

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère
de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil



Master Académique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Thème

Performance sismique des structures auto-stables en béton armé dépassant les limitations en hauteur exigées par le RPA en zone III.

Présenté Par :

M^{elle} MOKRANI

M^{me} FODIL

Samia

Hassiba

Devant Les Jury Suivants :

Dr. LOUZAI Amar

Dr.HADDAD Kahina

Dr.BOUZID Leyla

Dr. NEKMOUCHE Aghiles

Dr. MECHAALA Abdelmounaim

Président

Examinatrice

Promotrice

Co-Promoteur

Co-Promoteur

Promotion: 2020/2021

Remerciements

On remercie « Allah » de nous avoir donné la force et le courage pour réaliser ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie Mme. BOUZID Leyla, Mr. NEKMOUCHE Aghiles, Mr. MECHAALA Abdelmounaim, tout le groupe CGS, et Mr AKKOUCHE Karim pour leurs encadrements, leurs soutiens constants, leurs disponibilités et leurs précieux conseils.

On tient aussi à remercier les membres du jury Mr. LOUZAI Amar et Mme HADDAD Kahina, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger et de corriger ce travail.

On tient à remercier l'ensemble des enseignants de la spécialité structure qui nous ont consacré leurs temps et leurs savoir en ce qui concerne cette spécialité.

On exprime notre très grande reconnaissance à nos familles, nos proches et surtout nos amis pour leurs encouragements et leurs courages, sans oublier Mr. HARIKOU HADDAD Toufik (ingénieur en topographie) qui nous a soutenus pendant tout le parcours de réalisation de ce projet.

Pour finir, on tient à remercier toutes les personnes qui ont participé avec nous de près et de loin.



Dédicace

Je dédie ce travail à

*Ma chère mère **BOUHREOUA Ouardia** qui est la chose la plus précieuse que j'ai, qui a été toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager malgré les moments difficiles.*

Mon cher papa, qui a rêvé de me voir en ce jour avec ma tenue de soutenance, malgré que tu es loin de mes yeux, mais toujours présent dans mon cœur, j'essaie de te rendre fière de moi. A votre présence je vois ma joie et mon bonheur.

Mes frères Djamel, Mohamed, Nassim et Amar

Mes sœurs Samira et son mari, Djamila, Wissam et Nassima.

Mes nièces Ines et Katia.

Mon neveu Silas.

A mon mari Omar qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, et sa famille

A tous mes amis (es) sans exception en particulier ;

Samia, Zahra, Milissa, Safia, Thenhinane, Amira, Zahia, Thelali, Yasmine, Tahar, Mohamed, Nasreddine, Slimane et Mohand-Arab.

Ma binôme Samia et sa famille.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.



FODIL Hassiba

Designs by Sophia



Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

Je dédie ce travail :

*À cette femme merveilleuse et véritable germe de toutes les affections et les actions généreuses. **Ma chère maman, que j'aime !***

*À cet homme travailleur, à l'écoute facile, pour son soutien et sa dévotion à notre épanouissement. **Mon papa, que j'aime !***

Vous êtes ma source de courage et de patience, je vous suis éternellement reconnaissante

Mes frères Elhadi, Samir et sa femme Abdelmalik

Mes sœurs Akila, Nassima et son mari, Fouzia et son mari, et Katia

Ma nièce Rihab

Mes neveu Islam Abdesalam, Hossam, Sidali et Zino

A tous mes amis (es) sans exception en particulier ;

Yasmine, Zahra, Safia, Safia, Milissa, Hassiba, Tahar, Slimane, Nasreddine, Mohamed et Mohand-Arab.

Ma binôme Hassiba et sa famille.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment

Samia



Résumer

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations et la seule prévention valable en zone à risque sismique reste : La Construction Parasismique.

Les nouvelles approches qui impliquent la définition d'un niveau de performance associé à un niveau de sollicitation sismique reposent d'une part, sur la capacité de ces approches à décrire l'endommagement correspondant, au niveau de performance visée, et d'autre part, montre que cette typologie doit supporter d'importants déplacements et par conséquent des dommages sévères sur ses éléments structuraux.

C'est dans cette optique que s'inscrit notre travail d'identification des facteurs influant sur la performance de la structure et d'étude de leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto-stables en béton armé et le déplacement inter – étage au fur à mesure de l'augmentation du nombre d'étage. Notre intérêt s'est porté sur cette typologie de structures, à cause de leur vulnérabilité face au dernier séisme en date du 21 mai 2003.

- **Une analyse linéaire** (RPA, Logiciel ETABS v 2018) de la structure en portiques structure de R+1 jusqu'à R+8 dans la zone III de forte sismicité et au site d'implantation S3(en changeant le nombre d'étages).
- **Une analyse non linéaire** (PushOver, Logiciel etabs 2018), en utilisant la précédente bâtisse.

Afin d'établir la courbe de capacité qui convient à ces structures et leur déplacement inter- étage, et les rotules plastiques de la structure respectent toujours la dégradation selon le principe poteaux forts – poutres faibles en faisant varier, à chaque analyse par deux paramètres changé de site et de groupe d'usage après en fait une interprétation des résultats de l'étude permettra finalement de mettre en valeur l'influence de la hauteur totale d'un bâtiment auto -stable sur la nature de son comportement sismique.

MOTS-CLES : structures auto-stable, dimensionnement , RPA99/2003, pushover, la méthode ASCE 41-13 NSP, point de performance, rotules plastique, déplacement inter- étage.

Abstract

Among the natural disasters that affect the surface of the earth, earthquakes have always represented one of the most serious disasters of humanity. Their sudden and unforeseen appearance, the enormity of human and material losses have marked the memory of generations and the only valid prevention in seismic risk zones remains: Paraseismic Construction.

The new approaches that involve the definition of a level of performance associated with a level of seismic stress are based on the one hand, on the ability of these approaches to describe the corresponding damage, at the targeted level of performance, and on the other hand, shows that this typology must withstand significant displacements and consequently severe damage to its structural elements.

It is in this perspective that our work of identifying the factors influencing the performance of the structure and studying their impact on the seismic behavior of self-stabilizing reinforced concrete structures and the inter-floor displacement at the as the number of floors increases. Our interest focused on this typology of structures , because of their vulnerability to the last earthquake dated May 21, 2003.

- A linear analysis (RPA, ETABS software v 2018) of the portal frame structure from R+1 to R+8 in zone III of high seismicity and at the S3 implantation site (by changing the number of floors).
- A non-linear analysis (PushOver, etabs 2018 software), using the previous building.

In order to establish the capacity curve which is suitable for these structures and their inter-story displacement, and the plastic hinges of the structure always respect the degradation according to the principle strong columns - weak beams by varying, at each analysis by two parameters changed of site and group of use after in fact an interpretation of the results of the study will finally make it possible to highlight the influence of the total height of a freestanding building on the nature of its seismic behavior.

Key words: self-stabilizing structures, dimensioning, RPA99/2003, pushover, ASCE 41-13 NSP method, and performance point, plastic hinges, inter-story displacement.

Liste des figures

Chapitre I : Recherche bibliographique.

Figure I.1 : Contexte sismo-tectonique de la collision des plaques Afrique Eurasie (IRSN) [2] ...	4
Figure I.2 : Épicentre et foyer d'un séisme [4].	5
Figure I.3 : Éclatement de zones critiques [5]	7
Figure I.4 : Mécanisme de ruine [5].....	8
Figure I.5 : Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux [5].....	8
Figure.I.6 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) [5].....	9
Figure .I.7 : Mode de défaillance par cisaillement des poutres [9].....	9
Figure .I.8 : Fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) [9].....	10
Figure .I.9 : Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) [9].....	10
Figure.I.10 : Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux [9]	11
Figure.I.11 : Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant [9]	11
Figure.I.12 : Modes de défaillance dans les poteaux courts [9].....	11
Figure.I.13 : Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie ,2003).....	12
Figure .I.14 : Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie -2003).12	
Figure.I.15 : Dommages typiques dans les poteaux	13
Figure.I.16 : Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie.	13
Figure I.17 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres intérieurs.....	14
Figure I.18 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en L.....	14

Liste des figures

Figure I.19 : Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003).....	14
Figure I.20 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en T.....	15
Figure I.21 : Écaillage et graves dommages au nœud (séisme de Kocaeli Turquie 1999)	15
Figure I.22 : Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement (Kobe, Japon, 1995).....	15
Figure I.23 : Construction d'un spectre de déplacement [9].....	18
Figure I.24 : Principe de la méthode statique équivalente [5]	19
Figure I.25 : Principe de la méthode modale spectrale [5].....	19
Figure I.26 : Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique [9].....	20
Figure I.27 : Principe de la méthode d'analyse plastique [9].....	20
Figure I.28 : Description de l'analyse pushover [11].....	21
Figure I.28 : Hypothèse du système équivalent. [12]	22
Figure I.29 : Courbe de capacité. [12]	25
Figure I.30 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.	26
Figure I.31 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	27
Figure I.32 : Transformation de la courbe de capacité. [12].....	27
Figure I.33 : Principe d'analyse temporelle inélastique [9].....	28
Figure I.34 : Accélérogramme et spectre de réponse correspondant [9]	30
Figure I.35 : Transformation du spectre élastique (Sa-T) au format (Sa-Sd) [9]	30
Figure I.36 : Signification physique de la courbe de capacité [9]	31
Figure I.37 : Représentation simplifiée de la courbe de capacité [9].....	32
Figure I.38 : Principe d'établissement de la courbe Pushover [9]	32
Figure I.39 : Schématisation de l'énergie dissipée par une structure [9].....	33
Figure I.40 : Spectre de réponse réduit par l'amortissement effectif [9]	33
Figure I.41 : Principe d'obtention du point de performance [9]	34

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements.

Figure II-1 : Présentation des structure R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8.	41
Figure II.2 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 étudié....	41
Figure II.3 : Éléments d'un plancher en corps creux.....	43
Figure II.4 : Plancher en corps creux.....	44
Figure II.5 : Schéma de dimensionnement des poutres	47
Figure II.6 : Schéma de ferrailage de la section de poutres.....	47
Figure II.7 : Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau. [28].....	51
Figure II.8 : Spectre de réponse de calcul.....	54

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées.

Figure III.1 : Attribution des Rigid end Offests aux bouts des éléments poutres et poteaux [28].....	63
Figure III.2 : Courbe de capacité de la structure R+1(zone III ; site S3)	64
Figure III.3 : point de performance (R+1) (zone III ; site S3) de deux sens	65
Figure III.4 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+1) (zone III ; site S3) au point de performance, selon les deux sens	66
Figure III.5 : Relation force déformation d'une rotule plastique [25].....	67
Figure III.6 : Point de performance (R+2) (zone III ; site S3)	68
Figure III.7 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+2) (zone III ; site S3)AU POINT DE PERFORMANCE selon les deux sens	69
Figure III.8 : point de performance (R+3) (zone III ; site S3).....	70
Figure III.9 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+3) (zone III ; site S3)AU POINT DE PERFORMANCE selon les deux sens	71

Figure III.10 : point de performance (R+4) (zone III ; site S3).....	72
Figure III.11 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+4) (zone III ; site S3)(<i>AU POINT DE PERFORMANCE</i>) selon les deux sens	73
Figure III.12 : point de performance (R+5) (zone III ; site S3).....	74
Figure III.13 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+5) (zone III ; site S3)(<i>AU POINT DE PERFORMANCE</i>) selon les deux sens	75
Figure III.14 : point de performance (R+6) (zone III ; site S3).....	76
Figure III.15 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+6) (zone III ; site S3)(<i>AU POINT DE PERFORMANCE</i>) selon les deux sens	77
Figure III.16 : point de performance (R+7) (zone III ; site S3).....	78
Figure III.17 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+7) (zone III ; site S3)(<i>AU POINT DE PERFORMANCE</i>) selon les deux sens	79
Figure III.18 : point de performance (R+8) (zone III ; site S3).....	80
Figure III.19 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+8) (zone III ; site S3)(<i>AU POINT DE PERFORMANCE</i>) selon les deux sens	81
Figure III.20 : Déplacement spectrale en fonction du nombre d'étage (zone III ; site S3).	82
Figure III.21 : Le déplacement inter-étage de toutes les structures.....	86
Figure III.21 : Le déplacement inter-étage de toutes les structures.....	89

Chapitre IV: Analyse de la performance sismique des structures étudiées.

Figure IV.1 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S1) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP	92
Figure IV.2 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S2) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP	93
Figure IV.3 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site 3) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP	94

Figure IV.4 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S4) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP.	95
Figure IV.5 : Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans la structure R+8 implantés sur le site S1 et dans la Zone III.....	97
Figure IV.6: Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans la structure R+8 implantés sur le site S2 et dans la Zone III.....	98
Figure IV.7: Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans la structure R+8 implantés sur le site S4 et dans la Zone III.....	99
Figure IV.8 : Déplacement spectrale en fonction du changement les type de sites d'implantation de la structure en R+8 (zone III ; site S1, S2, S3 et S4).	101
Figure IV.9: Le déplacement inter-étage de la structure R+8 avec changement de site selon le sens X-X.	103
Figure IV.10 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le changement de sites d'implantations selon le sens y-y.	106
Figure IV.11 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; groupe d'usage 1A)	107
Figure IV.12 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; groupe d'usage 1B).....	108
Figure IV.13: Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans la structure R+8 implantés sur le groupe d'usage 1A et dans la Zone III,	110
Figure IV.14 : Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans la structure R+8 implantés sur site S3 et dans la Zone III avec changement de groupe d'usage. .	111
Figure IV.15 : Déplacement spectrale de la structure en R+8 en fonction du changement de groupe d'usage, implanté dans une zone de forte sismicité ZIII et sur site meuble S3	112
Figure IV.16 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le sens X-X de la poussée, avec les changements de groupe d'usage 2, 1A et 1B en comparaison avec les limitations à 1% de la hauteur du RPA99/2003	115
Figure IV.17 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le sens Y-Y de la poussée, avec les changements de groupe d'usage 2, 1A et 1B en comparaison avec les limitations à 1% de la hauteur du RPA99/2003	117

Liste des tableaux

Chapitre I : Recherche bibliographique

Tableau I-1: Hauteur maximales prescrites par le RPA99/2003 pour les bâtiments contreventés par portiques.....	16
---	----

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements.

Tableau II.1 : Descente de charges	49
Tableau II.2: Ferrailage longitudinal des poteaux	52
Tableau II.3 : Coefficients d'accélération de zone A [26]	55
Tableau II.4 : Vérification l'effort normal réduit pour chaque poteau.....	59
Tableau II.5: Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+8).....	60

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées.

Tableau III.1 : Résultats des déplacements inter-étage des structures selon le sens X-X.....	83
Tableau III.2: Résultats des déplacements inter-étage des structures selon le sens Y-Y.....	87

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures étudiées.

Tableau IV.1 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance	95
Tableau IV.2 : la distribution des rotules plastiques de la structure étudiée des différents sols.....	99
Tableau IV.3 : Les résultats de déplacement inter-étage de la structure avec changement de type de sol selon X-X.....	101
Tableau IV.4 : Les résultats de déplacement inter-étage de la structures avec changement de type de sol selon Y-Y	104
Tableau IV.5 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance	109
Tableau IV.6 : la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés.	111

Tableau IV.7 : Les résultats du déplacement inter-étage de la structure avec changement de groupe d'usage selon la direction X-X de la poussée progressive 113

Tableau IV.8 : Les résultats de déplacement inter-étage de toutes les structures selon X-X 115

Sommaire

Introduction générale

Introduction :	1
Problématique :	2
Objectifs du travail :	2
Structuration du mémoire :	2

Chapitre I : Recherche bibliographique

I.1 Introduction.....	4
I.2 Historique de la sismicité en Algérie	4
I.2.1 Qu'est-ce qu'un séisme ?	4
I.2.2 Tectonique des plaques	4
I.2.3 Historique des séismes en Algérie	5
I.3. Éléments d'un séisme	5
I.3.A. Foyer d'un séisme.....	5
I.3.B. Epicentre	5
I.3.C. Intensité	5
I.3.D. Accélération d'un séisme	5
I.3.E. Faille.....	6
I.3.F. Ondes sismiques	6
I.3.G. La magnitude	6
I.3.H. Classification des séismes.....	6
I.4 Comportement des bâtis existants en béton armé	6
I.5 Systèmes de contreventement	7
I.5.1 Structures en portiques (poteaux-poutres).....	7
I.5.2 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique.....	7
I.6. Dommages survenus sur les structures en poteaux-poutres.....	8

I.6.1. Endommagement des poutres par flexion	8
I.6.2. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres.....	9
I.6.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux.....	10
I.6.3.A. Poteaux d'élançement faible ($\alpha s < 2$)	11
I.6.3.B. Poteaux d'élançement moyen $2,0 \leq \alpha s \leq 3,5$	12
I.6.3.C. Poteaux d'élançement élevé $\alpha s > 3,5$	12
I.6.4. Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction	13
I.7 La vulnérabilité sismique	16
□ Vulnérabilité de la typologie poteaux-poutres	17
I.8 Spectres de réponse.....	17
I.9 Méthodes d'analyse	18
I.9.1. Méthodes élastiques linéaires	18
□ Méthode statique équivalente	18
□ Méthode spectrale modale	19
□ Méthode d'analyse temporelle élastique	19
I.9.2 Méthodes non linéaires.....	20
□ Méthode d'analyse plastique	20
□ Description de la méthode pushover	20
I.9.3 Méthode d'analyse temporelle inélastique.....	27
I.9.4 Méthode d'analyse modale pushover	28
I.9.5 Méthode d'Analyse spectrale non-linéaire (M-S-N-L).....	28
a. Principe de la méthode et équations	29
b. Spectre de réponse inélastique.....	32
c. Point de performance.....	33
I.10. Présenter quelques travaux réalisés dans cette thématique.....	34
a.Mr. LOUZAI Amar.....	34
b.ZALOUK SAMIRA :	36

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements.

II.1. Introduction	39
--------------------------	----

II.2. Présentation et description de l'ouvrage.....	39
II.2.1. Description de l'ouvrage.....	39
II.2.2. pré-dimensionnement des éléments	42
II.2.2.1. Pré-dimensionnement du plancher.....	42
II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres.....	44
II.2.2.3. Poteaux	48
II.2.2.4. Pré dimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux.....	51
II.2.3. Charges appliquées	53
II.2.3.1. Charges gravitaires	53
II.2.3.2. Charges sismiques	53
II.2.4 Vérifications de l'effort tranchant à la base.....	55
II.2.4.1 Calcul de la force sismique totale.....	55
II.2.4.2 Estimation empirique de la période fondamentale.....	56
II.2.5 Effort normal réduit	59
II.2.6. Les déplacements latéraux inter- étage	59
II.3. Conclusion	61

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées.

III.1. Introduction	62
III.2 Utilisation de la méthode statique non linéaire	62
III.2.1. Application de l'analyse Pushover à la structure R+8	62
□ Spécification des propriétés des matériaux introduite dans la modélisation.....	62
□ Introduction des valeurs du Push XX	63
III.2.2 Méthode des coefficients (Coefficients method)	63
III.3. Résultats des modélisations numériques des structures avec du RPA sur logiciel ETABS en utilisant la méthode des coefficients.....	64
III.3.1. Structure R+1.....	64
a. Courbe de capacité de la structure	64
b. Détermination du déplacement cible	65
c. Distribution des rotules plastique.....	66
III.3.2. Structures R+2.....	67

a- Détermination du point de performance	67
b- Distribution des rotules plastique	69
III.3.3. Structures R+3	70
a- Détermination du point de performance	70
b- Distribution des rotules plastique	71
III.3.4. Structures R+4	72
a- Détermination du point de performance	72
b- distribution des rotules plastique	73
III.3.5. Structure R+5	74
a- Détermination du point de performance	74
b- distribution des rotules plastique	75
III.3.6. Structures R+6	76
a- Détermination du point de performance	76
b- distribution des rotules plastique	77
III.3.7. Structures R+7	78
a- Détermination du point de performance	78
b- Distribution des rotules plastique	79
III.3.8. Structures R+8	80
a- Détermination du point de performance	80
b- distribution des rotules plastique	81
III.4. Interprétation de la performance sismique des structures selon leurs déplacements inter-étages	83
III.4.1. Déplacement inter-étage selon x-x	83
III.4.2. Déplacement inter-étage Y-Y	86
III.5. Conclusion	90

Chapitre IV: Analyse de la performance sismique des structures étudiées.

IV.1 Introduction	91
IV.2 Comportement des structures auto-stable	91
IV.3. Les résultats de point de performance.....	91
IV.3.1. Détermination du point de performance selon le type de sol	91
a. Point de performance	91

b- Distribution des rotules plastique	96
IV.3.2. Comparaison entre le déplacement inter-étages de la structure en R+8 selon les quatre types de sites d'implantation, avec la prescription du RPA99/2003	101
a. Déplacement inter-étage selon x-x	101
b. Déplacement inter-étage selon Y-Y	104
IV.3.3. Etude de la performance de la structure en R+8 selon un changement de groupe d'usage	106
a. Point de performance	106
b. Distribution des rotules plastique.....	109
c. Conclusion	112
IV.3.4. Influence du changement de groupe d'usage de la structure en R+8 sur son déplacement inter-étages	113
a. Déplacement inter-étage selon xx.....	113
b. Déplacement inter-étage Y-Y	115
IV.4. Conclusion	117

Conclusion générale

Conclusion générale	119
Références bibliographiques.	

Introduction générale

Introduction générale

Introduction :

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée, non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par sa rigidité structurelle. Les structures relativement flexibles (notamment en portiques) ont un bon comportement sous chargement sismique. Cependant, l'analyse de ces structures montre que cette typologie doit supporter d'importants déplacements et par conséquent des dommages sévères sur ses éléments structuraux et non structuraux.

Les raisons de ces dommages sont multiples :

- Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, ajoutées à un manque de ductilité dans les éléments, les ruptures fragiles deviennent prépondérantes.
- Une mauvaise qualité des matériaux constitutifs (insuffisance des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier) et les dispositions des armatures longitudinales et transversales peuvent aussi rendre les structures plus fragiles et moins résistantes

Le comportement d'une structure auto-stable en béton armé est régi par le comportement de ses différents portiques [34].

Le Règlement Parasismique Algérien 2003 se limite à un calcul linéaire des structures, ce qui reste insuffisant. En effet, plusieurs travaux montrent l'importance d'aller dans le domaine non linéaire et subséquent de pousser une structure (ou portique) jusqu'à atteindre sa limite. Dans la littérature, depuis quelques années, un engouement particulier est donné à cette méthode « PUSHOVER » ASCE41-13 NSP ([35] ; [33] ; [31] ; [32]).

L'estimation de la performance sismique est basée sur le positionnement du point de performance obtenu par une méthode de superposition de deux courbes demande et capacité sismique, dont la première est obtenue par la transformation des enregistrements en spectre de réponse et la deuxième par la méthode Pushover.

Problématique :

La réglementation algérienne en vigueur exige certaines conditions à respecter dans la conception des structures en béton armé. Parmi ces dernières, on peut citer les limitations en hauteur exigée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA) dans son article 1a qui stipule ce qui suit : Par ailleurs les bâtiments concernés (structures auto-stables sans remplissage en maçonnerie) ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, **5 niveaux ou 17m en zone II et 2 niveaux ou 8m en zone III.**

Plusieurs codes de calcul tel que l'Eurocode 8, les guides de calcul Américain (ATC-40 et FEMA-273-356, FEMA440 etc...) favorisent les systèmes de contreventement auto-stables en béton armé considérés comme étant relativement flexibles, et en théorie, censé avoir un bon comportement sous un chargement sismique avec une bonne dissipation d'énergie.

Plusieurs codes parasismiques se basent sur des calculs réels en introduisant des méthodes d'analyse et de calcul plus avancées dans les phases de conception et de dimensionnement, tel que la méthode statique non linéaire (Push-over analysis) ainsi que les méthodes de calcul en performance (Capacity Design), ce qui n'est pas considéré dans les règles parasismiques algériennes.

Ces méthodes permettent de visualiser le comportement réel de la structure après sa mise en service (capacité et déplacement), avec toutes les séquences des dommages qu'elle va subir (où vont se former les rotules plastiques et quand) sous la demande sismique.

Objectifs du travail :

L'objectif de ce présent mémoire est de montrer la performance des structures auto-stables implantées en zone III dépassant les limitations exigées dans l'article 1a du RPA. Cela peut se faire par l'application des méthodes de calcul en capacité (Méthode push-over), après calcul du bâtiment suivant la réglementation algérienne en vigueur (RPA99version 2003 et BAEL91).

