidites initiales et au point de performance des trois variantes

- **Analyse des résultats**

La raideur initiale (K_e) traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique, avec une raideur initiale de **1655172 KN/M** la variante 3 présente une rigidité plus élevée par rapport aux autres variantes de 89% à 88%

La raideur au point de performance de la variante 3 est très importante par rapport a celles des deux autres variantes de 88 à 89%

V.7.3. Indice de dégradation global



Figure(V.64):comparaison des indices de dégradation des trois variantes

- **Analyse des résultats**

Les indices de dégradation des trois variantes sont minimales. Cela s'explique par l'importante contribution des voiles dans la reprise de l'effort sismique. Et la figure (V.65) montre le pourcentage des efforts sismique repris par les voiles de chaque variante

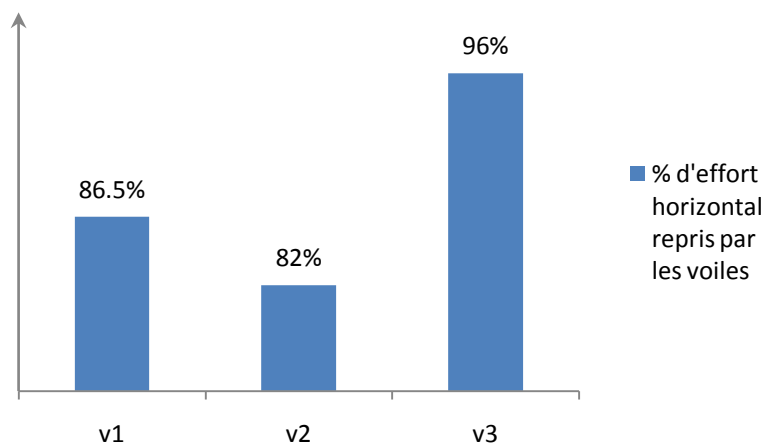


Figure (V.65) : comparaison des efforts sismiques repris par les voiles des trois variantes

- **Commentaire**

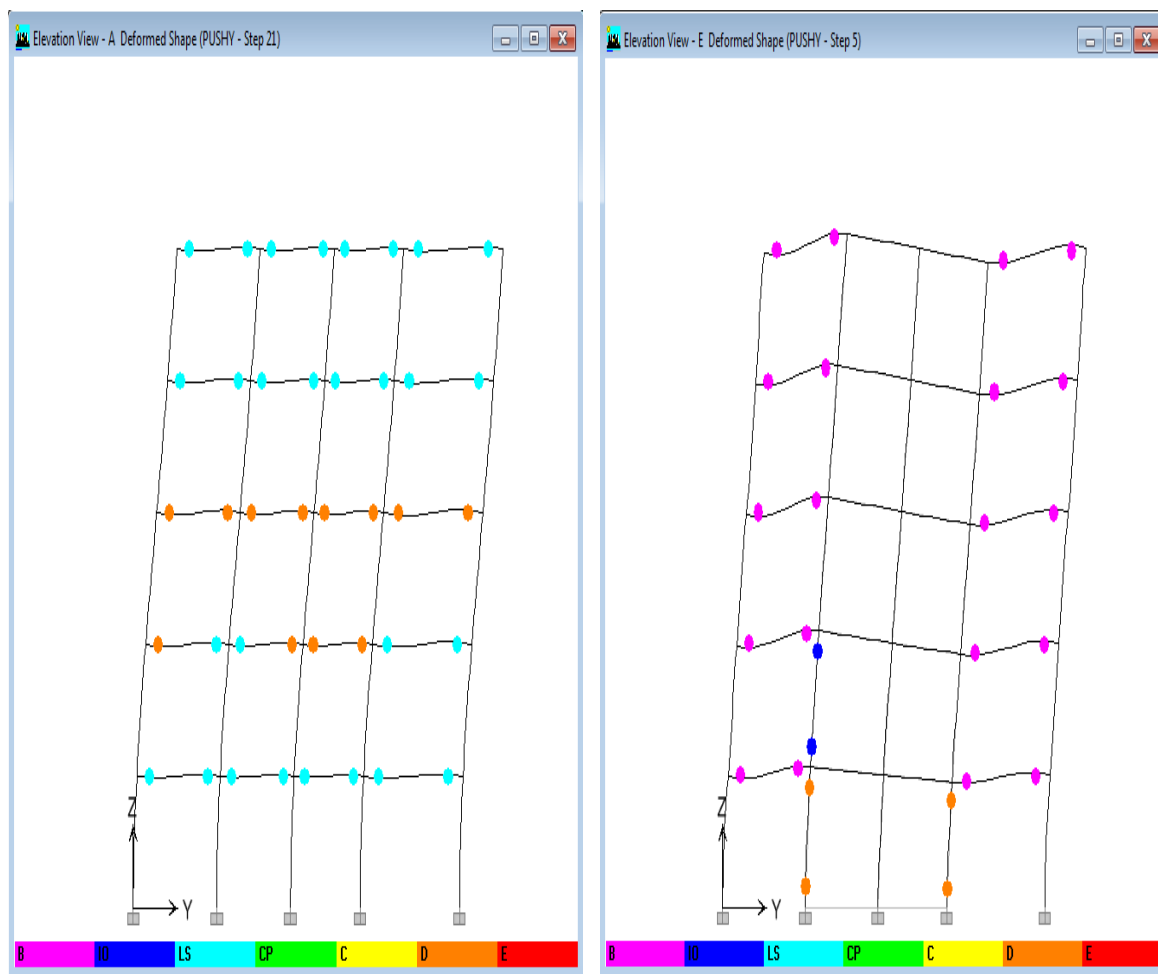
Le pourcentage d'effort repris par les voiles de chaque variante dépasse les 80%, ce qui signifie que les poutres et les poteaux sont soulagés.