Structuration du mémoire :

Le présent mémoire est structure en quatre chapitres :

Commençant par une introduction générale.

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique.

Le deuxième chapitre est constitué de trois parties :

- **La partie 1** est consacrée à introduction.

- **La partie 2** est consacrée à la présentation de structure étudié et pré dimensionnement.
- **La partie 3** est consacrée à la vérification de le RPA.

Le troisième chapitre on effectue des analyses non-linéaires pushover pour les structures étudiées en utilisant le logiciel de calcul non linéaire ETABS. Les structures sont analysées sous l'évaluation des paramètres suivants :

- la hauteur de l'étage.
- Discussions des résultats de point performance et le mode de ruine de la structure.
- Le déplacement inter-étage.

Le dernier chapitre, on procède à une discussion des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré et son influence sur la performance et le mode de ruine de la structure :

- **Partie 1** est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus avec changement de type de sol.
- **Partie 2** est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus après le changement de groupe de l'usage.

Enfin la conclusion générale.

Chapitre I :
Recherche bibliographique

Βερερερε ριρροζαβριδμε

Σταβριε Ι :

I.1 Introduction :

Le séisme ou tremblement de terre constitue un phénomène géologique qui peut terroriser la population vivante dans certaines zones à risques sismiques à n'importe quel moment. C'est le risque naturel majeur le plus meurtrier qui cause le plus de dégâts que ce soit en termes de coût économique qu'en termes de vies humaines.

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'histoire de la sismicité en Algérie, ainsi que le comportement des structures en béton armé.

I.2. Historique de la sismicité en Algérie :

I.2.1. Qu'est-ce qu'un séisme ?

C'est une rupture brutale de roche suite à une accumulation de contrainte.

I.2.2. Tectonique des plaques :

L'Algérie se situe sur l'axe des plus grandes tensions passant par l'Afrique du nord, l'Italie et la Grèce, caractérisée par la ceinture transasiatique, qui libère près de 15 % de l'énergie sismique annuelle [1], et sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques : la plaque eurasiennne et la plaque africaine (fig.I.1) [2]. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de raccourcissement d'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. [3]

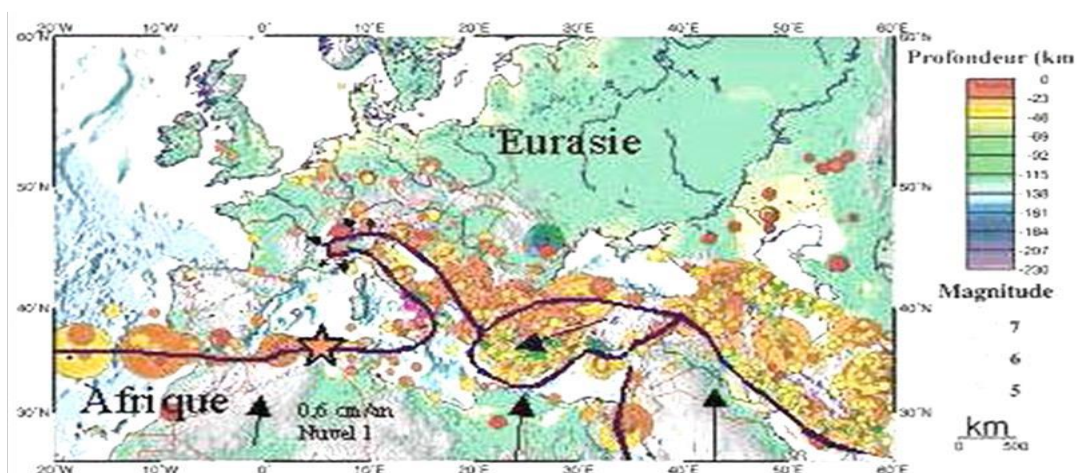


Figure I.1 : Contexte sismo-tectonique de la collision des plaques Afrique Eurasie (IRSN).

[2]

I.2.3. Historique des séismes en Algérie :

Le tremblement de terre qui se produit ces dernières années nous rappelle, une fois de plus que le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire [1]. Le catalogue de sismicité historique ne couvre qu'une infime partie de l'histoire de la sismicité de cette région. [3]

Au nord de l'Algérie, l'activité sismique est connue depuis le 03 janvier 1365 [2], date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. Depuis, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, tels que El Asnam, 1980 jusqu'au séisme de Boumerdès le 21 mai 2003, où l'on déplore la perte de plus de 2277 habitants de la région.

I.3. Éléments d'un séisme :

La figure suivante illustre quelques paramètres d'un séisme.

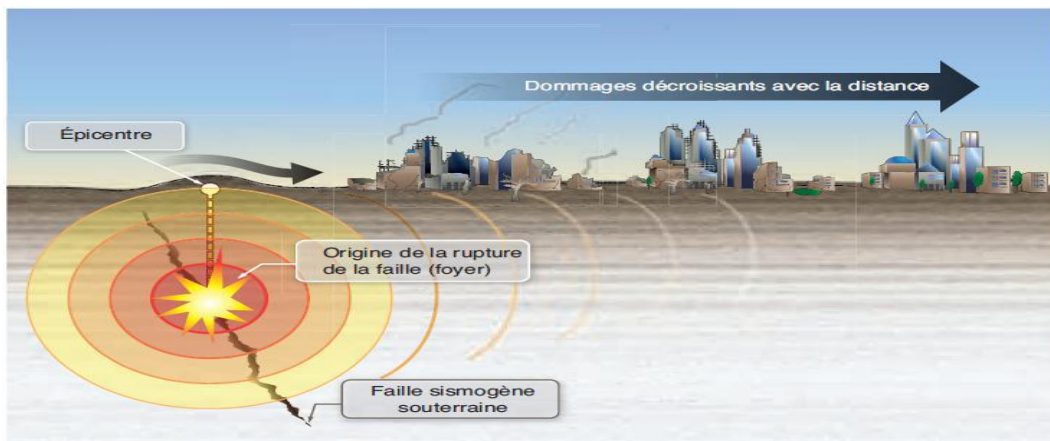


Figure I.2: Épicentre et foyer d'un séisme [4].

I.3.A. Foyer d'un séisme : C'est le point origine de la rupture au sein de l'écorce terrestre, là où l'énergie est libérée.

I.3.B. Epicentre : L'épicentre est un point situé à la surface du sol à la verticale du foyer.

I.3.C. Intensité : L'intensité mesure l'importance d'un séisme en un lieu donné d'après les manifestations ressenties par la population et les dégâts occasionnés.

I.3.D. Accélération d'un séisme : Fait correspondre à chaque intensité du séisme ses effets macrosismiques. Autrement dit, les dommages engendrés par les différentes classes de constructions.

I.3.E. Faille : Une faille est une cassure de l'écorce terrestre qui partage un ensemble rocheux en deux compartiments décalés.

I.3.F. Ondes sismiques : Elles correspondent aux ondes élastiques qui se propagent de manière concentriques sans déplacement de matière et formant ainsi des fronts d'ondes.

I.3.G. La magnitude : C'est une grandeur mesurant l'énergie libérée lors d'un séisme.

I.3.H. Classification des séismes : Les séismes sont classés suivant leurs intensités et leurs accélérations :

- **Séisme faible :** Intensité modérée mais significative. Il correspond aux intensités comprises entre [0, 3] sur l'échelle de Richter et à une accélération de l'ordre de (0.15g).
- **Séisme modéré :** Intensité élevée. Il correspond aux intensités comprises entre [3, 5] sur l'échelle de Richter et à une accélération de l'ordre de (0.25g).
- **Séisme fort :** Intensité très élevée. Il correspond aux intensités comprises entre [5, 7] sur l'échelle de Richter et à une accélération de l'ordre de (0.50g).

I.4. Comportement des bâtis existants en béton armé :

Les bâtiments existants en béton armé sont considérés comme potentiellement vulnérables vis-à-vis des secousses sismiques pour plusieurs raisons, qui les caractérisent comme étant des structures faiblement ductiles. Les principales caractéristiques de comportement vis-à-vis des séismes de ce type de bâtiments sont. [8]

- Ces bâtiments ont été conçus pour résister aux charges normales en générales, sans prendre en compte les charges sismiques. Par conséquent, les systèmes de contreventement de ces bâtiments sont mal ou pas du tout adaptés à la résistance aux charges latérales d'origine sismique. [8]
- Irrégularité structurelle telles que les irrégularités des rigidités et des masses en plan et en élévation. Ces irrégularités conduisent également à une interruption du transfert des flux des charges entre les systèmes de contreventement.
- L'armature longitudinale (de flexion) mais aussi l'armature transversale (de cisaillement et de stabilisation) ou frettage du béton est en général insuffisante et inadéquate. Cette défaillance est d'autant plus remarquable dans les zones critiques

telles que les jonctions poutres poteaux et à la base des murs des refends. [8]

I.5. Systèmes de contreventement :

Ce sont des systèmes structurels constitués d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (les séismes) et verticales.

On distingue plusieurs types de systèmes de contreventement. Cependant, cette étude porte sur l'étude du comportement des structures en portiques auto-stables dont un résumé bibliographique est donné ci-après.

I.5.1. Structures en portiques (poteaux-poutres) :

Ce sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyenne à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent de portiques auto-stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. [6]

Il est vrai, qu'après le dernier séisme en date du 21 mai 2003 en Algérie (magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter), ce type de contreventement généralisé dans la région touchée par la catastrophe, a subi des dommages de grandes ampleurs. Ce qui a donné lieu à de multiples discussions et remises en questions. La figure I.3, montre un des désordres constaté sur ce type de contreventement, lié à l'éclatement de la zone critique (zone nodale). [7]



Figure I.3 : Éclatement de zones critiques. [5]

I.5.2. Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique :

Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes

de dissipation d'énergie. [25]

En raison de leur souplesse inhérente, lorsque ces structures seront soumises à des mouvements sismiques importants, ces dernières peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants. [10]

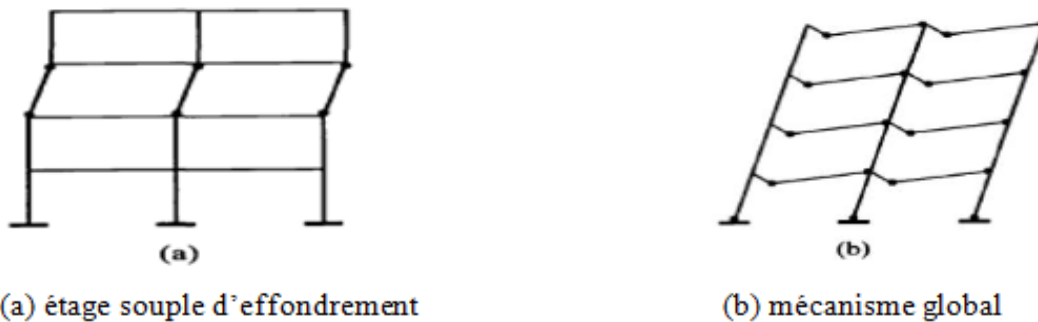


Figure I.4 : Mécanisme de ruine. [5]



Figure I.5 : Endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux. [5]

I.6. Dommages survenus sur les structures en poteaux-poutres :

I.6.1. Endommagement des poutres par flexion :

La première cause des dommages est la fissuration par flexion dans la travée des poutres (fig.I.6), de telles fissures préexistantes auraient été dues à des charges gravitaires ou en raison des effets de la composante verticale du séisme. Dans ce cas, la sécurité globale du bâtiment n'est pas compromise.



Figure.I.6 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003). [5]

Souvent la ductilité des poutres en béton armé réduite à cause du manque d'espacement des étriers (presque égale à la hauteur de la poutre) et l'utilisation des aciers longitudinaux lisses ont généré la formation de fissures par cisaillement. Ces fissures conduisent à leur tour, à la réduction de la force due à la flexion et au cisaillement.

Le mécanisme de cisaillement devrait toujours être évité dans les éléments de la structure en portique, car ils sont collaborateurs à faible dissipation d'énergie et une défaillance brusque (également connu sous le nom, rupture fragile).

I.6.2. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres :

La seconde cause des dommages est la fissuration par cisaillement (Fig.I.7). Ces fissures sont principalement attribuables, aux insuffisances des armatures de cisaillement (Fig.I.7 et I.8). Elle est plus dangereuse que les fissures par flexion, mais en général n'est pas critiques à l'égard de la sécurité globale du bâtiment [18].

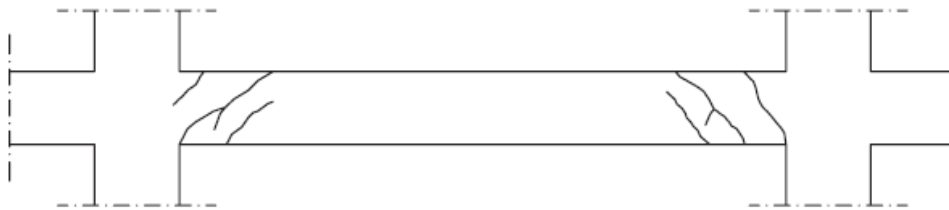


Figure .I.7 : Mode de défaillance par cisaillement des poutres. [9]



Figure I.8 : Fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003). [9]



Figure I.9 : Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003). [9]

I.6.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux :

Les poteaux jouent un rôle important dans la stabilité des structures en portique en béton armé, et pour obtenir la réponse sismique ductile, les rotules plastiques ne doivent pas se former dans les poteaux [19].

Les effets de la compression axiale influent sur la réponse sous chargement cyclique (fig.I.10), ces effets sont favorables ou défavorables. En effet, des charges de traction, à la suite des moments de renversement importants [20], bien que n'étant pas nuisibles du point de vue de ductilité, peuvent entraîner la dégradation significative et un risque de cisaillement par glissement (Fig.I.11), d'où l'endommagement dans les poteaux dépend du rapport de cisaillement (α) tel que :

$$\alpha_s = \frac{M}{V \cdot H} \quad (I.1)$$

Où M est le moment fléchissant et V est l'effort tranchant.

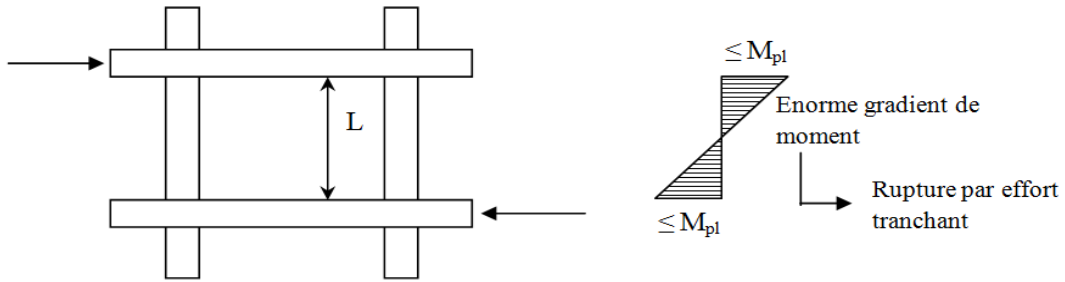


Figure.I.10 : Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux. [9]

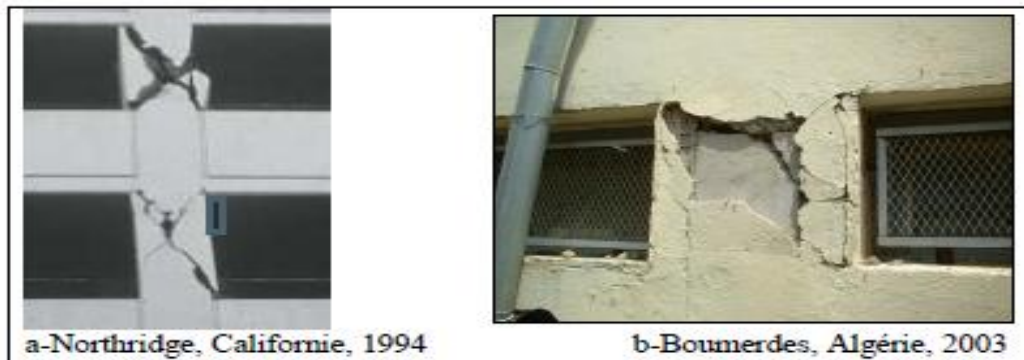


Figure.I.11 : Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant. [9]

I.6.3.A. Poteaux d'élanement faible ($\alpha < 2$) :

Les poteaux courts ou d'élanement faible ($\alpha < 2$) présentent une rupture fragile par cisaillement, et une charge axiale élevée [23]. Lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques peuvent avoir des fissures inclinées par cisaillement. Ce comportement peut être amélioré si le contre-renfort est utilisé, et en particulier si plusieurs croix de renforcement (formant un treillis) sont employées (Fig.I.12).

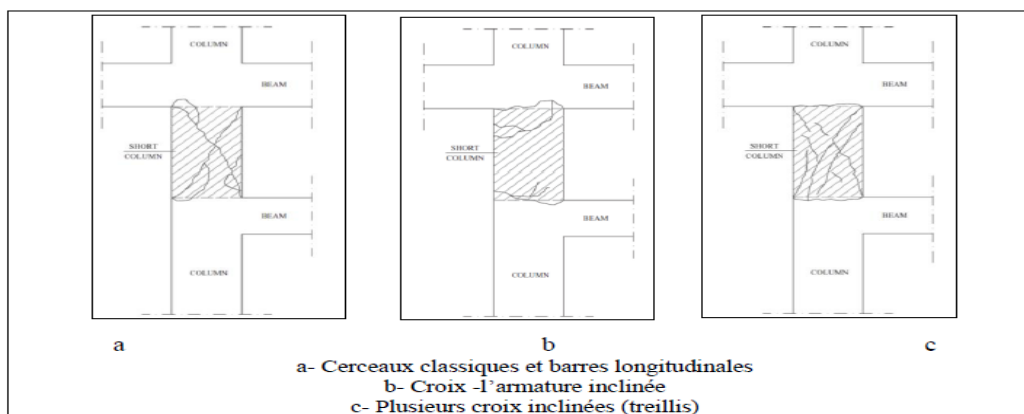


Figure.I.12 : Modes de défaillance dans les poteaux courts. [9]

Les poutres adoptent des armatures classiques, constituées des barres longitudinales et des étriers rectangulaires. L'augmentation de la rigidité relative des poteaux courts attire de fortes charges latérales (Fig.I.13 et I.14). À son tour, la demande en cisaillement dans ces

éléments de structure est extrêmement élevée, même des détails sismiques adéquats sont généralement inefficaces pour prévenir la rupture par cisaillement.



Figure.I.13 : Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie ,2003).



Figure I.14 : Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie -2003).

I.6.3.B. Poteaux d'élanement moyen $2,0 \leq \alpha_s \leq 3,5$:

Des poteaux d'élanement moyen $2,0 \leq \alpha_s \leq 3,5$ présentent une défaillance mixte (Fissure / cisaillement) dont la quantité du ferrailage transversal est un paramètre critique.

I.6.3.C. Poteaux d'élanement élevé $\alpha_s > 3,5$:

Les poteaux d'élanement élevé ($\alpha_s > 3,5$) sont caractérisés par un type de dommages par flexion. Ce type de dommage est constitué d'écaillage de l'enrobage, puis l'écrasement de la zone de compression, flambement des barres longitudinales et des fractures des étriers en raison de l'expansion du noyau. [22]

Des exemples de modes de défaillance par cisaillement dans les poteaux sont fournis dans la figure.I.15, Ces défaillances prouvent l'insuffisance des détails sismiques, en particulier dans les zones critiques dans les extrémités des éléments, et l'interaction avec des remplissages de maçonnerie peuvent provoquer des dégâts importants dans les poteaux lors de séismes (Fig.I.16).

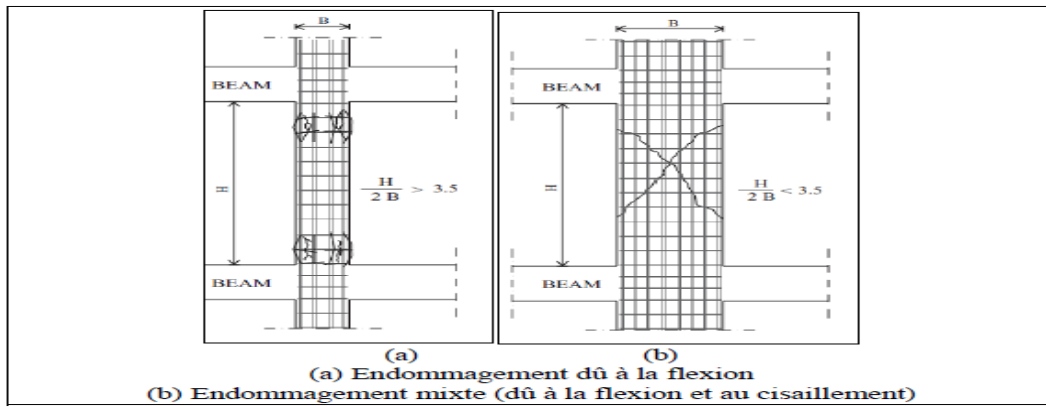


Figure I.15 : Dommages typiques dans les poteaux.

Un autre type de défaillance peut être causé par l'interaction avec les remplissages de maçonnerie comme le montre également la Fig.I.16 où les remplissages sont présents uniquement dans un côté du poteau [22].

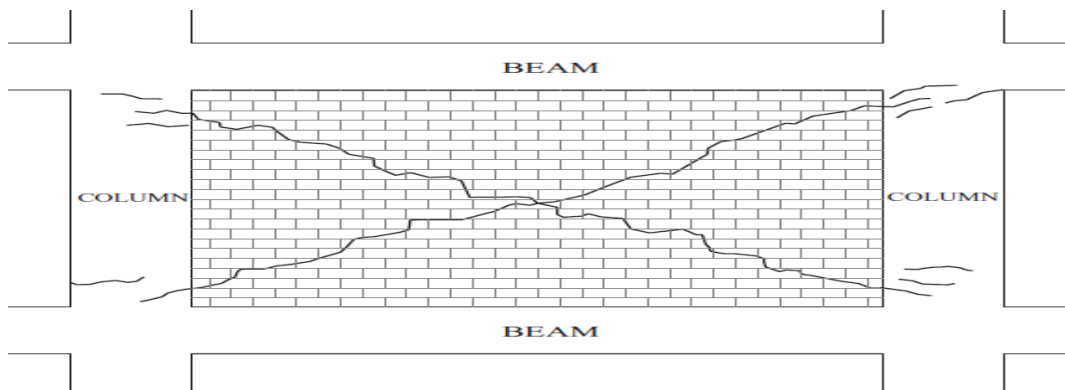


Figure.I.16 : Cisaillement des poteaux par interaction avec la maçonnerie.

I.6.4. Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction :

Pendant un séisme modéré, il est préférable que les poteaux-poutres restent dans le domaine élastique, de sorte qu'aucune réparation n'est nécessaire. Sous chargement cyclique, la transmission du cisaillement dans les noyaux se fait principalement par le développement du mécanisme de rotules plastiques [23].

Les planchers tendent à augmenter à la fois la rigidité et la résistance des nœuds, toutefois, le renforcement des dalles augmente le moment négatif des poutres (qui pourrait causer l'articulation des poteaux, en particulier à des niveaux de déformation élevés) et, au niveau des nœuds extérieurs, la torsion induite par la fissuration de la dalle provoque la torsion des poutres transversales, qui tendent à devenir inefficaces [21]. Ces types de

dommages à l'intérieur et l'extérieur des nœuds sont indiqués dans les **figures I.17, I.18 et I.19**.



Figure I.17 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres intérieurs.

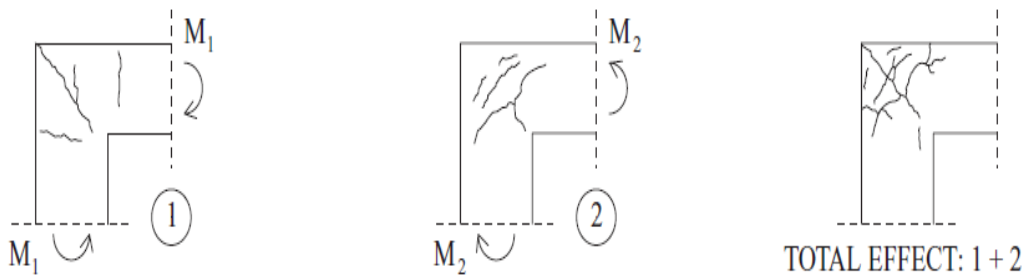


Figure I.18 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en L.