Et la variante qui présente un meilleur résultat est la variante 3 (V3).

V.8. comparaison avant et après renforcement

Dans cette partie, on va montrer le gain en termes de ductilité, de la rigidité initiale et au point de performance, l'indice de dégradation et la formation des rotules, que l'ajout de voiles a apporté pour la structure et ceci en comparant la variante 3 avec la structure à l'état non renforcé.

V.8.1. comparaison des mécanismes de ruine



Structure en (R+4) non renforcée

variante 3(V3)

Figure (V.66) : comparaison des mécanismes de ruine de la variante V3 et de la structure en R+4 sans renforcement

- **Commentaire**

Après renforcement, on observe une amélioration importante de l'état d'endommagement des rotules développées dans les éléments porteurs (poteaux et poutres). Passant de rotules de type (LS-D) à des rotules de type B et cela s'explique par le fait que

les voiles ont contribuées à l'amélioration de la performance sismique de la structure en reprenant les charges sismiques.

Tableau (V.16) : comparaison des paramètres entre les deux variantes

	R+4 sans renforcement	R+4 avec renforcement (V3)	% d'amélioration
Ductilité (μ_d)	1.16	2.4	51.66%
Rigidité initiale (K_i)	37698.2	1655172.4	97%
Rigidité au point de performance (K_p)	33596.67	1595238.1	97%
Indice de dégradation (I_d)	10.89	0.03	99.7%

- **Commentaire**

- le pourcentage d'amélioration en termes de ductilité est de 51.66%
- l'amélioration de la rigidité initiale et au point de performance est de 97%.
- amélioration de l'indice de dégradation qui est d'ordre 99.7%.

L'étude comparative nous montre l'intérêt de l'ajout de voiles pour les structures en auto-stables élancées et qui ne répondent pas à la réglementation du RPA.

Conclusion générale

Les objectifs de notre étude est d'étudier, dans un premier temps, l'influence de la hauteur d'une structure auto-stable par les méthodes non linéaires et de tester sa performance sismique. Deuxièmement d'étudier les renforcements possibles afin d'améliorer sa performance sismique.

Cette étude a été menée en effectuant des analyses statiques non linéaires en poussée progressive (analyse push over), sous des forces horizontales appliquées statiquement sur quatre modèles de structures de même caractéristiques mécaniques et géométriques avec variation de la hauteur.

Les poutres et les poteaux ont été modélisés en tenant compte de leurs comportements non linéaires en flexion et en cisaillement. Leurs modélisations sont effectuées suivant les deux codes FEMA273, ACI 318-95.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application quatre modèles de structures et de hauteur variable, L'addenda du RPA99v2003 limitant la hauteur des structures en auto stables en béton armé en zone sismique a été pris en compte où les structures ont été classées en deux catégories ; la première est en (R+1) respectant la limite de hauteur fixée par la réglementation et la deuxième ((R+2), (R+3), et(R+4)) qui dépasse la hauteur règlementaire.