Figure I.19 : Ruine d'un nœud d'un poteau d'angle (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003).



Figure I.20 : Types de dommages sismiques des assemblages poteaux-poutres extérieurs en T.

Le nombre insuffisant d'étriers au niveau des poutres et des poteaux, a provoqué d'importants dégâts dans les séismes précédents, en particulier dans les connexions extérieures des structures en portiques (Fig.I.21), les barres longitudinales lisses sans confinement aux connexions des poteaux poutres ont souvent été constaté au cours des postes – enquêtes de tremblement de terre, en particulier dans les pays du bassin méditerranéen, comme la Grèce, l'Italie, la Turquie et l'Afrique du Nord (Algérie), [23].

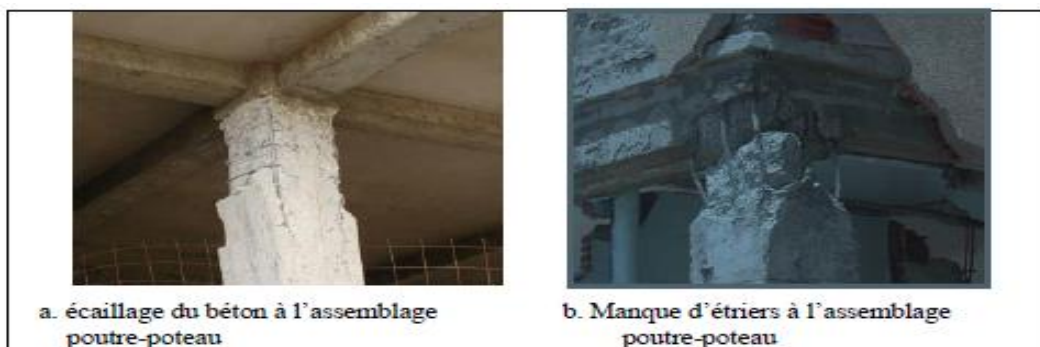


Figure I.21 : Écaillage et graves dommages au nœud (séisme de Kocaeli Turquie 1999).











Figure.I.22 : Endommagement d'un nœud poteau-poutre par cisaillement (Kobe, Japon, 1995).

Chapitre I : Recherche bibliographique

Ont montré que de nombreuses structures de bâtiments, comme celui de la Fig.I.22, employé des détails de niveaux faibles à modérés d'aléa sismique, bien que situé dans des régions de forte sismicité. Ces détails sont nettement insuffisants pour assurer une résistance et une ductilité suffisante, en vertu de violents séismes, comme le démontrent les dommages observés.

Tableau I-1: Hauteur maximales prescrites par le RPA99/2003 pour les bâtiments contreventés par portiques.

Portiques	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Sans remplissage	 5 niveaux ou 17 mètres	 4 niveaux ou 14 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres
Avec remplissage	 5 niveaux ou 17 mètres	 4 niveaux ou 14 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres	 2 niveaux ou 8 mètres

I.7. La vulnérabilité sismique :

L'estimation des pertes spécifiques résultant d'un séisme, exige que pour chaque classe de bâtiments, la relation entre intensité du mouvement sismique et le degré de dommage doit être connue ou développée. L'endommagement sismique potentiel des structures a été l'objectif de plusieurs études effectuées. Différentes approches ont été développées afin de prédire et d'estimer les pertes spécifiques en terme d'endommagement et en terme de victimes. [14]

Cependant évaluer la vulnérabilité d'un bâtiment existant vis à vis du séisme c'est évaluer sa capacité en résistance puis la comparer à la résistance que demande la réglementation.

C'est-à-dire, c'est faire le calcul sur la base des mêmes plans une fois en appliquant la réglementation en vigueur et une fois en estimant la capacité du bâtiment en place (in situ),

avec tous les problèmes que peut rencontrer un bâtiment en place : dommages subis par l'ouvrage dus essentiellement à l'âge, les conditions d'exploitation, mauvais entretien, etc...

➤ **Vulnérabilité de la typologie poteaux-poutres.**

Les structures ne réagissent pas de la même manière aux secousses sismiques. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres à l'endommagement par les séismes. Cette tendance à l'endommagement se traduit par la vulnérabilité. Elle est définie d'une manière générale comme étant le niveau de perte de valeur d'un système lorsqu'il est soumis à un événement endommageant. [13]

Les constructions actuelles conçues et construites au cours des dernières décennies respectent généralement un certain niveau de protection sismique, tel que spécifié par les codes et / ou normes de construction en vigueur au moment de leur construction.

I.8. Spectres de réponse :

C'est le résultat des enregistrements (accélérogrammes) d'un séisme, calculé à partir de tous les oscillateurs simples possibles (pour toute la gamme de périodes et d'amortissements), les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacements ($d(t)$) max et de tracer les graphiques correspondants, dits spectres de réponses en termes de déplacements, en termes de vitesses ($v(t)$) max et d'accélérations ($a(t)$) max.

Le déplacement $d(t)$ de la masse étant calculé pour chaque oscillateur, on peut déduire :

- Le spectre de réponse en termes de déplacement (fig. I.23), d'après la formule :

$$Sd_{(t)} = [d_{(t)}]_{max} = \frac{[a_{(t)}]_{max}}{\omega^2} \quad (I.1)$$

- Le spectre de réponse en termes de vitesse :

$$Sv_{(t)} = [V_{(t)}]_{max} = \omega S_d \quad (I.2)$$

Le spectre de réponse en termes d'accélération, peut être tracé de la même façon, puisque l'accélération maximale et le déplacement maximal sont liés par la formule:

$$Sa_{(d)} = [a_{(t)}]_{max} = \omega^2 d_{(t)} = \omega Sv \quad (I.3)$$

On encore : $a_{max} = \omega Sv = \omega^2 D_{max} \quad (I.4)$

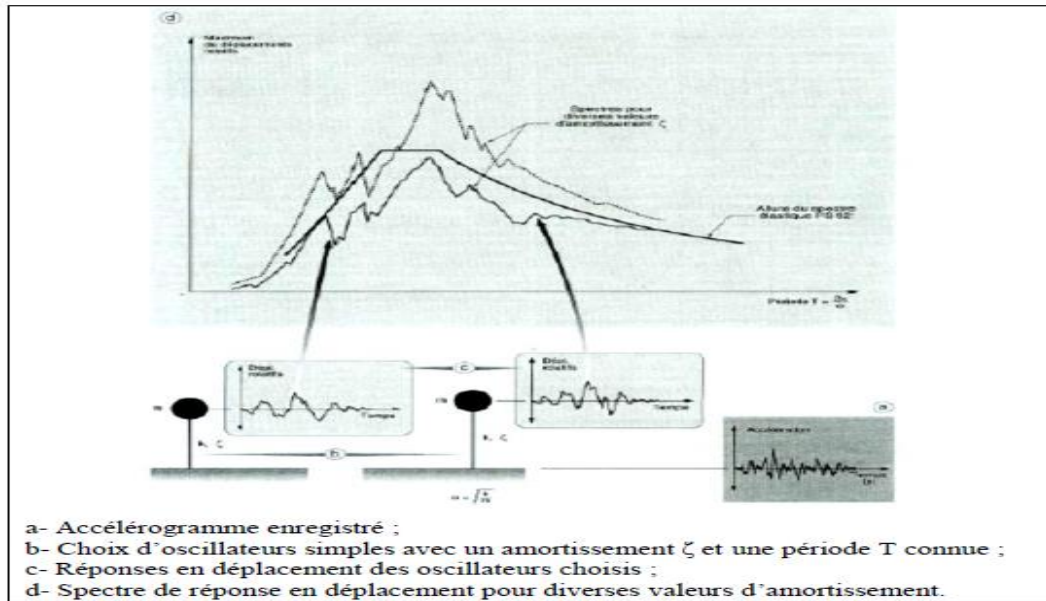


Figure I.23 : Construction d'un spectre de déplacement. [9]

I.9. Méthodes d'analyse :

Les méthodes classiques pour le calcul sismique ont pour objectifs de fournir une capacité de résistance et déformation (ductilité) suffisante, afin de protéger les vies humaines et contrôler les dégâts qui peuvent survenir par déplacements limites en service.

Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisées en fonction du niveau de la réponse structurelle.

I.9.1. Méthodes élastiques linéaires :

➤ Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiques appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

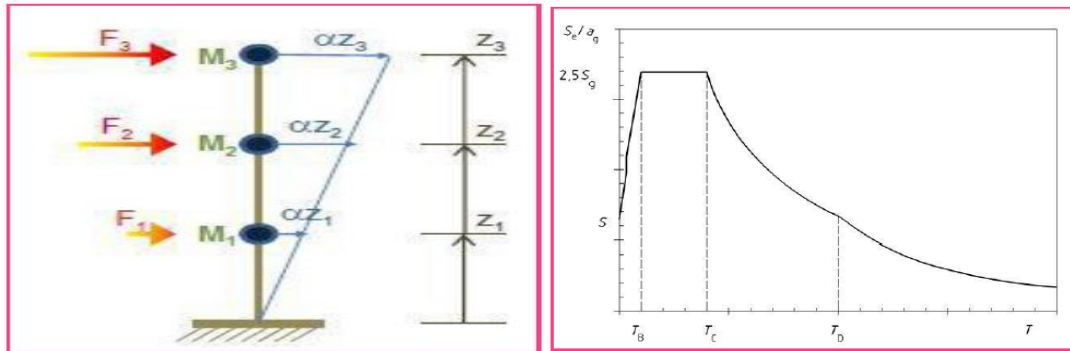


Figure I.24 : Principe de la méthode statique équivalente. [5]

Comme le montre la figure I.24, cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **Méthode spectrale modale :**

C'est l'une des méthodes les plus répandues pour le calcul des systèmes élastiquement amortis. Elle consiste à décomposer un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL) en un système composé des plusieurs systèmes à un seul degré de liberté (SSDDL).

Les réponses des différents modes sont ensuite, combinées en respectant des règles bien définies (SRSS, CQC) pour obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale (Fig.I.25).

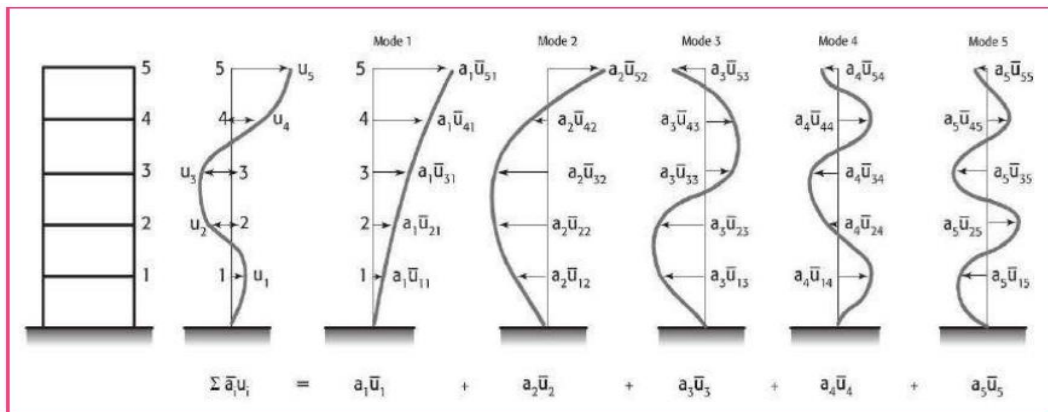


Figure I.25 : Principe de la méthode modale spectrale. [5]

➤ **Méthode d'analyse temporelle élastique :**

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire (fig.I.26) faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins, elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

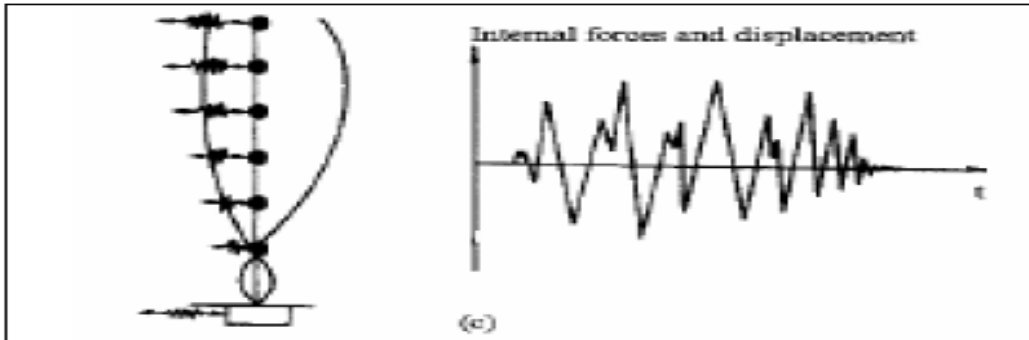


Figure I.26 : Principe de la méthode d'analyse temporelle élastique. [9]

I.9.2. Méthodes non linéaires :

➤ Méthode d'analyse plastique :

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques, afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au-delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure

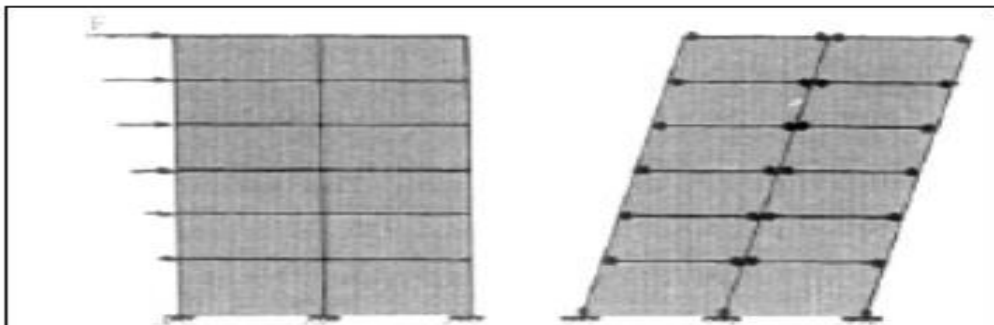


Figure I.27 : Principe de la méthode d'analyse plastique. [9]

➤ Description de la méthode pushover :

L'analyse statique (ne varie pas au cours du temps) non linéaire par poussée progressive, dite **analyse pushover**, est une méthode d'analyse avancée des structures. Elle consiste à appliquer des charges latérales qui représentent les forces d'inertie se produisant à la suite d'une accélération du sol (fig. I.28). Ce chargement s'accroît de façon monotone jusqu'à cette stabilité puis ruine de la structure, passant par une plastification correspondant à l'apparition de rotules plastiques dans les éléments.

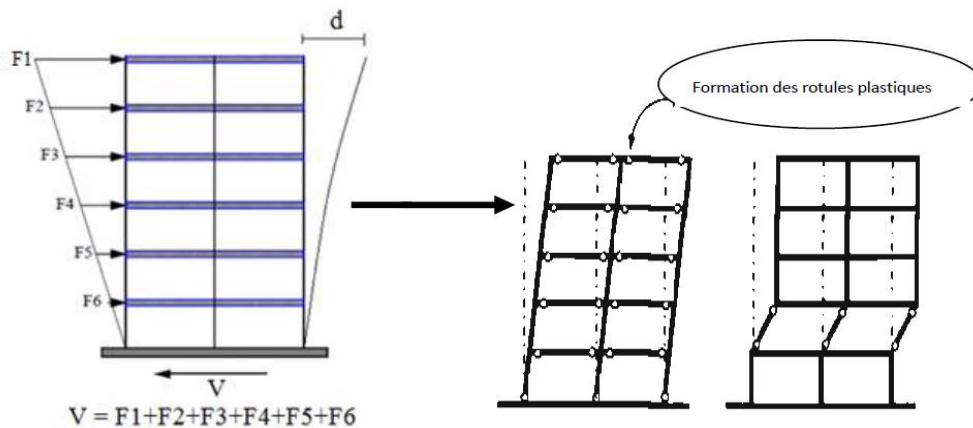


Figure I.28 : Description de l'analyse pushover. [11]

a. But de l'analyse Pushover :

Le but de l'analyse pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure, en estimant ses demandes en résistances et en déformations lors d'un séisme. Cette analyse est basée sur l'évaluation des paramètres de performances les plus importants (**déplacements** entre les niveaux, **déformations anélastiques** dans les éléments structuraux, **les déformations** entre les éléments, **les forces** dans les éléments et les **assemblages**).

Cependant, le pushover peut être considéré comme une méthode de prédiction des demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte de la redistribution des forces internes, lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être estimées par le comportement linéaire. [12]

L'analyse statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire (analyse modale) ; à savoir :

- les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles (Demandes en forces axiales pour les **poteaux**, demandes en moments pour les **poteaux -poutres**, demandes en cisaillements dans les **poutres rigides**.....).
- estimation des demandes en déformations.
- la conséquence de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être trop élevées.
- identification des discontinuités de résistances en plan ou en élévation dues aux modifications caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.

- estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P-D.
- vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations (par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié par des forces réalistes). [12]

b. Formulation de l'analyse pushover :

L'analyse pushover est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être assimilée à un système à un seul degré de liberté DDL équivalent ; ce qui fait que la forme de ce mode reste inchangée (constante) durant l'excitation (fig.I.28).

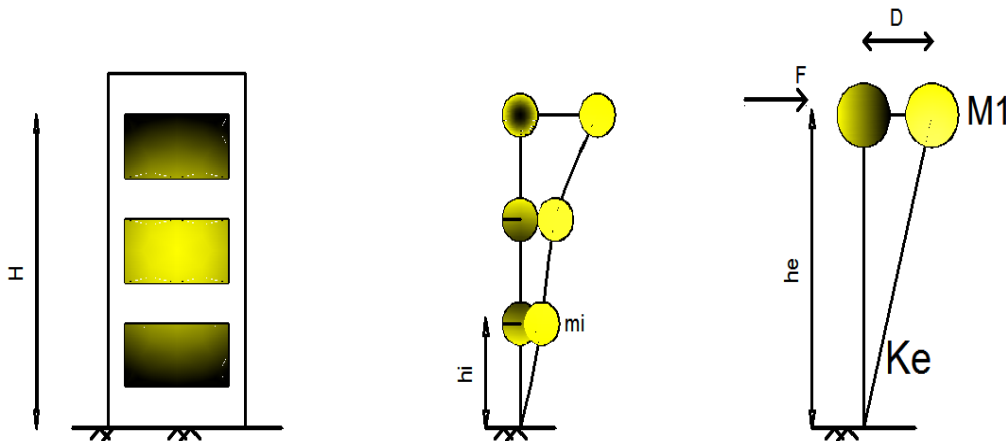


Figure I .28 : Hypothèse du système équivalent. [12]

Considérons un système à plusieurs degrés de liberté. La forme de la déformée de ce système peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ et reste constante durant toute l'analyse, indépendamment du niveau de déformation.

En définissant par X le vecteur du déplacement relatif d'un système à plusieurs degrés de liberté :

$$X = \{\Phi\}x_i \quad (I.2)$$

Où x_i représente le déplacement au sommet, l'équation du mouvement d'un système à plusieurs DDL, s'écrit :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (I.3)$$

Chapitre I : Recherche bibliographique

\mathbf{M} et \mathbf{C} sont les matrices masse et amortissement. \mathbf{Q} le vecteur des forces dans les niveaux, \mathbf{I} la matrice identité et \mathbf{g} est l'action sismique.

En multipliant l'équation par $\{\Phi\}$, nous obtenons :

$$\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\} \ddot{x}_i + \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \dot{x}_i + \{\Phi\}^T Q = -\{\Phi\}^T M \{I\} \ddot{x}_g \quad (I.4)$$

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (I.5)$$

et en utilisant l'équation on aura :

$$[M]^* \ddot{x}^* + [C]^* \dot{x}_i^* + [Q]^* = -[M]^* \ddot{x}_g \quad (I.6)$$

M , C et Q , représentent les propriétés du système à un DDL équivalent et sont données par :

- La période initiale du système à un seul DDL équivalent est donnée par la formule :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*}} \quad (I.7)$$

Une fois que les propriétés de base d'un système à un seule degré de liberté équivalent sont connues, on passe à la détermination du **déplacement cible** par lequel on détermine la performance sismique, tout en tenant compte de la forme de la force latérale.

a. Le déplacement cible :

C'est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation ».

b. Formes de la force latérale :

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est pas capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception parasismique.

Il est donc recommandé d'utiliser au moins deux formes de forces de celles illustrées en méthodologie.

❖ Méthodologie :

La procédure statique non linéaire conformément à (**l'Eurocode8, 2003**) [24] et

Chapitre I : Recherche bibliographique

(FEMA, 1996) [25], nécessite le développement d'une courbe pushover ; en appliquant d'abord des charges, ensuite des forces latérales monotones croissantes avec une distribution bien spécifique suivant la hauteur.

- Distribution de mode fondamental :

$$S_j = m_j \Phi_j \quad (I.8)$$

Où m_j est la masse et Φ_j la valeur du mode propre à l'étage j .

- Force latérale équivalente (ELF) :

$$S_j = \frac{m_j \Phi_{j1}}{\sum m_j \Phi_{j1}} S \quad (I.9)$$

Où h_j est la hauteur d'étage j à partir de la base, et k l'exposant : $k=1$ pour la période fondamentale $T_1 \leq 0.5$ s, $k=2$ pour $T_1 \leq 2.5$ s, et k varie linéairement entre eux.

- Distribution SRSS : S est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux, déterminés par une analyse spectrale de la structure supposée être élastique et linéaire .
- Distribution uniforme :

$$S_j = m_j \quad (I.10)$$

Où la force à chaque niveau est proportionnelle à sa masse .

- Distribution modale : Elle doit être utilisée si plus de 75% de la masse totale participe au mode fondamental dans la direction prise en considération.

$$S_j = \frac{m_j \Phi_{j1}}{\sum m_j \Phi_{j1}} S \quad (I.11)$$

Avec :

S_j : force latérale à l'étage j ,

m_j : masse de l'étage j ,

Φ_{j1} : l'amplitude du mode fondamentale au niveau j .

S : l'effort tranchant à la base.

c. Paramètres de l'analyse pushover :

Pour faire l'analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifient une **courbe de capacité**, un **spectre de réponse** et un **point de performance**. Dans ce qui suit nous définissons chacun de ces paramètres.

❖ Courbe de capacité :

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière (fig.I.29).

Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques.

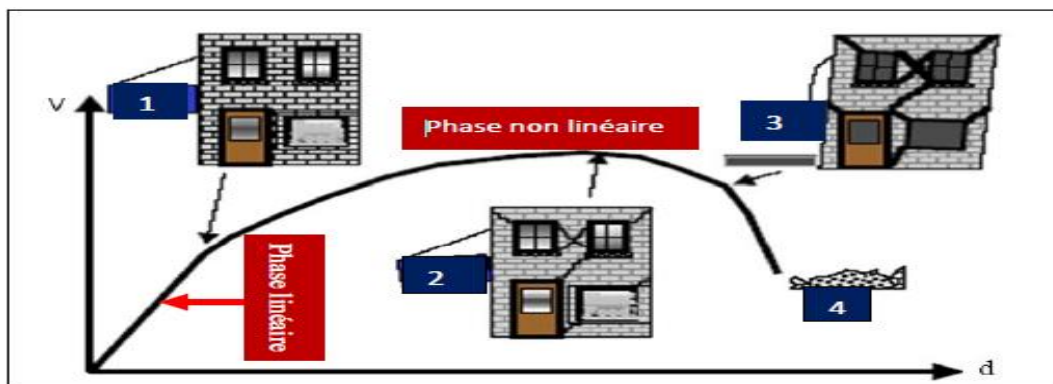


Figure I.29 : Courbe de capacité. [12]

La courbe de la **fig.I.30** peut être décomposée en quatre parties :

- **La partie (1)** représente le comportement élastique de la structure.
- **La partie (2)** représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- **La partie (3)** représente l'endommagement avancé de la structure.
- **Enfin, la partie (4)** représente l'effondrement de la structure.

Dans les codes américains [17], des points sont associés à cette courbe de capacité, qui permet de définir le comportement des rotules plastiques.

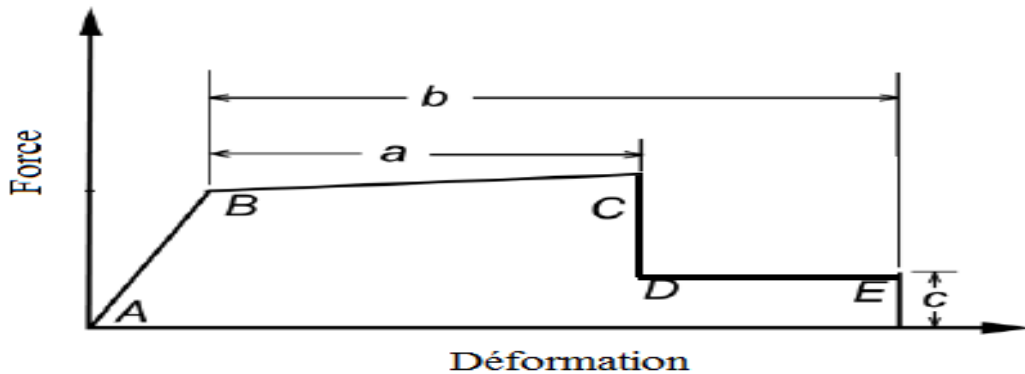


Figure I.30 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

D'où :

- Le point **A** est le point d'origine.
- Le point **B** correspond à la plastification.
- Le point **C** est la capacité ultime de l'analyse pushover.
- Le point **D** représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite).
- Enfin, le point **E** correspond à la rupture totale des éléments.

Par ailleurs, le code (**FEMA 273, 1997**) [25] a inséré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques.

❖ Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique :

Dans le code américain **FEMA 273**, trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont **IO**, **LS** et **CP** (fig.I.31), et qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :

- Au niveau **IO** (Immediate Occupancy), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations. Au-delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

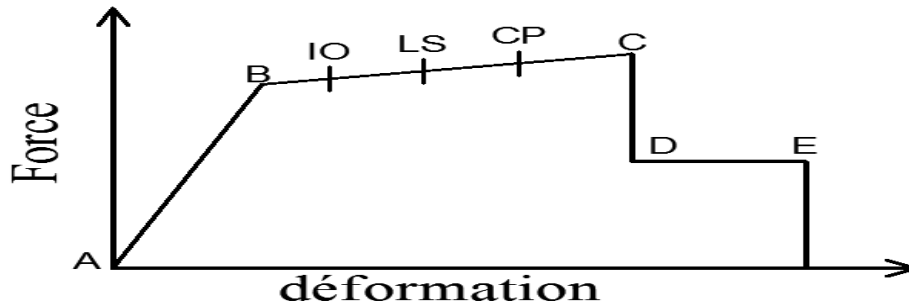


Figure I. 31: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

❖ Transformation de la courbe de capacité :

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête ($V - d$).

En un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectrale ($S_a - S_d$).

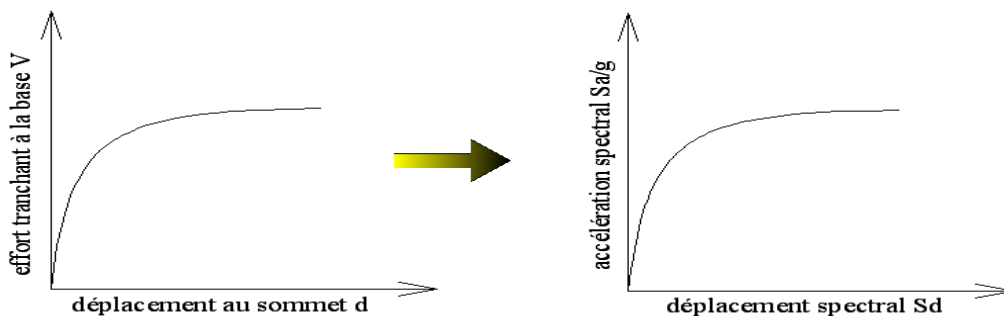


Figure I. 32 : Transformation de la courbe de capacité. [12]

I.9.3 Méthode d'analyse temporelle inélastique :

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations du mouvement ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure. La variation des déplacements à différents niveaux du portique est représentée sur la fig.I.33. Cette méthode est la seule apte, à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements, ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques. [9]

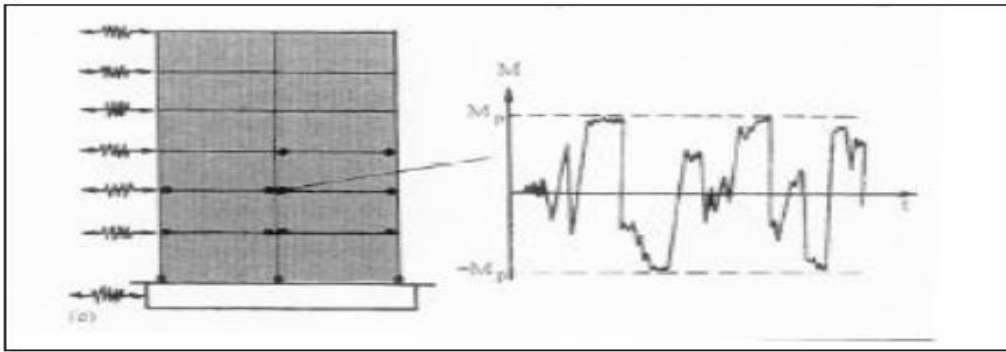


Figure I. 33 : Principe d'analyse temporelle inélastique [9]

I.9.4. Méthode d'analyse modale pushover :

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée (POA), en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse, ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover (MPA) est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle inélastique (RHA) [15].

La méthode d'analyse modale pushover comparativement avec la méthode RHA :

- fournit de très bons résultats pour, des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages, ainsi que pour les rotations des rotules plastiques surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux) ; même constatation que pour la méthode statique Pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).
- prédit les déplacements d'étages d'une manière excellente, des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

I.9.5. Méthode d'Analyse spectrale non-linéaire (M-S-N-L) :

La méthode d'analyse Spectrale Non-linéaire (MSNL), inspirée de la méthode N2, établie par P. Fajfar [16] et validée sur une structure-test au laboratoire ELSA (Européen Laboratory for Structural Assessment) en Italie. L'abréviation (N2) indique que la méthode est basée principalement, sur la combinaison de deux modèles mathématiques tenant compte du

comportement non linéaire à savoir :

- La courbe de capacité obtenue par, analyse pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté.
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul degré de liberté.

a. Principe de la méthode et équations :

Le principe de la méthode (MSNL) consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non-linéaire, en poussée progressive (Pushover), avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (le spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir de considérations qui, vont suivre représente un point de fonctionnement permettant d'évaluer le déplacement maximal que, la structure subira et subséquentement son degré de pénétration dans le domaine plastique.

La distribution de charges et le déplacement cible sont, basés 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 le séisme. Des spectres non-linéaires, au lieu des spectres élastiques, avec un facteur d'amortissement et une période propre équivalente, sont utilisés.

La sollicitation sismique est, représentée directement au format (Sa - Sd), c'est-à-dire par une courbe reportant l'accélération spectrale associée à un séisme en ordonnée, et le déplacement spectral en abscisse. La courbe représentant le comportement de la structure est directement issue de la courbe Pushover, reliant la force appliquée au déplacement entête $V = f(U_t)$. Cette courbe n'est pas directement superposée au spectre (Sa - Sd) ; elle doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération spectrale (Sa) et en déplacement spectral (Sd).

La procédure comporte les étapes suivantes :

- **Étape 1** : Introduction des données .

On considère une structure à plusieurs degrés de liberté et un spectre de réponse élastique, dans lequel les accélérations (Sa) sont données en fonction des périodes naturelles (T) de la structure. Le spectre de réponse peut-être soit un spectre réglementaire enveloppe des spectres de nombreux séismes (par exemple le spectre de réponse de l'Eurocode 8, PS92, RPA 99...), soit obtenu à partir d'un séisme artificiel (figI.34).

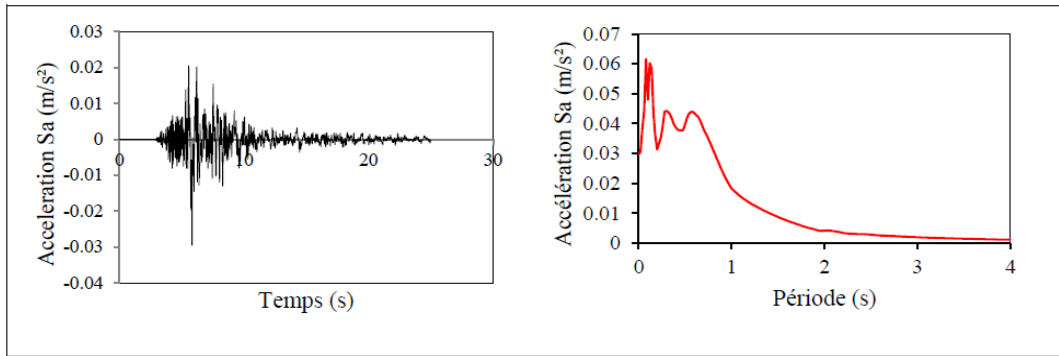


Figure I.34 : Accélérogramme et spectre de réponse correspondant. [9]

- Étape 2 :** Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements
 Le spectre de réponse élastique (figI.26) est transformé du format accélération périodes (Sa-T) au format accélérations-déplacements (Sa-Sd) en utilisant la relation suivante :

$$S_d = \frac{T^2 S_a}{4\pi} \quad (I.12)$$

Où Sa et Sd sont respectivement, l'accélération spectrale et le déplacement spectral correspondant aux périodes T, avec une constante d'amortissement fixée à 5% (figI.35).

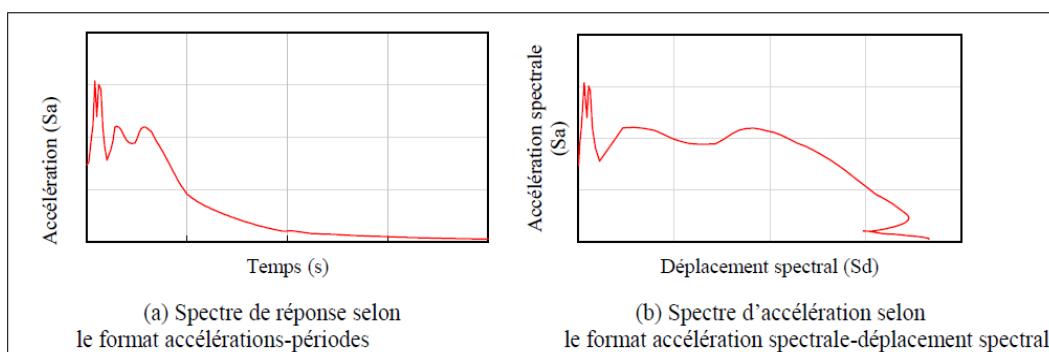


Figure I.35 : Transformation du spectre élastique (Sa-T) au format (Sa-Sd). [9]

- Étape 3 :** Analyse en poussée progressive « Pushover ».

Dans le domaine post - élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments. Il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande dépendant ainsi du comportement de chaque composant.

Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tels que la méthode « de la sécante » ou l'analyse « Time – History » non linéaire (ATC 40, 1996) [17].

Le caractère non linéaire est, donné par la prise en compte du comportement plastique

de la structure, ou sa déformation n'est plus proportionnelle à la sollicitation. Le modèle mathématique de la structure est modifié afin de prendre en compte la diminution de la résistance des éléments plastifiés, suite à une dissipation importante d'énergie hystérétique.

Ce comportement se traduit par, des déformations très importantes suite à des incréments mineurs de la sollicitation. Dans le cas des structures poteaux-poutres, l'endommagement se produit généralement à travers la formation des rotules plastiques. Utilisant cette méthode, le déplacement devient le paramètre principal de dimensionnement, et non la force. Le critère est donc le déplacement maximum de la structure (la résistance) face à la sollicitation de référence imposée (la demande).

La résistance doit être plus importante par rapport à la demande, mais le raisonnement se fait en termes de déplacement. La sollicitation est déterminée à travers la représentation du spectre de réponse, dérivé du format traditionnel (période-accélération) en (déplacement accélération), à travers un simple changement de variable.

Une courbe de capacité représente d'une manière graphique le comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation horizontale statique (fig.I.36).

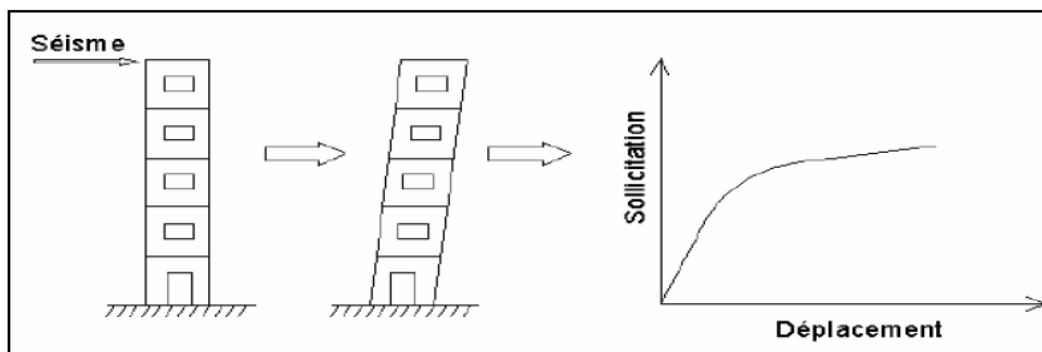


Figure I.36 : Signification physique de la courbe de capacité. [9]

Le déplacement (généralement au niveau de la toiture) est représenté en fonction de la force sismique. Cette courbe indique donc le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale, indépendamment de son intensité. Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force, jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance.

Deux points sont nécessaires pour une caractérisation simplifiée de la courbe de capacité :

Le point A, qui représente l'entrée dans le domaine post - élastique, et le point B qui, représente la perte totale de la capacité de résistance de la structure (fig.I.37).

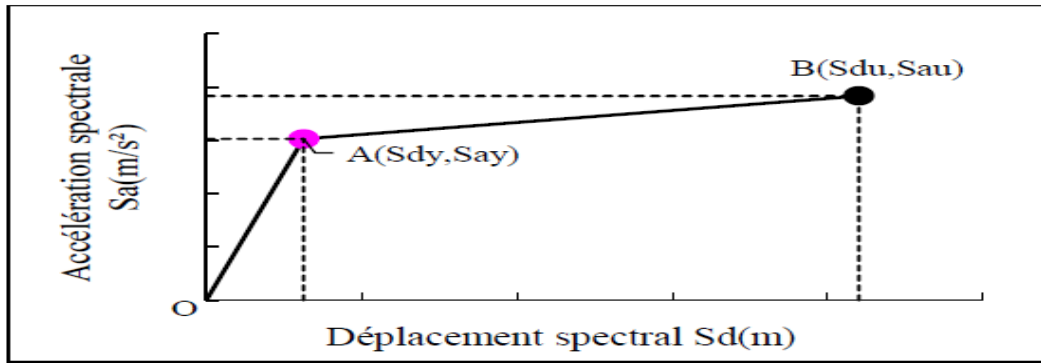


Figure I. 37 : Représentation simplifiée de la courbe de capacité. [9]

L'analyse "Pushover" est effectuée en appliquant sur la structure une distribution de forces latérales croissantes de façon progressive et incrémentale jusqu'à ce que le déplacement de la structure atteigne son maximum. La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet u_t et en ordonnée l'effort tranchant à la base V_b (fig.I.38).

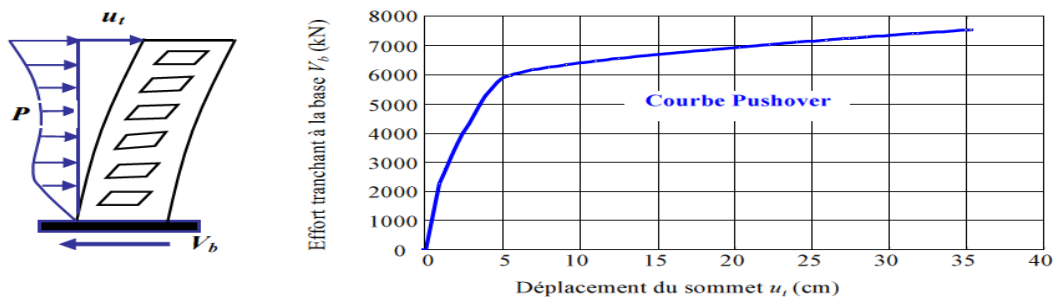


Figure I. 38 : Principe d'établissement de la courbe Pushover. [9]

b. Spectre de réponse inélastique :

Le spectre non-linéaire (inélastique), peut-être facilement déterminé par le calcul du nouveau spectre en appliquant un coefficient d'amortissement égale à l'amortissement effectif qui, correspond à l'énergie dissipée par la structure donné par la formule (FEMA440, 2004)[25] :

$$\xi_{\text{eff}} = 5 + 63.5K \left[\frac{S_{ay}S_{dpi} - S_{dy}S_{api}}{S_{apl}S_{dpl}} \right] \quad (I. 13)$$

Avec K_d est le coefficient de dissipation d'énergie, (S_{ay}) et (S_{dy}) sont les limites élastiques en accélération et en déplacement respectivement.

Le coefficient de dissipation d'énergie est lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme qui se traduit par l'amortissement visqueux tel que :

$$\xi_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (I.14)$$

Où, E_D est l'énergie dissipée par comportement visqueux équivalent et E_{S_0} l'énergie de déformation maximale (fig.I.39).

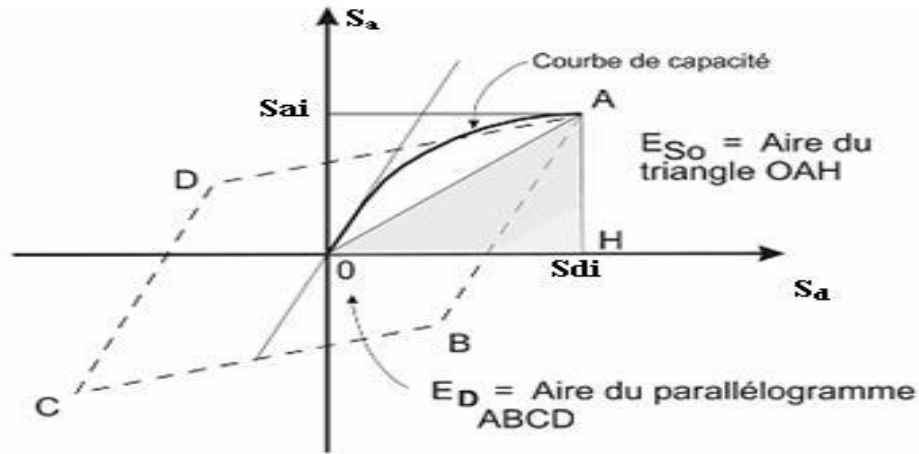


Figure I.39 : Schématisation de l'énergie dissipée par une structure. [9]

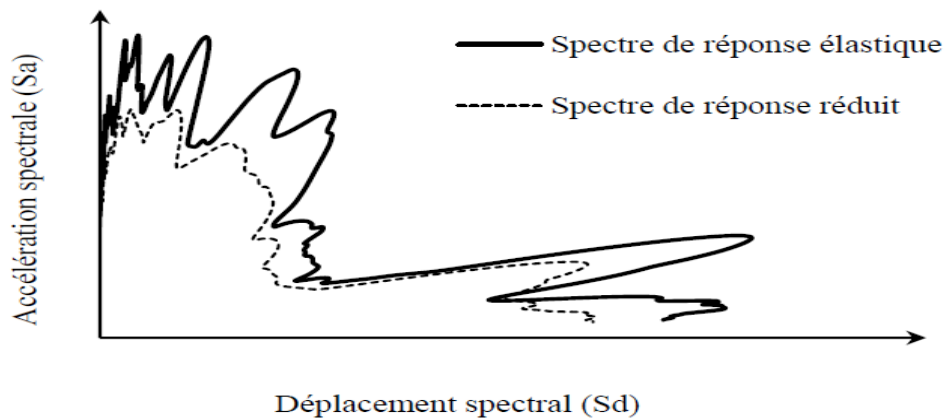


Figure I.40 : Spectre de réponse réduit par l'amortissement effectif. [9]

c. 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 spectres de réponse en accélération ou en déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 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 concernant le comportement de la structure face au séisme.

Les normes américaines FEMA-273 prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux (FEMA-273). L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure.

La performance sismique du système équivalant à un seul degré de liberté est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre de réponse réduit (fig.I.41) pour :

$$\xi = \xi_{\text{eff}} \quad (\text{I. 15})$$

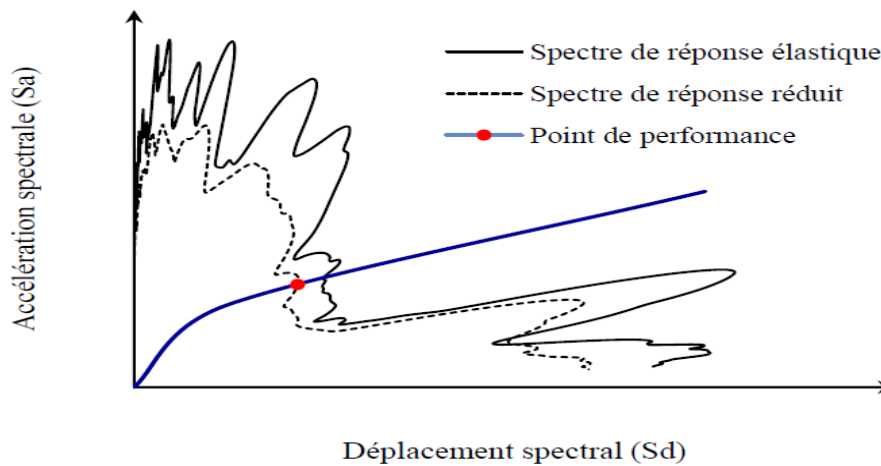


Figure I.41 : Principe d'obtention du point de performance. [9]

I.10. Présenter quelques travaux réalisés dans cette thématique :

a. Mr. LOUZAI Amar, évaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires.

Les méthodes de dimensionnement conventionnelles des bâtiments sous chargement sismique sont basées sur l'utilisation des accélérations spectrales. Objectif principal d'évaluer le facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base de critères de ruine préalablement définis en utilisant deux méthodes d'analyse, à savoir : l'analyse statique

Chapitre I : Recherche bibliographique

non linéaire en poussée progressive (analyse pushover) et l'analyse dynamique non linéaire (analyse dynamique incrémentale).

L'étude est menée en considérant trois portiques plans en béton armé d'élancements différents. Ils ont le même nombre de travées mais de nombre de niveaux différents. Il s'agit d'un portique élancé à 9 niveaux (portique R+8), de l'autre moyennement élancé à 6 niveaux (portique R+5) et d'un troisième de faible élancement de 3 niveaux (portique R+2). Après un dimensionnement des trois portiques suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91 [B3], et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 [R6], on effectue, pour chaque portique, à l'aide du logiciel,

Une analyse statique non linéaire en poussée progressive (analyse pushover) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes à distribution triangulaire inversé [M36] et une analyse dynamique non linéaire (analyse dynamique incrémentale) en utilisant un ensemble de 7 accélérogrammes enregistrés de par le monde.

On montre d'abord les courbes de capacité des trois portiques étudiés, R+2, R+5 et R+8, obtenues par les analyses pushover, donnant, chacune, l'effort tranchant à la base du portique en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on présente et on analyse leurs mécanismes de ruine, en se basant sur les critères de ruine ; on procède à une analyse comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la ductilité globale, la sur-résistance et le facteur de comportement.

Montrent les courbes de capacité des portiques R+2, R+5 et R+8 ainsi que leurs indices de stabilité maximum, $\theta_{p-\Delta, \max}$, associés à la valeur limite du déplacement inter-étages $\Delta = 3\%$ de la hauteur d'étage, h_e , considéré, ici, comme l'un des critères de ruine à retenir en situation de ruine globale. On remarque que la valeur de l'indice de stabilité maximum, $\theta_{p-\Delta, \max}$, est d'autant plus grande que l'élancement du portique est important.

Montre les mécanismes de ruine des trois portiques ainsi que les rotules plastiques qui se forment à la ruine. Les modes de ruine observés pour les trois portiques étudiés ne sont pas identiques et ne se produisent pas nécessairement par l'atteinte d'un seul et unique critère de ruine. En effet, pour les portiques R+2 et R+8, la ruine se produit par une combinaison simultanée des deux critères de ruine globale, qui sont : l'atteinte de la valeur limite du déplacement inter-étages, $\Delta = 3\% h_e$, et la formation d'un mécanisme plastique englobant le rez-de-chaussée et le premier étage pour le portique à R+2 ; le rez-de-chaussée et les 7 étages au-dessus pour le portique R+8. Par contre, la ruine du portique R+5 se produit par l'atteinte

d'un seul critère de ruine globale, qui est l'instabilité structurale basée sur la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant le rez-de-chaussée et les 4 étages au-dessus.