L'étude comparative des quatre structure nous a permet de ressortir les conclusions suivantes :

La performance sismique d'une structure auto-stable diminue avec l'augmentation de sa hauteur

Les modes de ruines observés pour les quatre structures étudiées sont des mécanismes de ruine globale; et les rotules plastiques développées se positionnent aux extrémités des

poutres mais, ce qui diffère est leurs états d'endommagement qui est très avancés pour les structures dépassant la hauteur réglementaire.

Les structures en (R+1) et (R+2) présentent un comportement sécuritaire dans le domaine élastique qui se manifeste par l'importance de leur rigidité initiale et au point de performance et les dommages attendus sont très limités, cependant leur incursion dans le domaine plastique est minime. Tandis que les structures en (R+3) et (R+4) présentent des rigidités initiales faibles et une incursion dans le domaine plastique intéressante mais, ces structures ne se comportent pas de façon sécuritaire face à l'action sismique tout de même, les structures dépassant la hauteur préconisé ne sont pas aussi vulnérables au point de causer un effondrement car les dommages attendus selon l'EMS98 sont limités.

En suite, nous avons procédé à un renforcement par ajout de voiles afin de montrer l'influence du renforcement sur le comportement sismique de nos modèles, pour y aboutir, nous avons opté pour la structure en (R+4) avec trois dispositions différentes et l'étude comparative de ces trois variantes est effectuées dans le but de ressortir la meilleur disposition.

En termes de ductilité, rigidité initiale et au point de performance, la variante 3 (V3) présente le meilleur résultat donc un meilleur comportement sismique. Ce qui confirme les résultats obtenus par M.A. Belkheir [8].

L'effet du renforcement par ajout de voiles montre l'apport sécuritaire dont disposent les structures renforcées par des voiles (mixte). Les résultats des paramètres pris comme critères de comparaison traduisent le bon comportement des structures renforcées, En effet, on a observe une importante amélioration de la ductilité de près de 51.66%, de la rigidité initiale et au point de performance de près de 97% et de l'indice de dégradation globale de près de 99.7% ce qui a donne naissance à un mécanisme de ruine globale où les poutres et les poteaux se sont comporté élastiquement vis-à-vis de l'effort sismique, et ce grâce aux voiles qui ont repris presque la totalité de l'effort sismique ce qui a limités leurs plastifications.

En fin, à la lumière des résultats obtenus au cours de cette étude, on peut dire que la hauteur réglementaire peut être dépassée dans la zone III de forte sismicité pour le cas d'une structure auto-stable en béton armé sans avoir autant la ruine, à condition d'exploiter la performance réelle de ces structures en se servant des méthodes non linéaire.

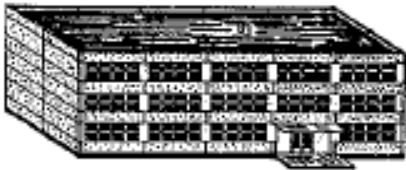




Références bibliographiques

- [1] A. Bougharba, les séismes en Algérie du nord, CRAAG, Algérie
- [2] Abed Ahmed, Cours de compléments de dynamique des structures.
- [3] Abed Ahmed, Cours de comportements non linéaires des structures.
- [4] AFPS, 2003, rapport préliminaire de la mission AFPS : le séisme du 21 mai en Algérie,
- [5] Aknouche hassan, 2008, *analyse* statique et dynamique non linéaire d'un bâtiment en béton armé, séminaire CTC centre Algérie
- [6] Anil. K. Chopra, Rakesh k, Goel, 2002, A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate seismic demands for buildings
- [7] Applied Technology Council ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete
- [8] B.kebaili, B. Redjel, Analyse du séisme de Boumerdes juin 2003 et règles parasismiques Algériennes, 1st conference international on sustainable built environment infrastructures in developing countries ENSET Oran (Algeria) – October, 2009
- [9] Belkheir M.A, influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, thèse de magister, UMMTO.2012
- [10] BERTERO V.v, Ductility Based Structural Design – State of the Art Buildings.
- [11] Darius Amin Mezhari, Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant.
- [12] Earthquake engineering, vol 22, N0 3 sep-1989, pp. 155-166.
- [13] EMS98, Extrait de l'échelle macrosismique Européenne - typologie et vulnérabilité (AFPS)
- [14] Engineering, Tokyo, vol (VIII), Aug-1988, pp. 673-686.
- [15] ETABS version 9.6, automated lateral loads manual, computers and structures, university of Berkeley.
- [16] Fajfar P. and Gaspersic P, 1996, the N2 Method for the Seismic Damage Analysis