CONCLUSIONS PRINCIPALES :

1. Dans le cas des analyses pushover, le critère de déplacement inter-étages est pratiquement le paramètre contrôlant la ruine globale des trois portiques étudiés en combinaison avec un autre critère de ruine, qui est celui de la formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale. Par contre, dans le cas des analyses dynamiques incrémentale, c'est uniquement le critère de formation d'un mécanisme plastique à un étage de la structure ou englobant plusieurs étages, engendrant une instabilité structurale qui contrôle la ruine globale des trois portiques étudiés ; et comme tendance générale, la ruine des portiques se produit plus tôt que dans le cas des analyses pushover.
2. . Le critère de ruine locale qui consiste en la limitation de la valeur de la rotation élastoplastique dans un élément structural, poutre ou poteau, à la rotation ultime, θ_u de l'élément, n'a pas été observé même pour des valeurs du déplacement inter-étages élevées ($\Delta_{max} > 3\% h_e$; h_e étant la hauteur d'étage du portique), et ce dans le cas des deux méthodes d'analyses.

b. ZALOUK SAMIRA : Influence des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la performance sismique des structures auto-stables élancées en béton armé.

Les différents cas de dommages observés lors des séismes en Algérie ont montré une vulnérabilité avérée des structures en portiques auto-stables. En effet, cette typologie de construction a connu des effondrements en mille-feuilles. En conséquence, dans les zones à risque sismique, l'étude de la performance des structures dans le domaine post-élastique est indispensable.

L'objectif assigné à cette recherche est d'identifier les facteurs qui influent sur la performance et à étudier leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto stables (poteaux-poutres) en béton armé.

Chapitre I : Recherche bibliographique

C'est dans cette optique que s'inscrit notre travail d'identification des facteurs influant sur la performance de la structure et d'étude de leurs incidences sur le comportement sismique des structures auto-stables en béton armé. Notre intérêt s'est porté sur cette typologie de structures, à cause de leur vulnérabilité face au dernier séisme en date du 21 mai 2003. Ainsi, des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive « pushover » sont effectuées sur un portique en R+8 à l'aide du logiciel ETABS v 9.6.0, afin d'établir la courbe de capacité qui convient à ce portique, en faisant varier, à chaque analyse, la résistance à la compression du béton ainsi que la limite élastique des armatures longitudinales. Les résultats obtenus montrent d'une part, que la résistance du béton à la compression a un effet minime sur la performance de la structure contrairement à la limite élastique des armatures qui a un effet considérable sur l'augmentation, du palier élastique et de la limite ultime de la capacité d'un ouvrage, améliorant ainsi, sa performance sismique. D'autre part, nous constatons qu'avec une nuance d'acier de 800MPa, nous pouvons ramener une structure d'un degré d'endommagement avéré (Orange 4) à un niveau de sécurité (Vert 2). Ceci, nous ouvre la possibilité d'avoir un bon comportement pour une structure auto-stable élancée en R+8 implantée sur site meuble dans une zone de forte sismicité. Ainsi, apporter une solution autre, que celle du RPA qui exige l'ajout de voile de contreventement au-delà de trois niveaux à ces structures.

En a conclu qu' Avec le ferrailage minimum du RPA, le point de performance de la structure est situé à la limite du domaine orange 4.

- Après calcul du ferrailage sur la base des deux règlements (RPA99/v2003 et BAEL 91), la performance de la structure est améliorée. Nous notons, un point de performance qui se situe dans le domaine *orange 3* et qui se rapproche du domaine *vert 2* d'un pourcentage de 37%.
- Tous les portiques étudiés dans cette partie, on satisfait à la condition donnée par l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003, relative au dimensionnement d'un nœud poutre-poteau vis-à-vis du moment fléchissant. Vérification qui conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Avec un acier de limite élastique $f_y=800\text{MPa}$, on arrive à un meilleur résultat, en terme de renforcement local de la structure (renforcement par niveau).

On peut ainsi utiliser cette technique, dans le renforcement d'un niveau d'une structure où l'on désire avoir une performance optimale. Exemple, étage d'un établissement hospitalier comportant un matériel onéreux (ex : bloc opératoire, ...).

Chapitre I : Recherche bibliographique

- Avec l'acier InE800, on a pu ramener le point de performance du portique au domaine *vert 2*. En d'autre terme, on a pu ramener une structure vulnérable (située dans le domaine *orange 4*) dans un état de « sécurité » (domaine vert).
- En plus de sa résistance élevée, l'acier inoxydable de nuance 800MPa possède beaucoup d'autres avantages, tels que sa bonne résistance à la corrosion, qui donne une diminution substantielle des coûts de maintenance et une meilleure exploitation de l'ouvrage. Ce qui compense le surcoût dû au prix de l'acier inoxydable.

Certes, le gain en performance sismique est au détriment du coût de réalisation du projet, qui pourrait devenir plus important. Toutefois, l'ajout de voiles augmente aussi ces frais de réalisation, d'un point de vu délai d'exécution. Le choix est ainsi laissé aux concepteurs de projets.

Chapitre II :
Choix des structures à étudiées
et dimensionnements.

et dimensionnements.

Choix des structures à étudiées

Chapitre II :

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

II.1. Introduction :

Dans le présent chapitre les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de huit structures sont étudiées. En premier lieu, le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) s'effectue en respectant le minimum du règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**) [26]. En second lieu, un calcul des charges, notamment celles représentées par l'action sismique dictée selon le spectre de réponse du RPA est appliquée. Enfin, le ferrailage des structures est effectué.

II.2. Présentation et description de l'ouvrage :

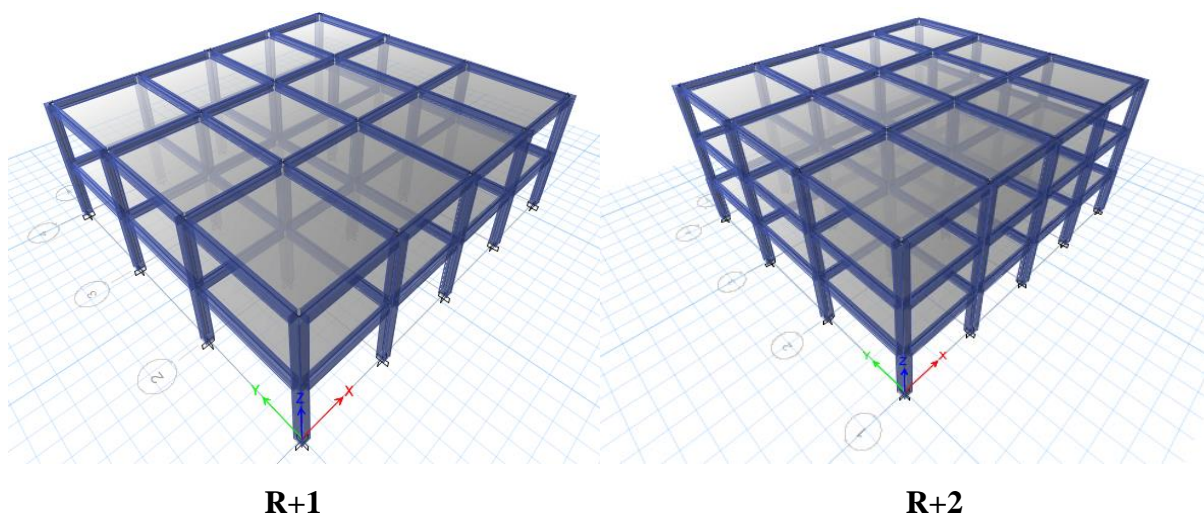
II.2.1. Description de l'ouvrage

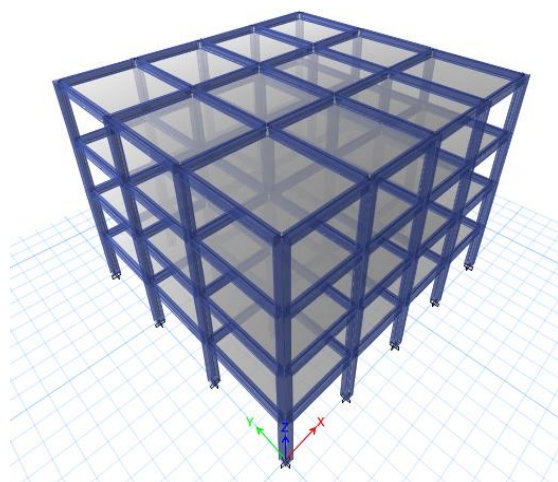
Le projet consiste à étudier huit structures d'importance moyenne, à usage d'habitation, sous forme rectangulaires en portiques en béton armé. Leur configuration sont les mêmes en plans, mais différent en hauteur selon leurs nombre d'étages : allant de 1 à 9 niveaux, correspondant respectivement R+1 à R+8 (**figure II-1**).

Ces ouvrages courant (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 version 2003**) [26] sont implantés dans une région de forte sismicité, qualifiée par le R.P.A 2003 de zone III, sur site meuble S_3 .

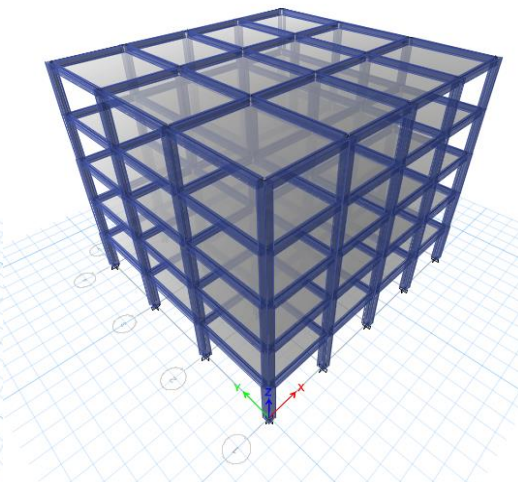
Ces huit structures supposées encastrées à leurs bases se composent de planchers en corps creux de type 16+4 cm. Leurs hauteur d'étage est de 3 m et la longueur des travées est de 4 m (entre-axes) dans le sens longitudinale (X-X) et de 5m dans le sens transversale (Y-Y).

Les vues en plan et en élévation sont données respectivement sur les **figures II-1 et II-2** :

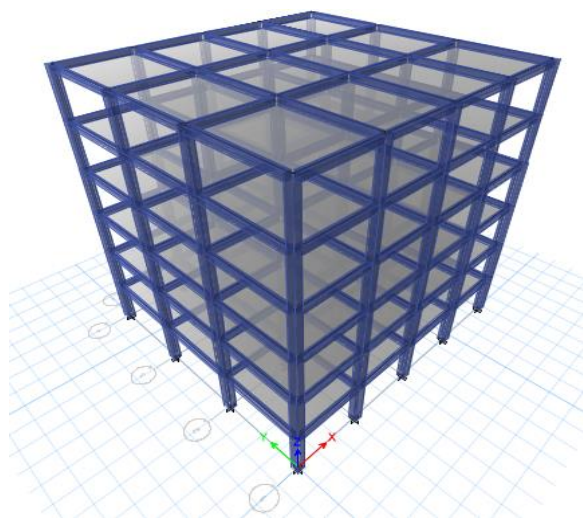




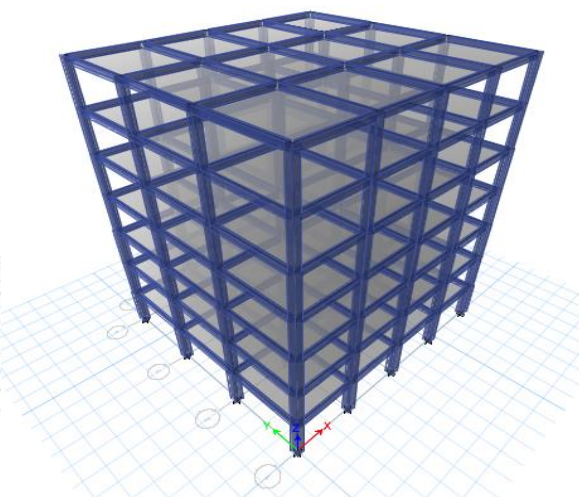
R+3



R+4



R+5



R+6

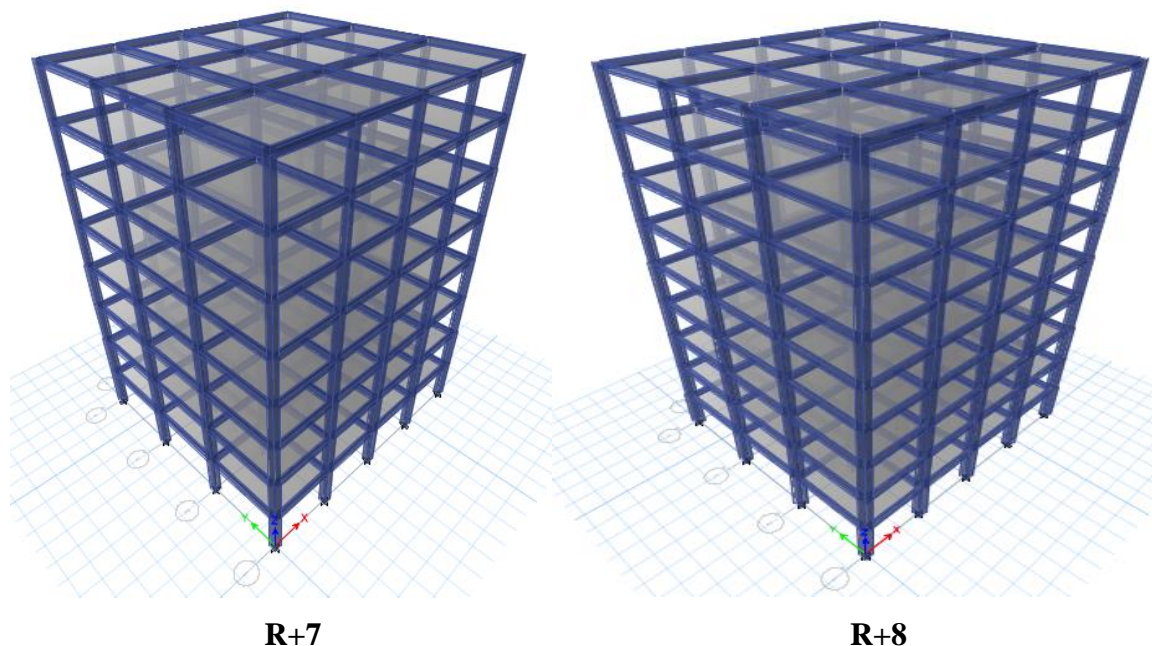


Figure II-1 : Présentation des structure R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8.

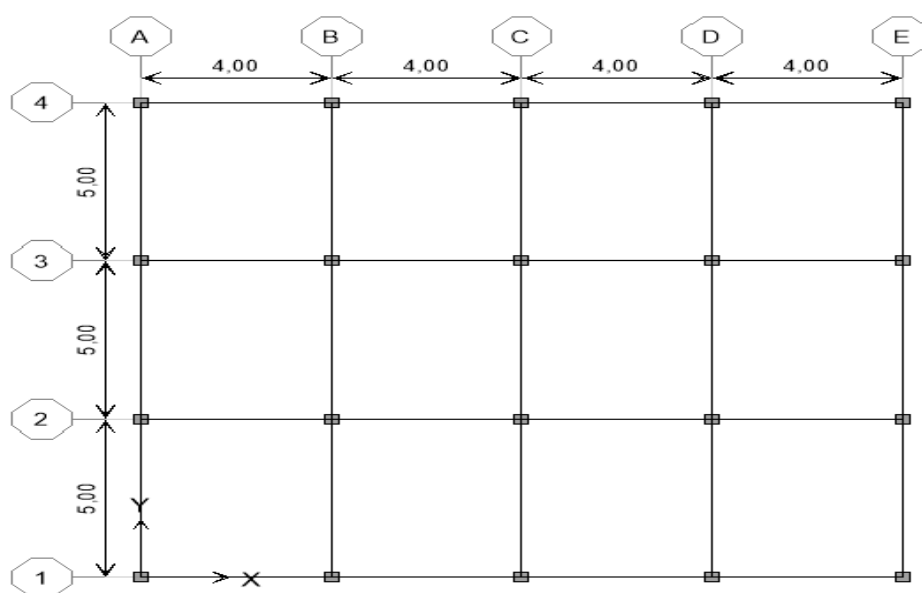


Figure II.2 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 étudié

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

II.2.2. pré-dimensionnement des éléments :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers à corps creux, les poutres principales et secondaires, les poteaux.

Ce pré-dimensionnement se fait selon les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003) [26], et les normes techniques, c'est-à-dire les conditions de résistances et de flèche.

Il est considéré comme un avant-projet consistant à faire le dimensionnement des différents éléments de structure afin de rester dans la sécurité par rapport aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitations.

II.2.2.1. Pré-dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des plaques minces, de petite épaisseur par rapport aux autres dimensions. Leur rôle est de limiter les étages et supporter les revêtements et les surcharges d'exploitation.

➤ Pré-dimensionnement du plancher en corps creux :

Le plancher est composé de corps creux (entrevous) posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposent sur les poutres principales (sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé. Dans notre cas, les portées ne sont pas importantes d'où la possibilité d'opter pour ce type de plancher.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids total de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

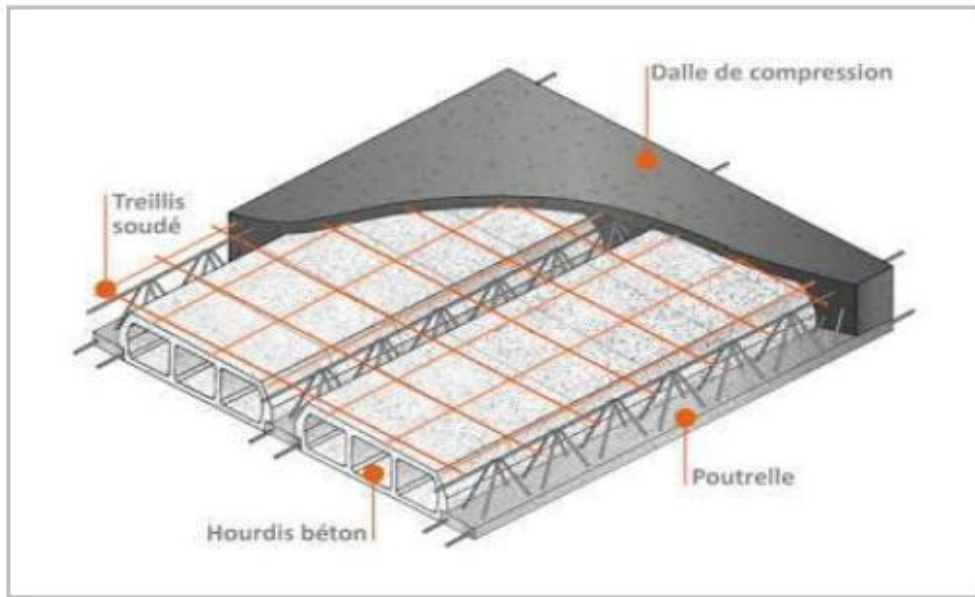


Figure II.3 : Éléments d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Art B.6.8, 424/BAEL91 révisées 99**) [27].

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (II.1)$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Où :

$$L_{max} = L - b \quad (II.2)$$

b : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article (**A.7.4.1 du RPA 99 version 2003**) [26].

Dans notre cas:

$$L_{max} = 400 - 30$$

$$L_{max} = 370\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} \rightarrow h_t \geq 16.44\text{cm}$$

$$h_t = 20\text{cm}$$

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{lepaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

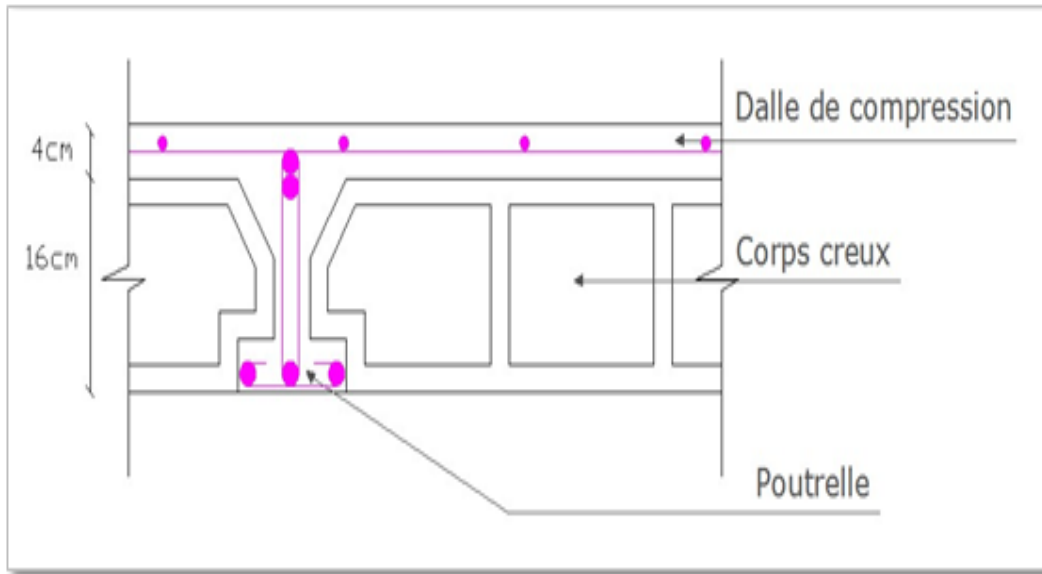


Figure II.4 : Plancher en corps creux.

II.2.2.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les sections des poutres sont données par la condition de la flèche selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié 99** [27] et vérifiées par le **RPA99 version 2003**. [26].

- **Coffrage** : Les poutres des huit structures étudiées sont pré dimensionnées selon les formules suivantes **BAEL 91**[27] :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (II.3)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (II.4)$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante (RPA 99 – Addenda 2003-Art 7.5.1) [26].

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4cm \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \text{RPA99. version 2003} \quad (II.5)$$

II.2.2.2.a. Poutres principales :

- **La hauteur h_t :**

$$L_{max} = 500 - 30$$

$$L_{max} = 470cm$$

Avec :

L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale de la poutre.

Selon le BAEL 91 [27].

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$
$$\frac{470}{15} = 31,33cm \leq h_t \leq \frac{470}{10} = 47cm$$

on prend $h_t = 35cm$

- **Largeur b :**

Selon le BAEL 91 [27]

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

on prend $b = 25cm$

Selon (RPA 99 Version2003, Art 7-5-1). [26]

- Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20cm \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.2.2.2.b. Poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

- **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée entre nus d'appuis.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 400 - 30$$

$$L_{max} = 370cm$$

Donc :

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10}$$

$$24,66cm \leq h_t \leq 37cm$$

on prend $h_t = 35cm$

- **Largeur b :**

La largeur de la poutre est déterminée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$12cm \leq b \leq 21cm$$

on prend $b = 25cm$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25cm \geq 20cm \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h_t = 35cm \geq 30cm \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Conclusion :**

Poutres principales : $(35 \times 25) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires : $(35 \times 25) \text{ cm}^2$.

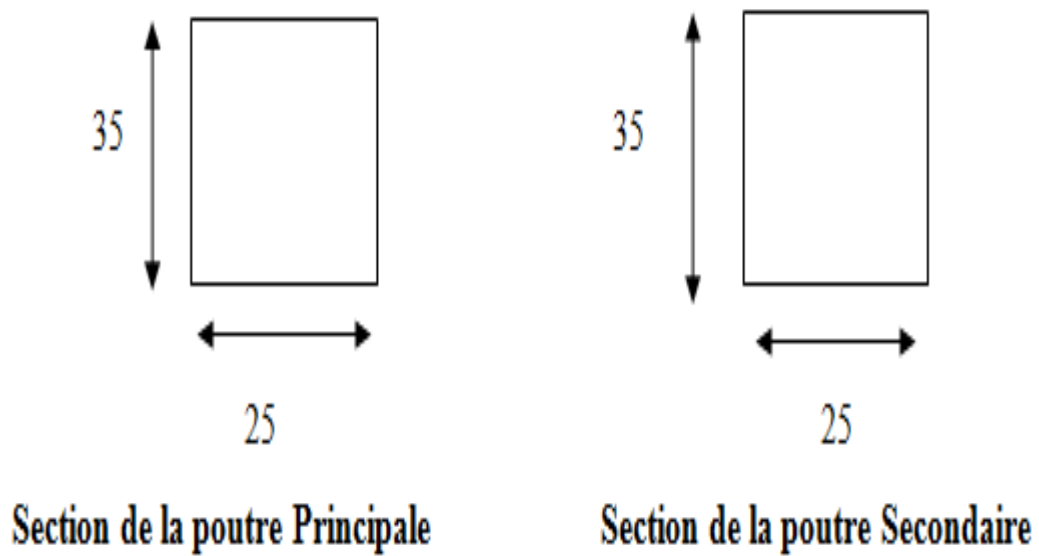


Figure II.5 : Schéma de dimensionnement des poutres.