- [17] 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.
- [18] Hemsas Miloud, 2010, *modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en B sous action sismique*, thèse de doctorat, université de bordeaux1, France.
- [19] Kahil.A. Évaluation de la performance sismique des bâtiments. Thèse de magister en génie civil UMMTO, 2008
- [20] Jacques Deverchre, les séismes, cours de licences S1, risques naturels
- [21] Mander J.B., Priestly MNJ. et Park R., Theoretical stress – strain model for confined concrete. Journal of the structural division, vol 114, Feb-1988, pp.332-351.
- [22] Ménad Chenaf, Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant.
- [23] Milan Zacek 2004, Conception parasismique, niveau d'avant projet cahier numéro 1, collection conception parasismique, Milan Zacek.
- [24] Milan Zacek 2004, Vulnérabilité et renforcement, cahier numéro 2, collection conception parasismique, Milan Zacek.
- [25] Milan Zacek, Construire parasismique, Risques sismiques, conception parasismiques des bâtiments, réglementation.
- [26] Mohamed Bellazougui, directeur du centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [27] Nicolas Taillefer, Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant.
- [28] Of R/C Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 31-46.
- [29] Park R, ET Paulay T., Strength and ductility of frames in reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975, pp. 497-607.
- [30] Park R, ET Paulay T., Ultimate deformation and ductility of members with flexure in

- [31] Park R., Evaluation of ductility structures and structural assemblages
- [32] Park R., Priestly MNJ et Gill W.D., Ductility of square confined concrete columns. Journal of the structural division, vol 106, Apr-1982, pp.929-954.
- [33] Patricia Balandier, le séisme et les constructions en béton armé et en maçonnerie, Document d'information à l'usage du constructeur.
- [34] Philippe Bish, Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant.
- [35] Priestly MNJ. et Park R., Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. ACI Structural Journal, No 84, Jan 1987, pp. 61-76.
- [36] Règlement parasismique Algérien RPA88, centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [37] Règlement parasismique Algérien RPA99, centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [38] Règlement parasismique Algérien RPA99 /version 2003, centre national de recherche appliquées en génie parasismique
- [39] Reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975, pp. 195-268.
Report. Proceeding of ninth world conference on earthquake
- [40] Sheikh S.A, et Uzemri S.M., Strength and ductility of tied concrete columns. Journal of the structural division, vol 108, May-1980, pp.1079-1102.
- [41] thomas pauly, 1999, a simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility, earthquake engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999, pp51-67
- [42] Victor Davidovici, Analyse du séisme de Boumerdes et des règles parasismiques algériennes, rapport de Davidovici, juin 2003
- [43] Victor Davidovici, Guide méthodologique pour le renforcement préventif du bâti existant.
- [44] Youcef Belmouden : Analyse spectral non itérative des oscillateurs simple sous l'action sismique.

[45]Eurocode8 calcul des structures pour leurs résistances au séisme » diffusé par l'association française de normalisation AFNOR.

Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux)</p> <p>Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)</p> <p>Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)</p> <p>Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <p>Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence; perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. Ecrasement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)</p> <p>Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.</p>

Extrait de l'échelle macrosismique européenne 1998

Etude comparative en termes de prix entre une structure en portique auto-stable et une structure mixte :

Les prix de la construction d'un bâtiment varient grandement en fonction de la taille et type de bâtiment, de l'emplacement de la construction et de la nature du terrain, des matériaux utilisés, etc... Néanmoins un petit aperçu des différents prix pratiqués pourrait être effectué pour permettre de faire un premier ordre d'idées des budgets à envisager. L'étude menée sera une étude de forme pas de fond et ne comprend que deux paramètres :

1. Le prix unitaire du béton armé en m^3 : généralement estimé à 36000 DA le M^3
2. Le prix unitaire du coffrage mètre linéaire : estimé à 700 da le mètre linéaire.

Nota : seul le volume des poteaux et des voiles sont compris dans cette étude

La structure ci-de-sous est celle décrite au 4^{ème} chapitre, la comparaison se fera pour un rez-de-chaussé.

	Structure auto-stable en béton	Structure mixte
Vue en plan Des Deux structures		
Volume de béton armé	15 M^3	29.3 M^3
Montant en DA	540000 DA	1054800 DA