- **Ferraillage des armatures longitudinales :** Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre A_1 est de 0.5% en toute section (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.5.2.1) [26].

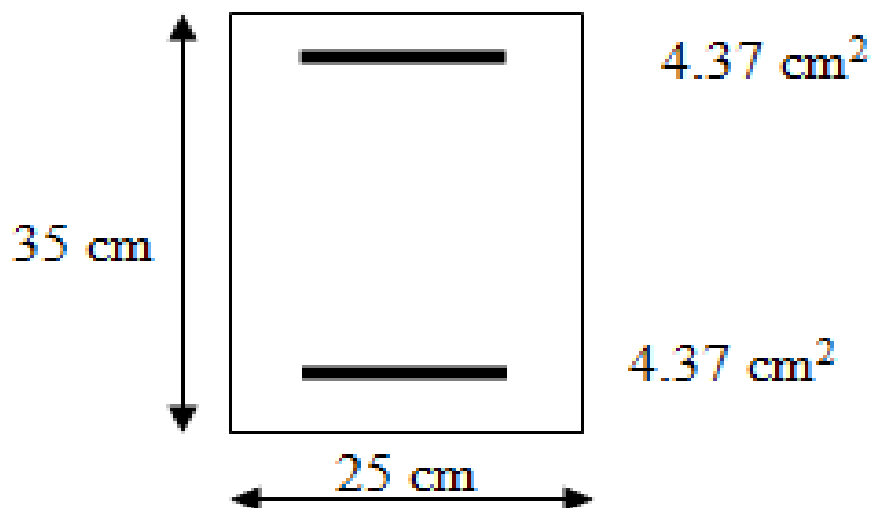


Figure II.6 : Schéma de ferraillage de la section de poutres.

$$A_1 = \frac{0.5}{100} * b * h \quad (II.6)$$

$$A_1 = \frac{0.5}{100} * b * h = 4.375 \text{ cm}^2$$

D'après ce schéma de ferrailage (**figure II.6**), la section minimale de ferrailage longitudinale est de **4.37 cm²** pour une seule nappe, donc nous adoptons pour une section d'armature de **6.16 cm²** correspondant à **4Ø14**.

II.2.2.3. Poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton, B_c , est déterminée comme suit :

À l'Etat limite ultime de résistance, (le code RPA 99/version 2003 [R6], §7.4.3.1.) [26] stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, v), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30 \quad (II.7)$$

Où :

B_c : Section de béton du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours, dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Autrement dit, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 * f_{c28}} \quad (II.8)$$

Ainsi, au stade de pré dimensionnement de la section de béton (B_c) des poteaux, N_d doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (Permanentes (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, $1.35G + 1.5Q$, obtenu par descente de ces charges.

- **Coffrage** : Le coffrage minimum des poteaux, en zones IIb et III est donné par la formule suivante (RPA 99-Addenda 2003- Art 7.4.1) [26].

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

$$\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec } h_e: \text{ hauteur libre du poteau} \quad (\text{II.9})$$

$$\frac{l}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Tous les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous ainsi que les sections adoptées pour les poteaux.

Tableau II.1 : Descente de charges.

Etagée	Charge permanentes en (KN)					Charge d'exploitations			Effort tranchant	Section des poteaux (cm ²)	
	G _{PL}	G _{POT}	G _{POU}	G	G _C	Coeff	Q	Q _C	N=G _C + Q _C	S _{min}	S
8	101.242	6.75	18.374	126.366	126.366	1	17.336	17.336	143.702	191.602	30x30
7	87.72	6.75	18.374	112.844	239.21	1	26.004	43.34	282.55	376.733	30x30
6	87.72	9.187	18.374	115.281	354.491	0.95	26.004	66.743	421.234	561.645	35x35
5	87.72	9.187	18.374	115.281	469.772	0.9	26.004	87.546	557.318	743.09	35x35
4	87.72	12	18.374	118.094	587.866	0.85	26.004	105.749	693.615	924.82	40x40
3	87.72	12	18.374	118.094	705.96	0.8	26.004	121.352	827.312	1103.082	40x40

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

2	87.72	15.1 87	18.3 74	121.2 81	827.24 1	0.75	26.0 04	134.3 54	961.59 5	1282.1 26	45x 45
1	87.72	15.1 87	18.3 74	121.2 81	948.52 2	0.71 4	26.0 04	147.3 03	1095.8 25	1461.1	45x 45
RD C	87.72	18.7 5	18.3 74	124.8 44	1073.3 66	0.68 8	26.0 04	160.4 62	1233.8 28	1645.1 04	50x 50

NB :

G.PI : Poids Plancher.

G.POT : Poids du Poteau.

G.POU : Poids de la Poutre.

G : Charges Permanentes.

G.C : Charges Permanentes Cumulées.

Q : Surcharges.

Q.c : Surcharges Cumulées.

N : Effort normal réduit.

S_{min} : Section de béton du poteau.

S : Section adoptée.

- **Ferraillage des armatures longitudinales :** Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. leur pourcentage minimal sera de 0.9% en zone III. (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.4.2.1)[26].
- **Ferraillage des armatures longitudinales :** Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. leur pourcentage minimal sera de 0.9% en zone III. (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.4.2.1)[26].

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

II.2.2.4. Pré dimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux :

Après un pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des trois portiques selon les relations (II.3), (II.4) et (II.8) d'une part, et après un calcul de leurs ferrailages d'autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003 relatif au dimensionnement d'un nœud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (II.10) et (II.11) suivantes, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept "poteaux forts – poutres faibles".

$$(|M_n| + |M_s|) \geq 1.25(|M_e| + |M_w|) \quad (\text{II.10})$$

$$(|M'_n| + |M'_s|) \geq 1.25(|M'_e| + |M'_w|) \quad (\text{II.11})$$

La figure II.7 illustre les différents moments résistant définies dans les relations (II.8) et (II.10).

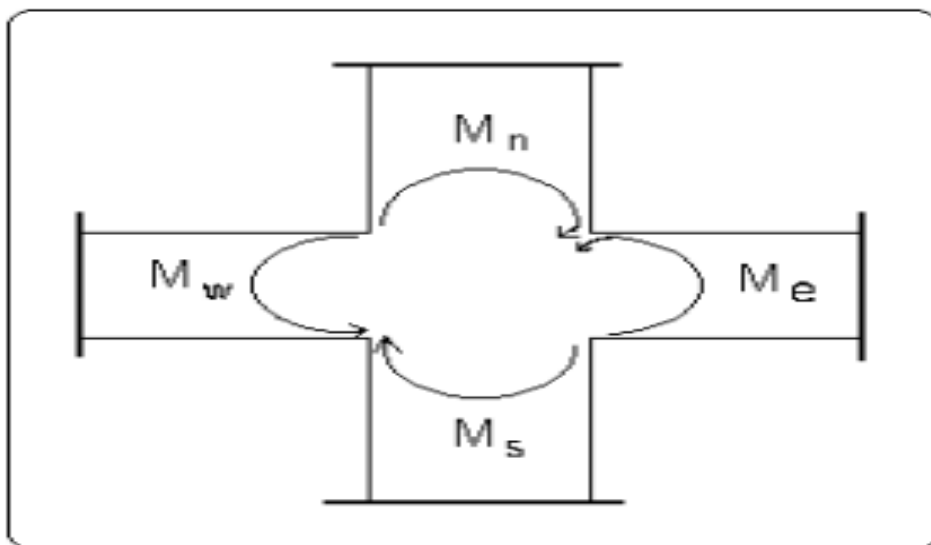


Figure II.7 : Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau. [28]

Les deux inéquations (II.10) et (II.11) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour que ces deux inéquations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentés à la figure II.7, selon le portique étudié.

Avec :

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droit de la poutre.

NB : dans notre cas les vérifications des zones nodales du bâtiment en (R+8) ont été établies par le logiciel ETABS version 2018.

Remarque :

- ✓ (M_n et M_s) correspond au moment ultime (M_u) dans les poteaux.
- ✓ (M_w et M_e) correspond au moment ultime (M_u) dans les poutres.

Commentaire : Nous constatons que la vérification des zones nodales est justifiée, sauf pour le dernier niveau. Toutefois, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 (Art 7.6.2, RPA 99/V 2003)[26].

N.B : La vérification des zones nodales de toutes les autres structures (allant de R+1 à R+7) est effectuée suivant la même méthodologie.

Les résultats des sections d'acier longitudinales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Section [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Choix
55x55	57.60	12HA25
50x50	36.70	12HA20
45x45	27.34	4HA20+8HA16
40x40	24.54	4HA20+8HA14
35x35	23.88	12HA16

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

II.2.3. Charges appliquées :

II.2.3.1. Charges gravitaires :

Le bâtiment étudié est à usage d'habitation avec un plancher en corps creux de type (16+4) cm. Les charges gravitaires y sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) du plancher courant sont égales à 5.06 KN/m² et celles du plancher terrasse sont de 5.84 KN/m².

Les charges d'exploitations (Q) du plancher courant sont évaluées à 1.5 KN/m², celles du plancher terrasse sont de 1 KN/m².

II.2.3.2. Charges sismiques :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définie dans le **RPA99/version 2003**. Le bâtiment est supposé localisé dans une zone de forte sismicité, à savoir la zone III. Le spectre de réponse en accélération donné par ce même règlement est:

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{II.12}$$

Avec :

- **S_a** : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.
- **A** : Coefficient de l'accélération de zone. Dans notre cas, le bâtiment est supposé du Groupe d'usage 2, donc A = 0.25.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (**RPA 99/2003, Tableau 4.3**) [26]. Pour nos portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide: R = 5
- **η**: Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 7 %.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{II.13}$$

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique. (**RPA 99/2003, Tableau 4.2**)[26].

Pour un portique en béton armé avec un remplissage dense $\xi = 7\%$, η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881$$

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux...etc.).

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{II.14}$$

Où :

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non. (**RPA 99/2003, Tableau 4.4**)[26].

Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne :

$$Q = 1$$

Dans notre cas, le site et de type S3 (sol meuble), d'où : $T_1 = 0.15s$ et $T_2 = 0.5s$

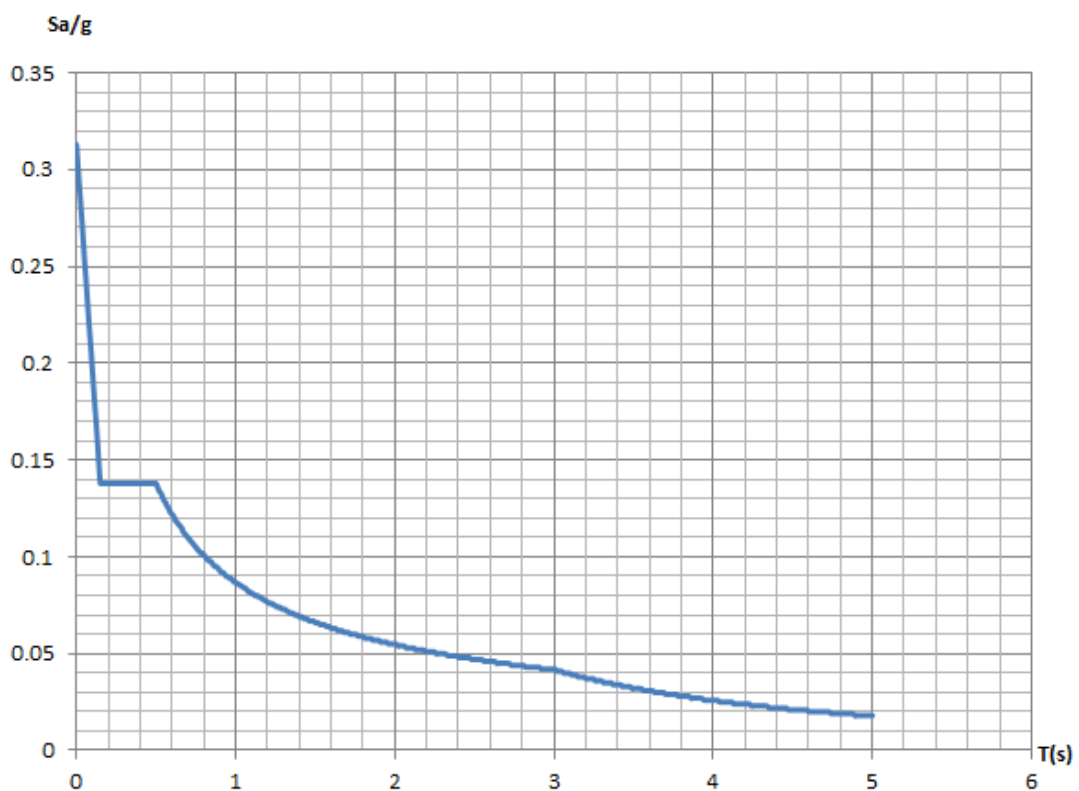


Figure II.8 : Spectre de réponse de calcul.

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

- **Attribution de la masse sismique** : Pour une analyse dynamique, la masse sismique du plancher à considérer est égale à:

$$M_i = G + \beta Q \quad \text{II.15}$$

β : coefficient de pondération. Il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) [26]. Dans notre cas $\beta = 0,2$; bâtiment à usage d'habitation.

II.2.4 Vérifications de l'effort tranchant à la base :

II.2.4.1 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

Selon le RPA99 (art 4.2. 3)

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{II.7} \quad [26]$$

Tableau II.3 : Coefficients d'accélération de zone A. [26]

	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans un premier temps, nous allons commencer par étudier les structures selon le groupe d'usage 2 on a un groupe d'usage 2 en zone III donc :

$$A = 0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{7}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (II.16)$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003[26].

$$T_2(S3) = 0.5 \text{ s}$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique, qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de ce coefficient sont données par le RPA 99/2003[26].

Nous avons un contreventement auto-stable, on opte pour :

$$\xi = 7\%$$

D'où

$$\eta = 0.881 > 0.7$$

II.2.4.2. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (portique auto-stable), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad (II.17)$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Pour le sens transversal :**

$H_N = 27\text{m}$ et $d = 16 \text{ m}$

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

$C_T = 0,075$, on a un contreventement assuré partiellement par portique auto-stable en béton armée.

Alors :

$$T = \min\{0.888s ; 0.607s\} \Leftrightarrow T = 0.607s$$

$$1.3 * T = 0.789s$$

On a :

$$T_2(S3) = 0.5s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2.5 * 0.881 \left(\frac{0.5}{0.789}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 1.624$$

➤ Pour le sens longitudinal :

$H_N = 27m$ et $d = 15m$

$$T = \min\{0.888s ; 0.627s\}$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Pour une structure en béton armé auto stable (poteau –poutre) Interaction on a :

$$R = 5$$

W : poids de la structure selon l'ETABS.

$$W = 17136.65 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.25 * 1 * 1.624}{5} * 17136.65$$

$$V = 1391.495 \text{ KN}$$

$$0.8 * V = 0.8 * 1391.495 \text{ KN}$$

$$0.8 * V = 1113.196 \text{ KN}$$

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet, la résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par la

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

L'effort tranchant à la base selon l'ETABS est :

$$V_x = 979.57 \text{ KN}$$

$$V_y = 918.02 \text{ KN}$$

Vérification de la condition :

$$V_{ETABS} \geq 0.8 * V \quad (II.18)$$

$$V_x = 979.57 \text{ KN} \leq 0.8 * V = 1113.196 \text{ KN} \quad \textit{condition non verifie}$$

$$V_y = 918.02 \text{ KN} \leq 0.8 * V = 1113.196 \text{ KN} \quad \textit{condition non verifie}$$

Si $V_{ETABS} < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport .

$$r = \frac{0.8V}{V_{ETABS}} \quad (II.19)$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

$$r = \frac{0.8V}{V_x}$$

$$r = \frac{1113.196}{979.75}$$

$$r = 1.136$$

$$r = \frac{0.8V}{V_y}$$

$$r = \frac{1113.196}{918.02}$$

$$r = 1.212$$

Après ce coefficient on revérifie l'effort tranchant à la base, l'effort tranchant selon l'ETABS le nouveaux est :

$$V_x = 1116.71 \text{ KN}$$

$$V_y = 1113.20 \text{ KN}$$

Vérification de la condition :

$$V_{ETABS} \geq 0.8 * V$$

$$V_x = 1116.71 \text{ KN} \geq 0.8 * V = 1113.196 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_y = 1113.20 \text{ KN} \geq 0.8 * V = 1113.196 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

II.2.5. Effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige autre les vérifications prescrites par le **C.B.A [5]** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante.

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.30 \quad (II.7)$$

Où :

B_c : Section de béton du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau II.4 : Vérification l'effort normal réduit pour chaque poteau.

Poteau	N_d	B_c	F_{c28}	Ψ	observation
35x35	1492.18	1225	2.5	0.197	≤ 3
40x40	1318.53	1600	2.5	0.21	≤ 3
45x45	980.69	2025	2.5	0.193	≤ 3
50x50	651.07	2500	2.5	0.162	≤ 3
55x55	327.65	3025	2.5	0.106	≤ 3

II.2.6. Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

$$\Delta_x^K \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^K \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\Delta_x^K = R\Delta_{ex}^K$$

$$\Delta_y^K = R\Delta_{ey}^K$$

Ou :

$$\Delta_{ex}^K = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^K = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex} : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, k Δ_{ey}).

Avec : $k\delta_{ex}$ est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, $k\delta_{ey}$).

Tableau II.5: Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+8).

Etage	δ_{ex}	δ_{ey}	R	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	Δ_x	Δ_y	1%h	Ob
Etage8	0.0451	0.0552	5	0.2255	0.276	-0.0115	-0.0145	0.03	C.V
Etage7	0.0428	0.0523	5	0.214	0.2615	-0.02	-0.024	0.03	C.V
Etage6	0.0388	0.0475	5	0.194	0.2375	-0.024	-0.0295	0.03	C.V
Etage5	0.034	0.0416	5	0.17	0.208	-0.0295	-0.037	0.03	C.V
Etage4	0.0281	0.0342	5	0.1405	0.171	-0.0315	-0.0395	0.03	C.V
Etage3	0.0218	0.0263	5	0.109	0.1315	-0.035	-0.0425	0.03	C.V
Etage2	0.0148	0.0178	5	0.074	0.089	-0.033	-0.041	0.03	C.V
Etage1	0.0082	0.0096	5	0.041	0.048	-0.0285	-0.0335	0.03	C.V
RDC	0.0025	0.0029	5	0.0125	0.0145	0.0125	0.0145	0.03	C.V

Chapitre II : Choix des structures à étudiées et dimensionnements

N.B : La vérification déplacement inter-étage de toutes les autres structures (allant de R+1 à R+7) est effectuée suivant la même méthodologie.

II.3. Conclusion :

Nous avons présenté les différents modèles (structure : R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8).

Dans le prochain chapitre, une modélisation linéaire et statique non linéaire (Pushover), sur ETABS sont effectuées, afin d'avoir les courbes de capacité et donc l'allure du comportement des huit structure, en format accélération-déplacement.

Chapitre III :
Modélisation non linéaire des
structures étudiées.

structures étudiées.

Modélisation non linéaire des

Chapitre III :

III.1. Introduction :

Les analyses statiques non linéaires (Pushover) sont effectuées sur les huit (8) structures présentées dans le chapitre précédent. Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et à l'interprétation des résultats de la modélisation numériques.

Dans un premier temps, on s'intéressera plus particulièrement à l'apparition des rotules plastiques aux points de performances de chaque structure. Une fois ces points de performances calculés, nous les comparons aux déplacements ultimes (à la rupture) extraits des huit courbes de capacité.

Dans un second temps, le critère déplacement-inter étage sera calculé et comparé aux limites exigés par le RPA99/version 2003, afin de compléter nos interprétation et de mieux mettre en avant le comportement des structures en poteaux-poutres.

III.2. Utilisation de la méthode statique non linéaire :

III.2.1. Application de l'analyse Pushover à la structure R+8 :

Nous utilisons le logiciel « ETABS version 2018 ». La courbe de la structure ($V_{base} - D_{\text{sommet}}$) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Étape 1 : modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
 - Etape 2 : définition du comportement non linéaire des éléments.
 - Etape 3 : définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
 - Etape 4 : analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.
- **Spécification des propriétés des matériaux introduite dans la modélisation :**
- Masse per unit volume (masse volumique du béton): $2,5\text{kN/m}^3$.
 - Weight per unit volume (poids volumique du béton): 25kN/m^3 .
 - Modulus of Elasticity (module de Young) : 32164200 kN/m^2 .
 - Specified concrete compstrenght (contrainte max dans le béton à la compression) : $25\ 000\text{ KN/m}^2$.
 - Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux): $400\ 000\text{ KN/m}^2$.
 - Shear Reinf, Tield Stress (contrainte max dans les aciers transversaux) : $400\ 000\text{ KN/m}^2$.

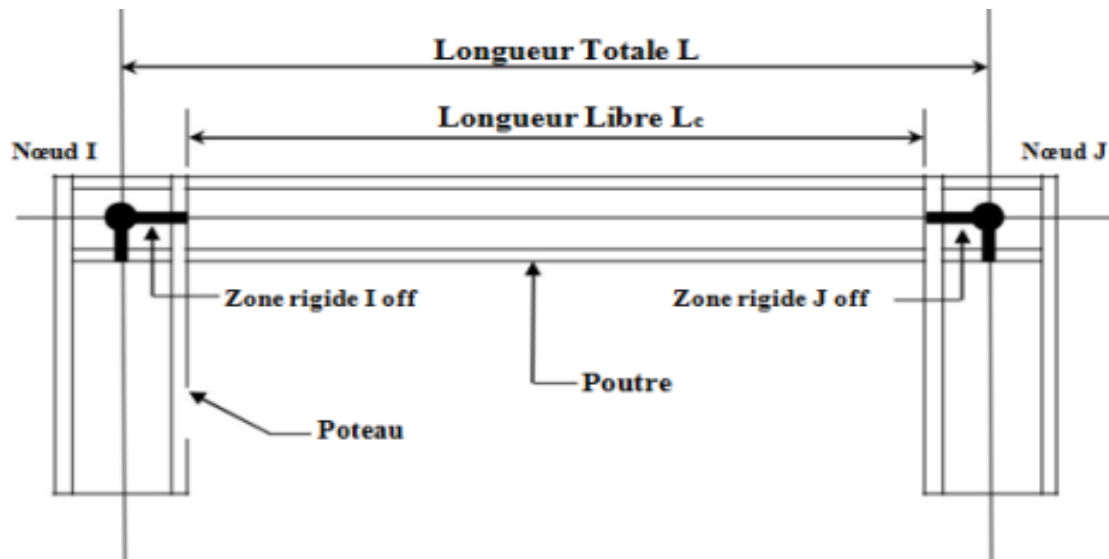


Figure III.1 : Attribution des Rigid end Offsets aux bouts des éléments poutres et poteaux.

[28]

La modélisation du comportement non linéaire des éléments est traduite par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont détaillés dans le chapitre I.

➤ Introduction des valeurs du Push XX :

Les différents types de chargements latéraux sont cités en chapitre I. Dans notre cas, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration. Par conséquent, nous choisissons d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental, pour définir l'analyse Pushover sous charges horizontales, dans le sens XX.

III.2.2 Méthode des coefficients (Coefficients method) :

La méthode des coefficients est présentée dans les guides américains (ATC-40, FEMA-273, FEMA-356, FEMA-440 et ASCE 41-13). C'est une méthode simplifiée d'estimation du déplacement cible des structures, palliant aux imperfections des procédures graphiques et semi-graphiques de la méthode du spectre de capacité, présenté aussi dans les mêmes guides Américains. De plus, cette méthode des coefficients est implémentée dans les nouvelles versions du logiciel de modélisation Etabs. Ainsi, une estimation plus précise du déplacement cible (noté point de performance dans la méthode de capacité spectrale) est évaluée. Les coefficients utilisés dans cette méthode (voir Eq III.1) sont fonction des

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

paramètres de la courbe non linéaire Pushover. L'équation d'estimation du déplacement cible donnée par cette méthode est présentée comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{III.1})$$

C₀: Coefficient reliant le déplacement spectral (système à un seul degré de liberté) au déplacement probable au sommet du bâtiment (système à plusieurs degrés de liberté).

C₁: Coefficient reliant le déplacement maximal inélastique au déplacement élastique calculé par une réponse élastique.

C₂: Coefficient représentant l'effet de la forme hystérésis sur le déplacement maximal.

C₃: Coefficient représentant l'effet P-Δ due au comportement dynamique.

T_e: Période fondamentale effective du bâtiment dans la direction considérée (en seconde).

III.3. Résultats des modélisations numériques des structures avec du RPA sur logiciel ETABS en utilisant la méthode des coefficients :

Le calcul statique non linéaire en poussée progressive, ainsi que l'application de la méthode **ASCE 41-13** pour la détermination du déplacement cible (Point de performance) sont effectués pour tous les modèles allant de R+1 jusqu'à R+8. Le détail des résultats obtenus sont montrés ci-après.

III.3.1. Structure R+1 :

a. Courbe de capacité de la structure :

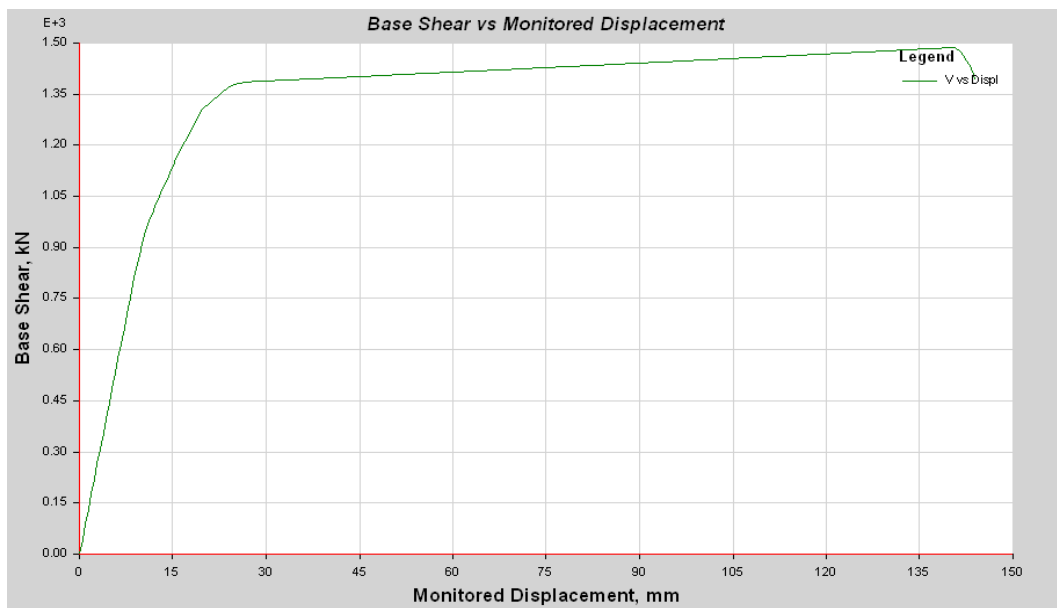
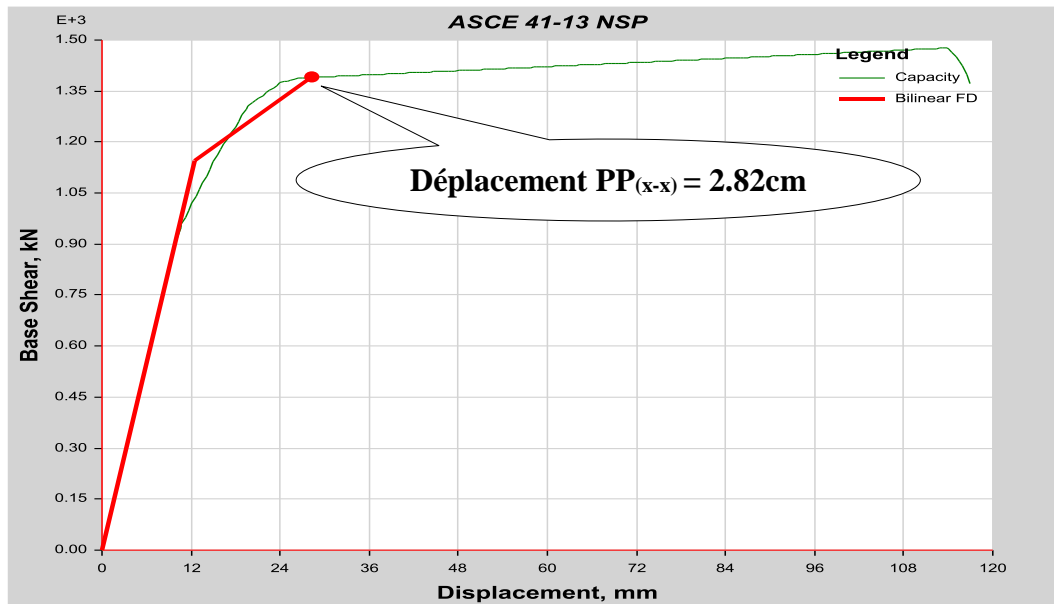


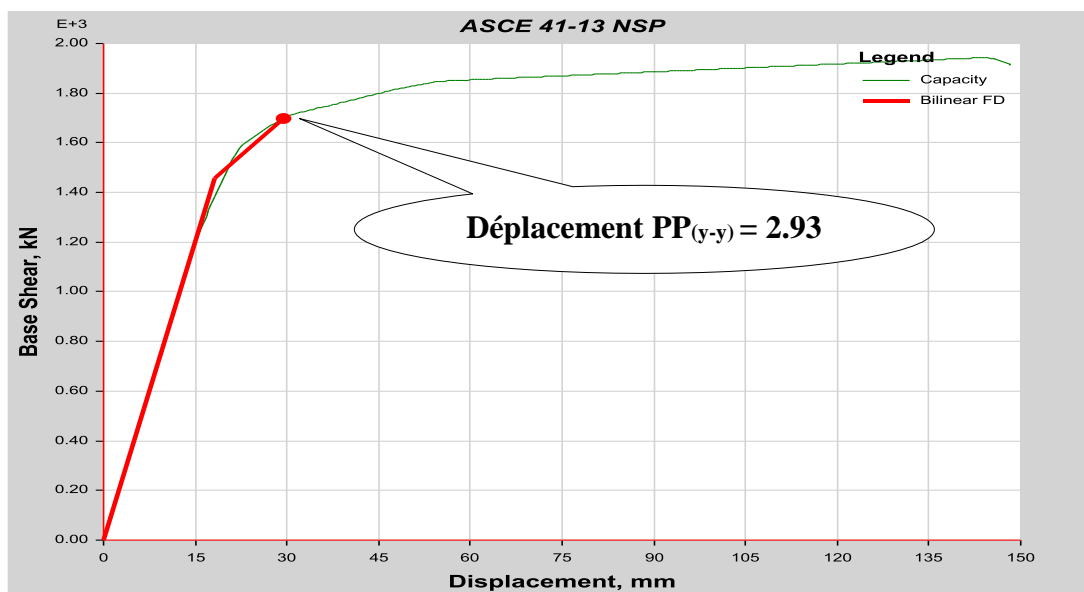
Figure III.2 : Courbe de capacité de la structure R+1 (zone III ; site S3).

b. Détermination du déplacement cible :

Pour déterminer le point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP. La **Figure III.3** montre la position du point de performance.



Selon le sens X-X.



Selon le sens Y-Y.

Figure III.3 point de performance (R+1) (zone III ; site S3) de deux sens .

NB : La valeur **S** du déplacement de la structure R+1 au point de performance est de **0.028238 m** selon **X** et **0.029352 m** selon **Y**.

c. Distribution des rotules plastique :

Le logiciel ETABS2018 nous permet d'extraire directement l'état d'endommagement par plastification des éléments poutres et poteaux de la structure au step correspondant au déplacement au point de performance (déplacement spectral correspond au déplacement induit au sommet).

Le développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux est visualisé sur la **Figure III.4**, où la distribution des rotules plastiques est montrée selon les deux sens de la poussée progressive x-x et y-y, respectivement.

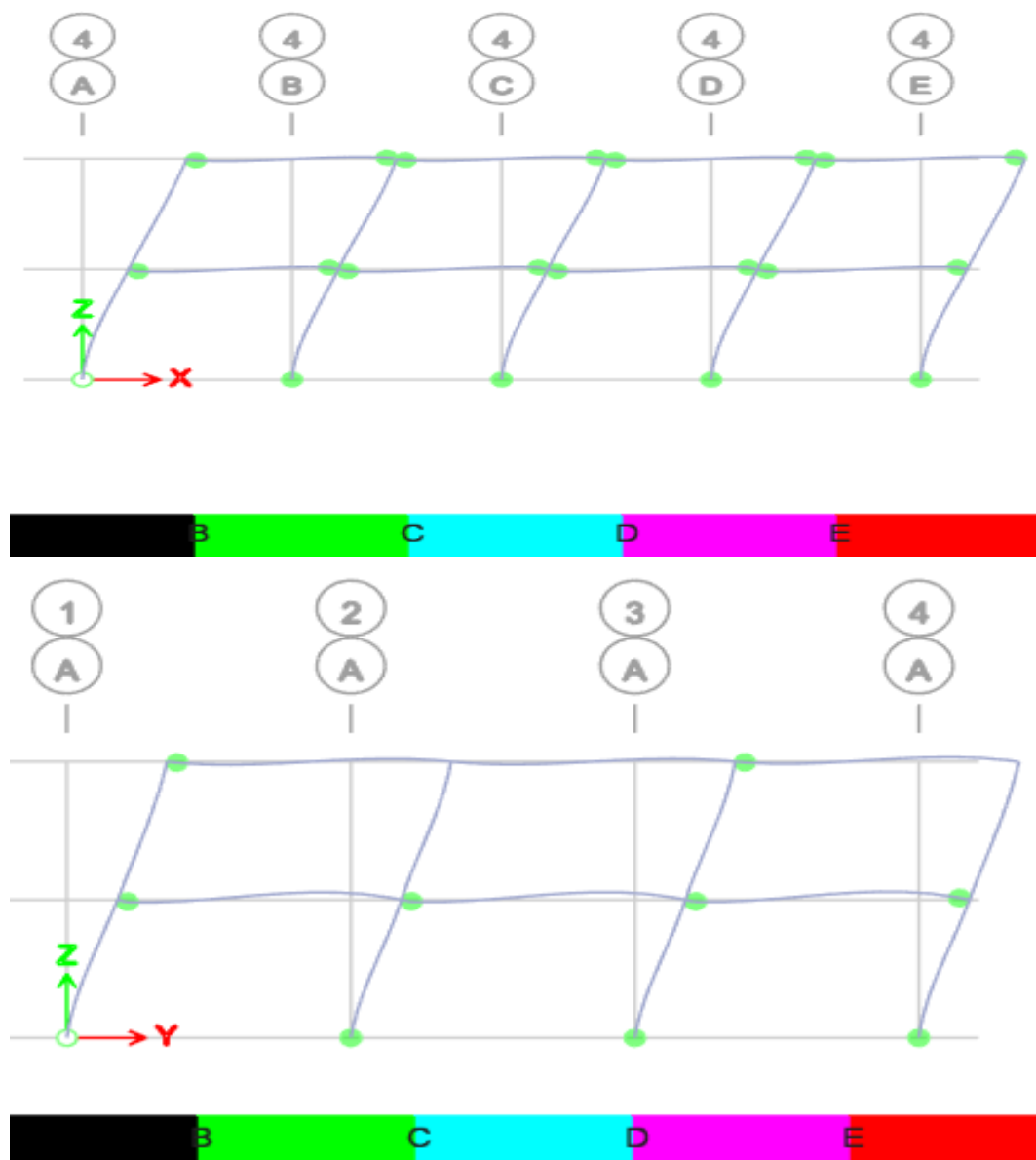


Figure III.4 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+1) (zone III ; site S3) au point de performance, selon les deux sens.

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres, de premier niveau au dernier niveau de la structure. Puis la plastification se propage au dernier niveau, et enfin vers les poteaux. Les rotules sont toute de type B (voir figure...).

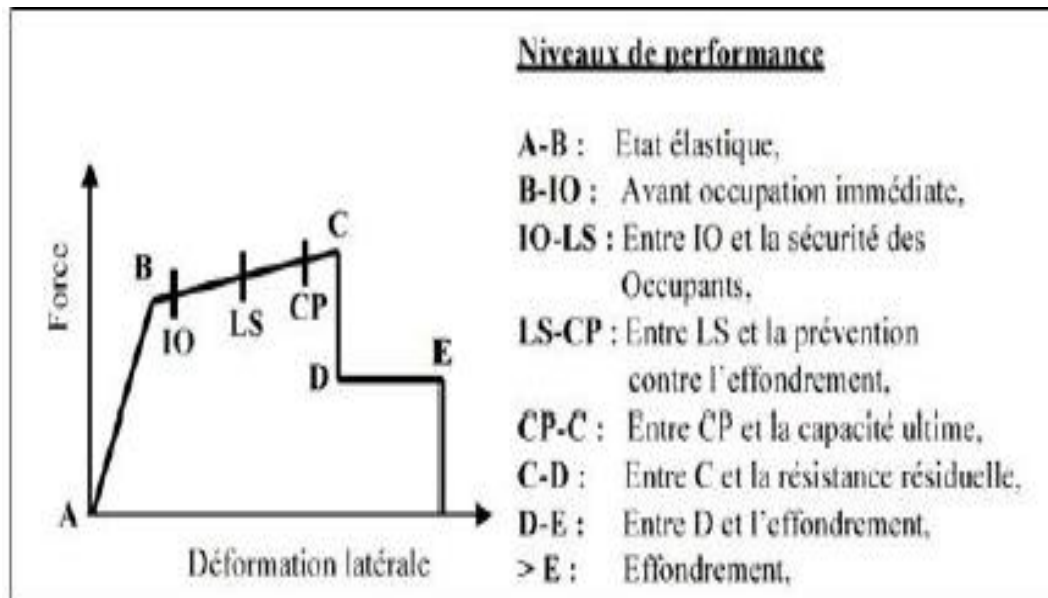


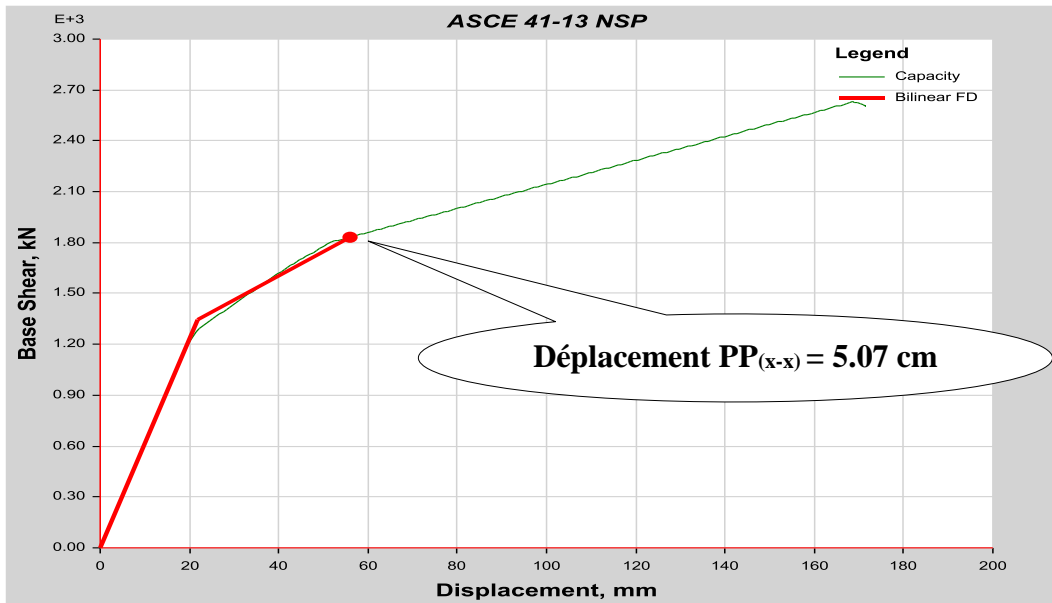
Figure III.5 : Relation force déformation d'une rotule plastique [FEMA 356].

On constate aussi, une légère différence entre la distribution des plastifications selon les deux sens xx et yy. Cela est dû aux rigidités différentes dans les deux sens liées au nombre différent de travées et de longueur des portées selon ses deux sens.

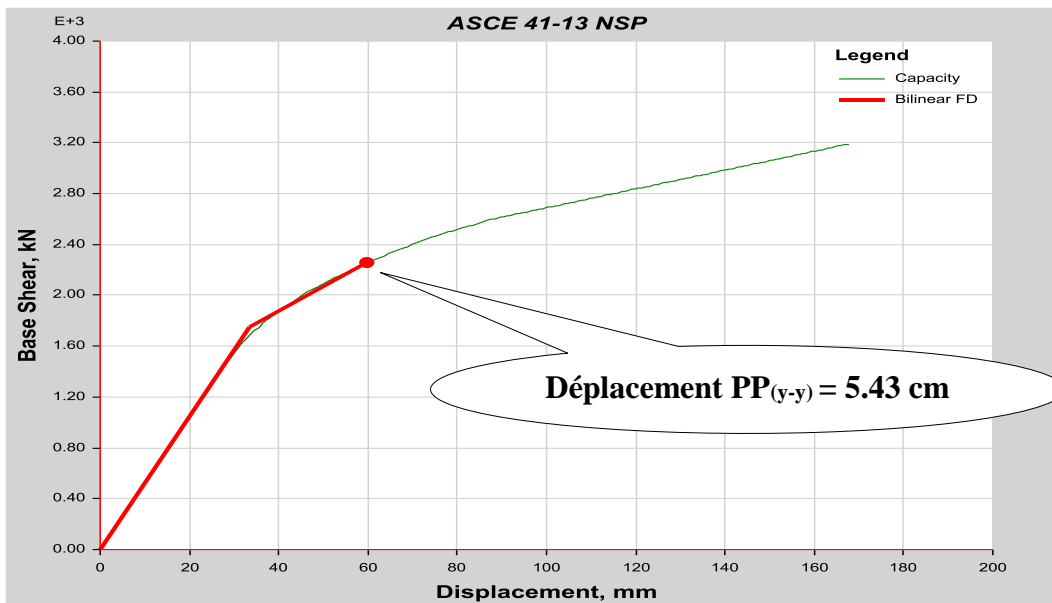
III.3.2. Structures R+2 :

a- Détermination du point de performance :

On matérialise l'intersection de la courbe de capacité de la structure R+2 et de la demande sismique (Zone III, site meuble) par la méthode ASCE41-13 NSP pour déterminer le point de performance (Figure III.6).



Selon le sens X-X.



Selon le sens Y-Y.

Figure III.6 : Point de performance (R+2) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.050699m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.054327m$$

b- Distribution des rotules plastique

La **figure III.7** donne la distribution des rotules plastiques par le logiciel ETABS.

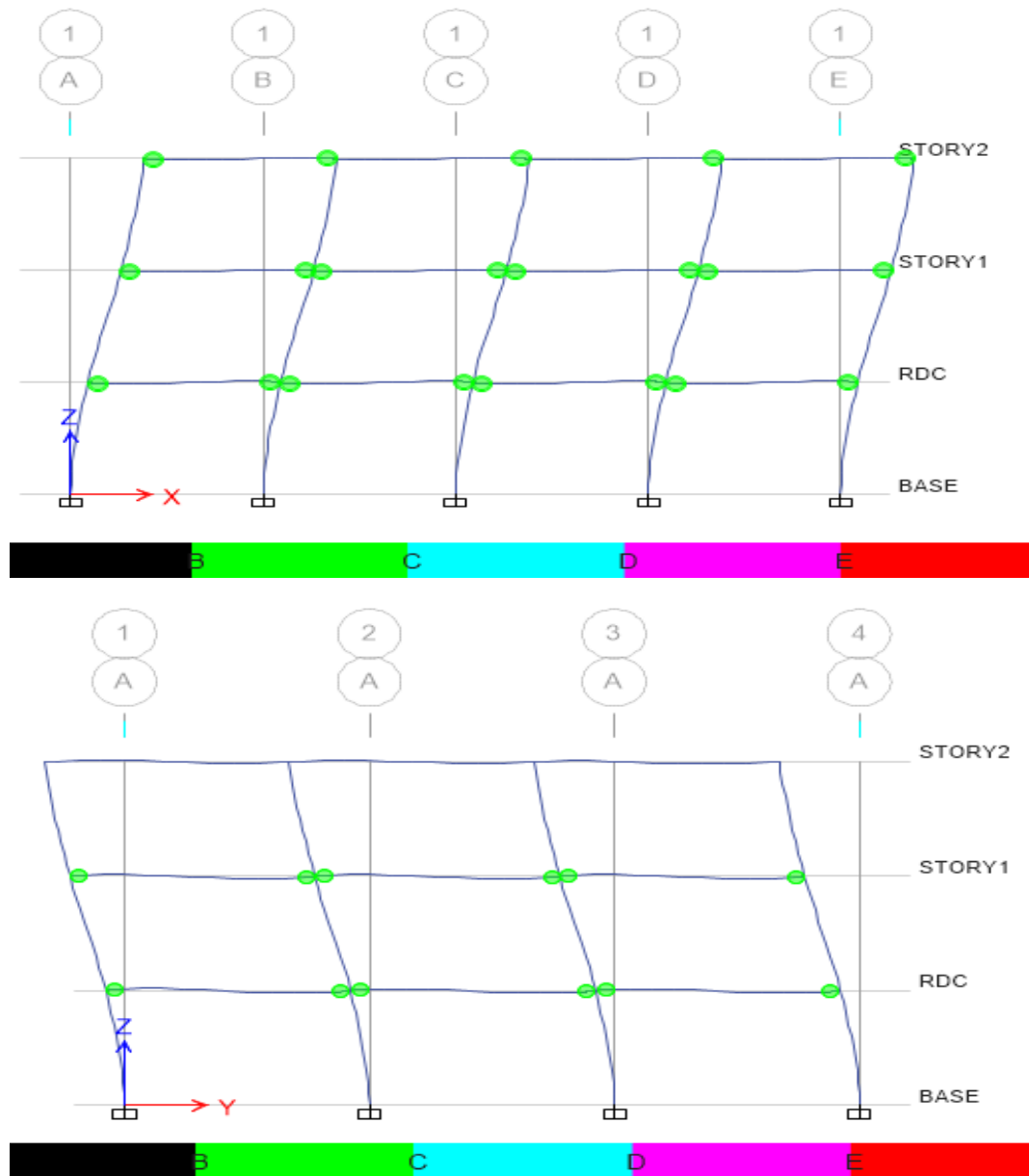


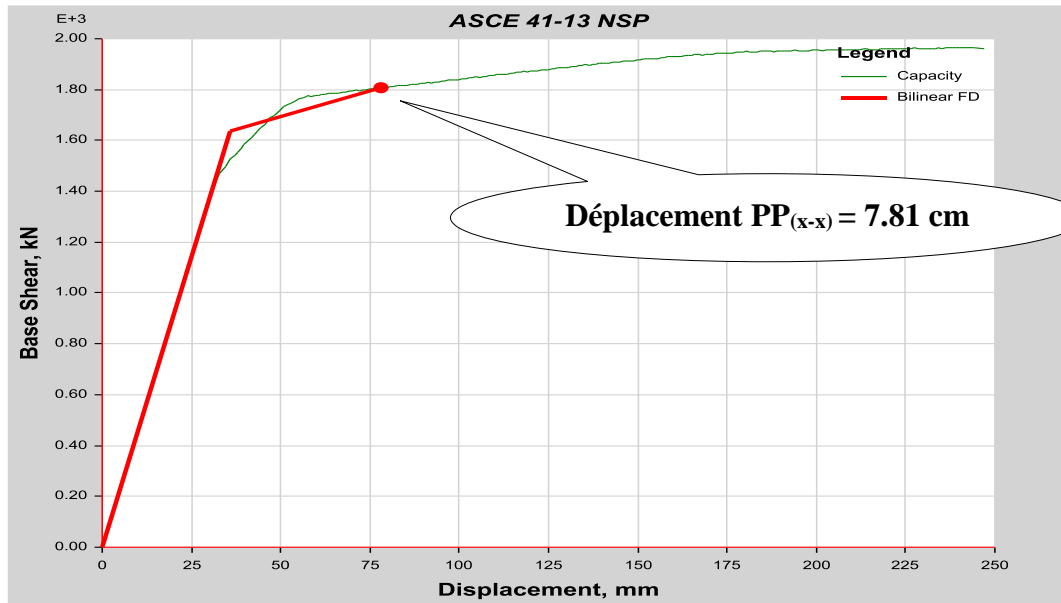
Figure III.7 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+2) (zone III ; site S3)
AU POINT DE PERFORMANCE selon les deux sens.

La formation de rotules plastiques commence de l'intermédiaire au premier niveau des poutres (rotules de type B : dommages superficiels) selon Y-Y, et du premier niveau au dernier niveau des poutres (rotules de type B : dommages superficiels) selon X-X.

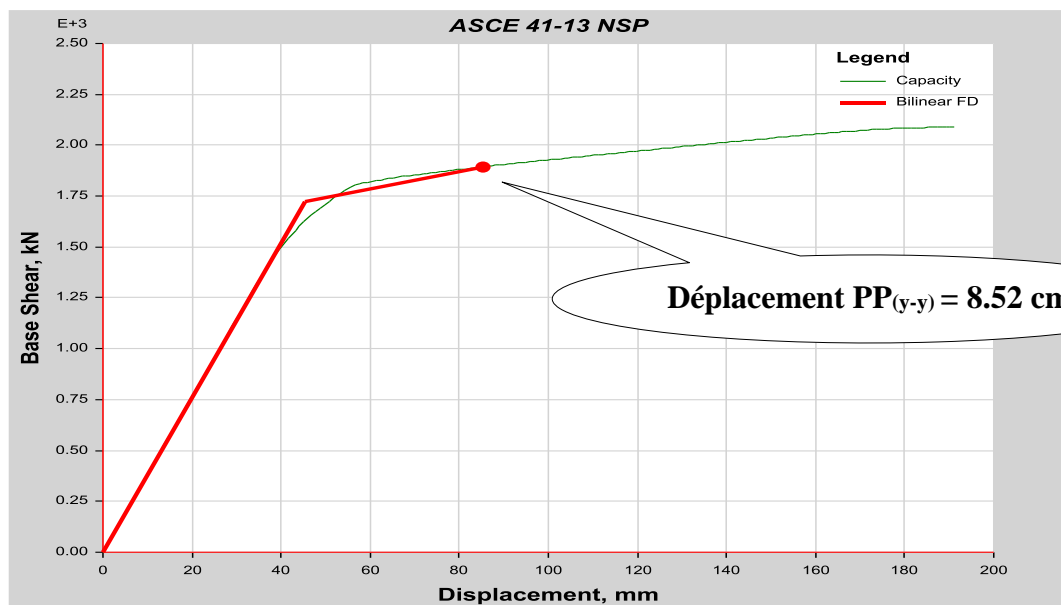
III.3.3. Structures R+3 :

a- Détermination du point de performance :

La **Figure III.8** montre la position du point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP.



Selon le sens X-X.



Selon le sens Y-Y.

Figure III.8 point de performance (R+3) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.078154m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.085270m$$

b- Distribution des rotules plastique :

La **Figure III.9** montre la distribution des rotules plastiques par le logiciel ETABS.

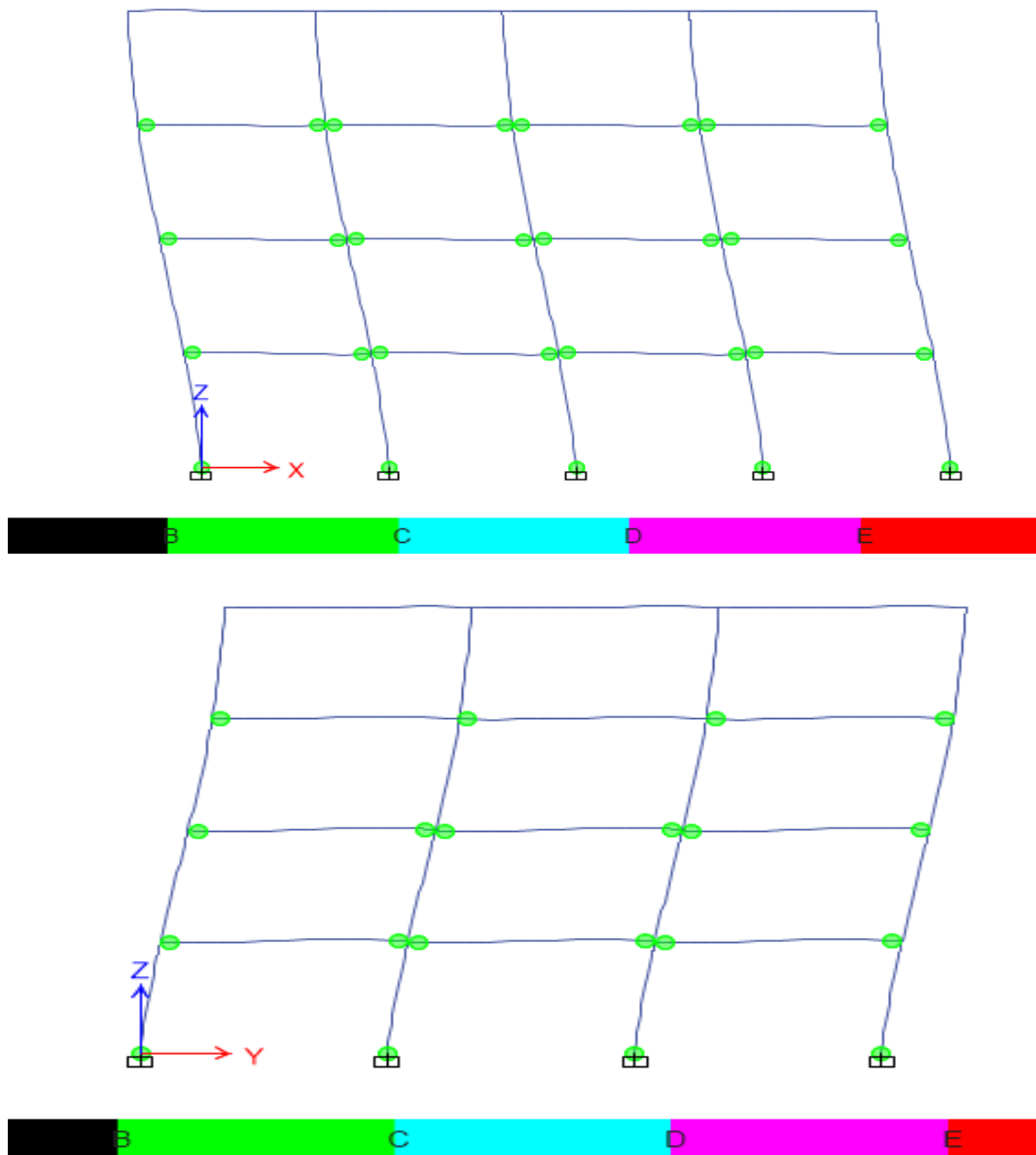


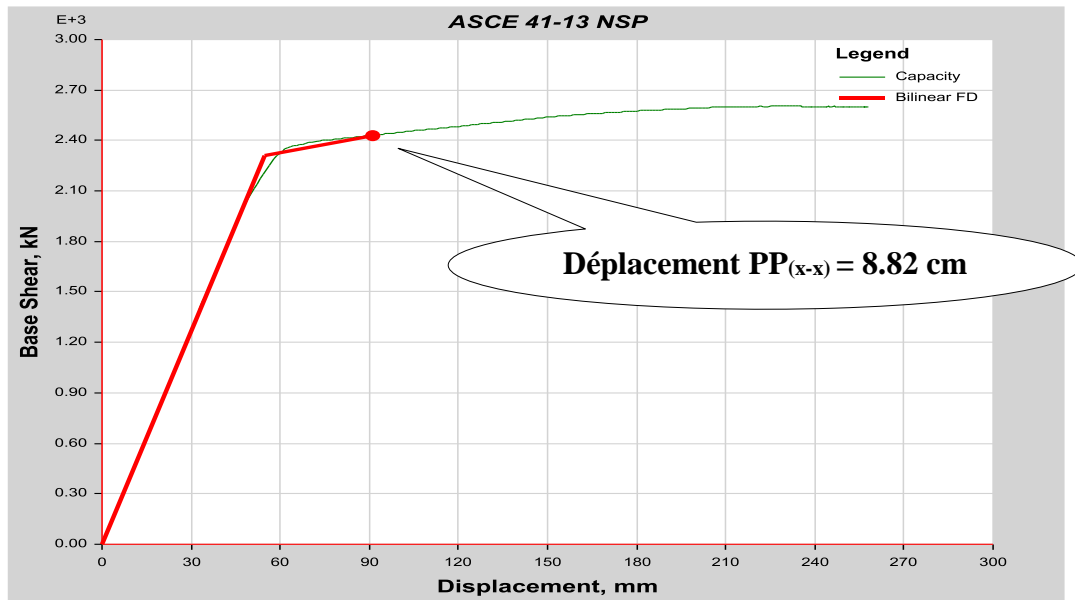
Figure III.9 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+3) (zone III ; site S3)
AU POINT DE PERFORMANCE selon les deux sens.

Sur la figure ci-avant, on voit une même progression des plastifications dans la structure. Elles se visualisent au niveau des poutres du 2 niveau, puis se propagent au premier et enfin au 3ème niveau (rotules de type B), puis dans les poteaux de base. Aucune rotule plastique n'apparaît au dernier niveau, à ce stade de la poussée progressive.

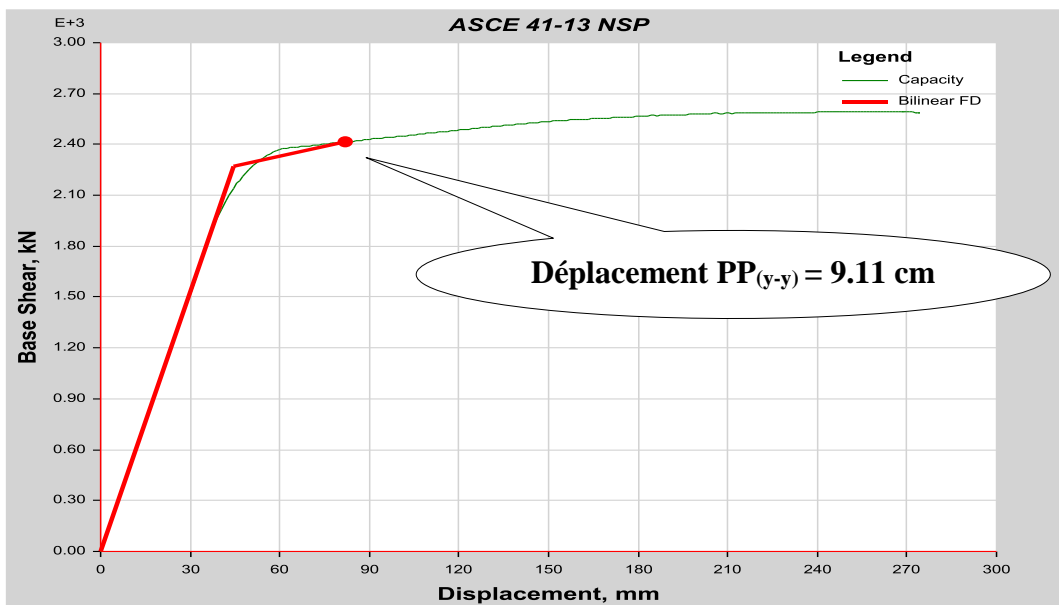
III.3.4. Structures R+4 :

a- Détermination du point de performance :

La **Figure III.10** montre la position du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP effectué suivant.



Selon le sens X-X .



Selon le sens Y-Y .

Figure III.10 : point de performance (R+4) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.082012m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.091188m$$

b- distribution des rotules plastique :

La **Figure III.11** montre les distributions des rotules plastiques au *step* correspondant au déplacement $S_x = 0.082012m$, $S_y = 0.091188m$.

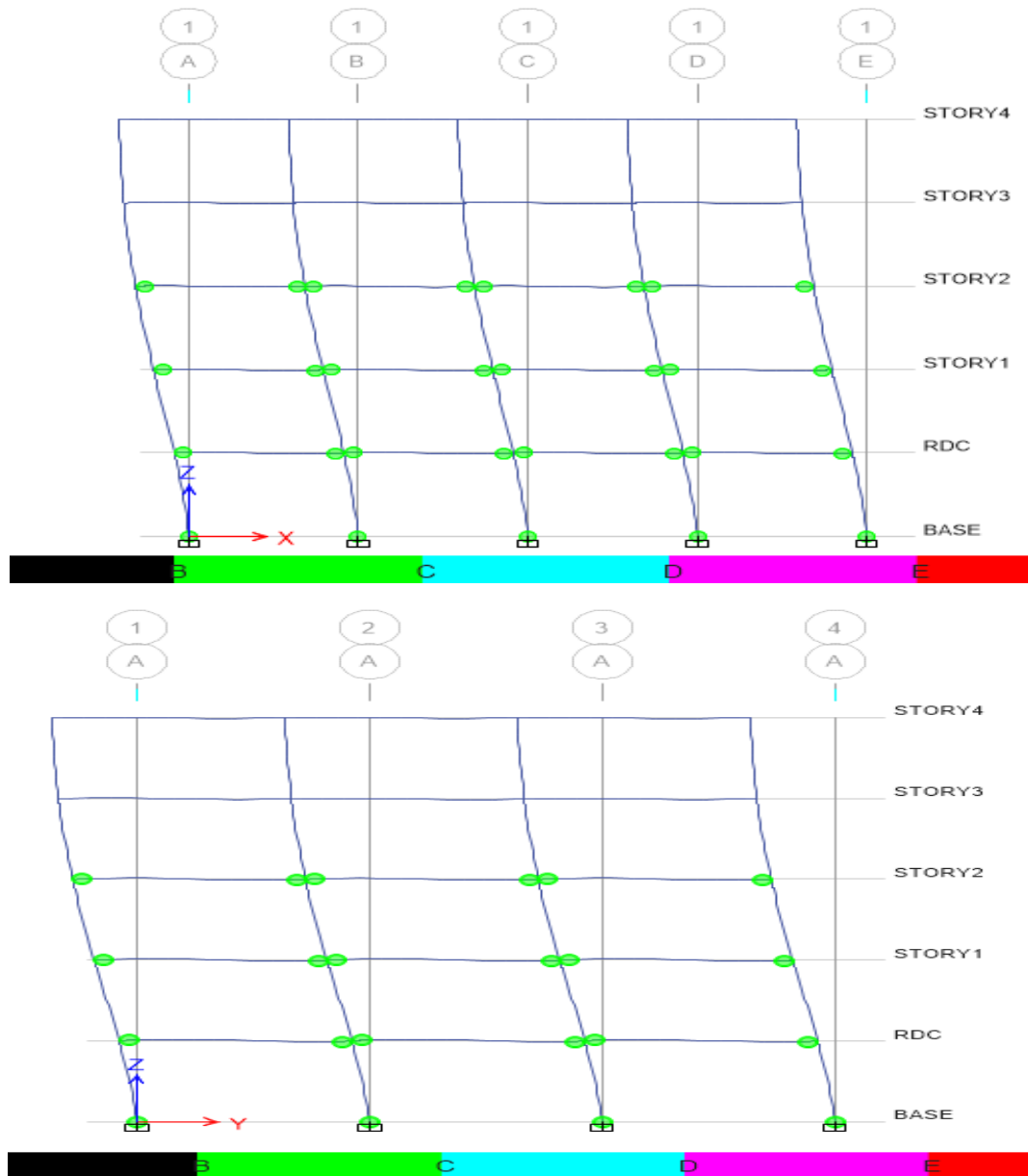


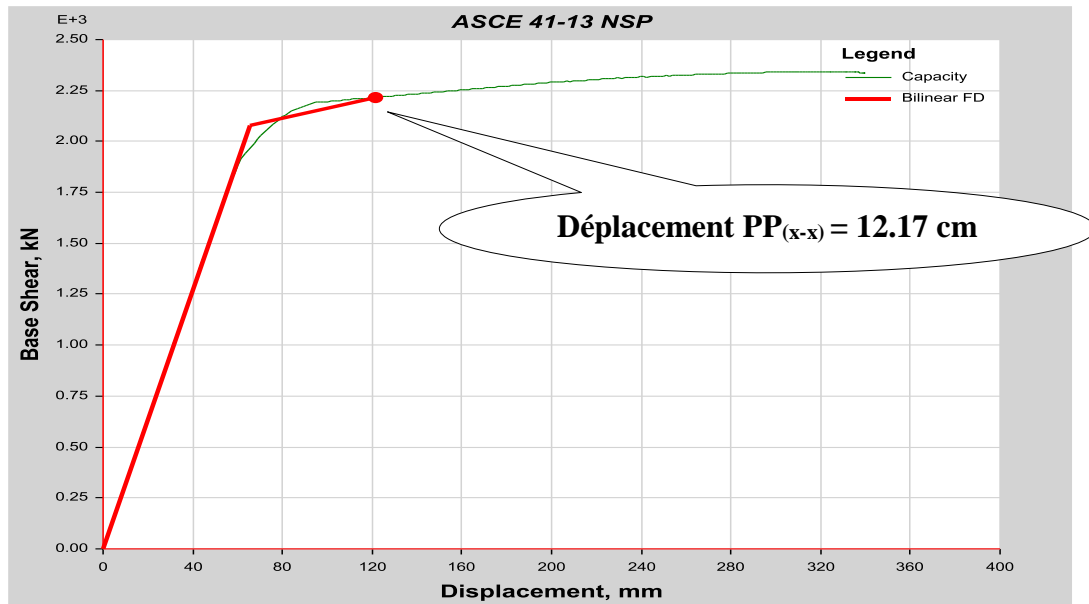
Figure III.11 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+4) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE) selon les deux sens.

Pour cette structure, on remarque que la formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2ème niveau au premier niveau, puis se propage sur le 3ème niveau (rotules de type B), puis dans les poteaux de base.

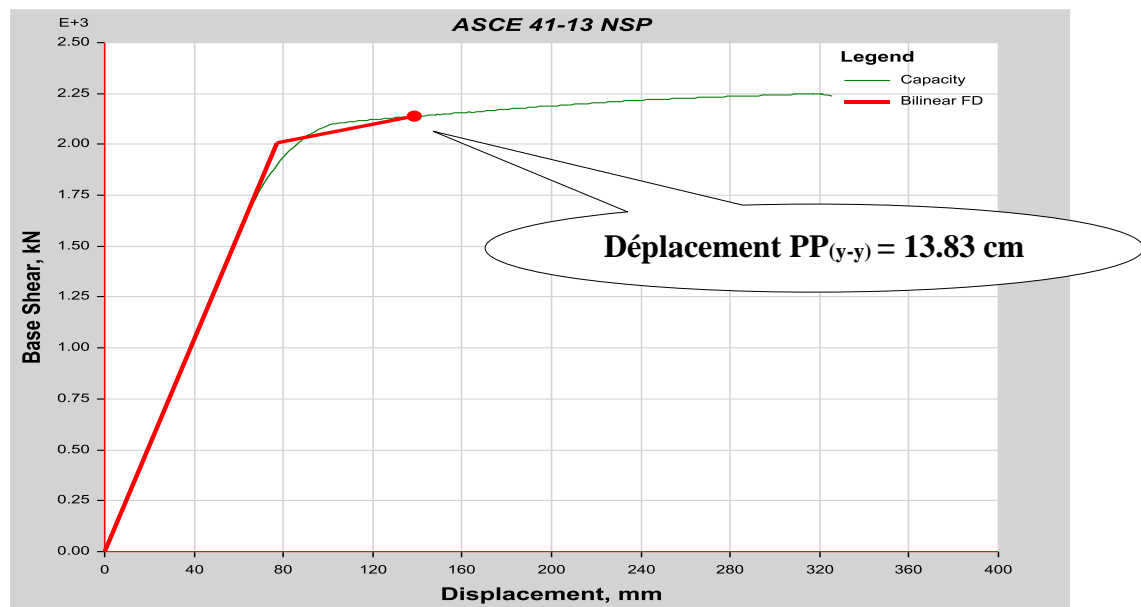
III.3.5. Structure R+5 :

a- Détermination du point de performance

La **Figure III.12** montre la détermination du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP suivant.



Selon le sens X-X .



Selon le sens Y-Y .

Figure III.12 : point de performance (R+5) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.121771m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.138364m$$

b- distribution des rotules plastique :

La **figure III.13** montre la distribution des rotules plastiques donnée par le logiciel ETABS.

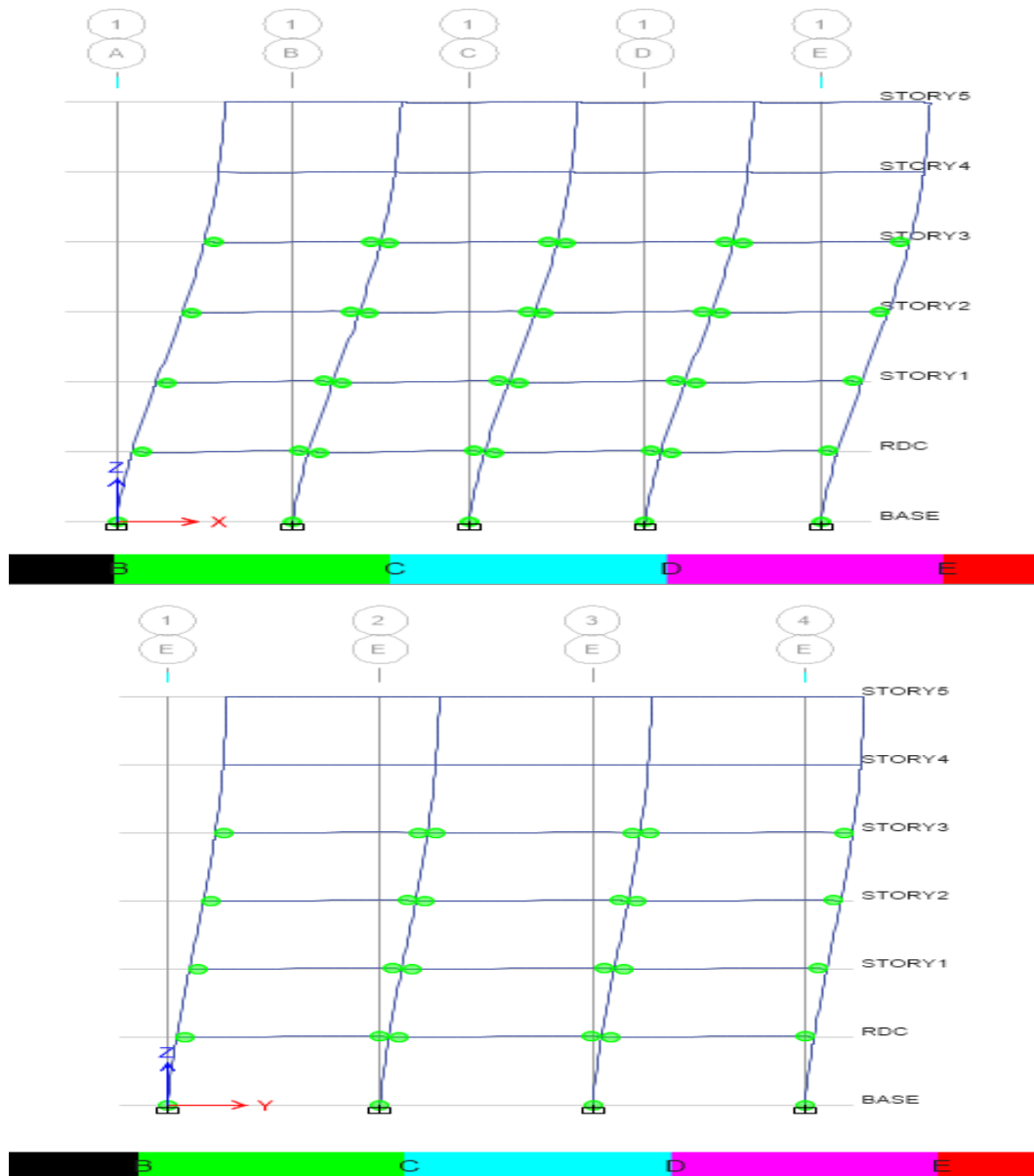


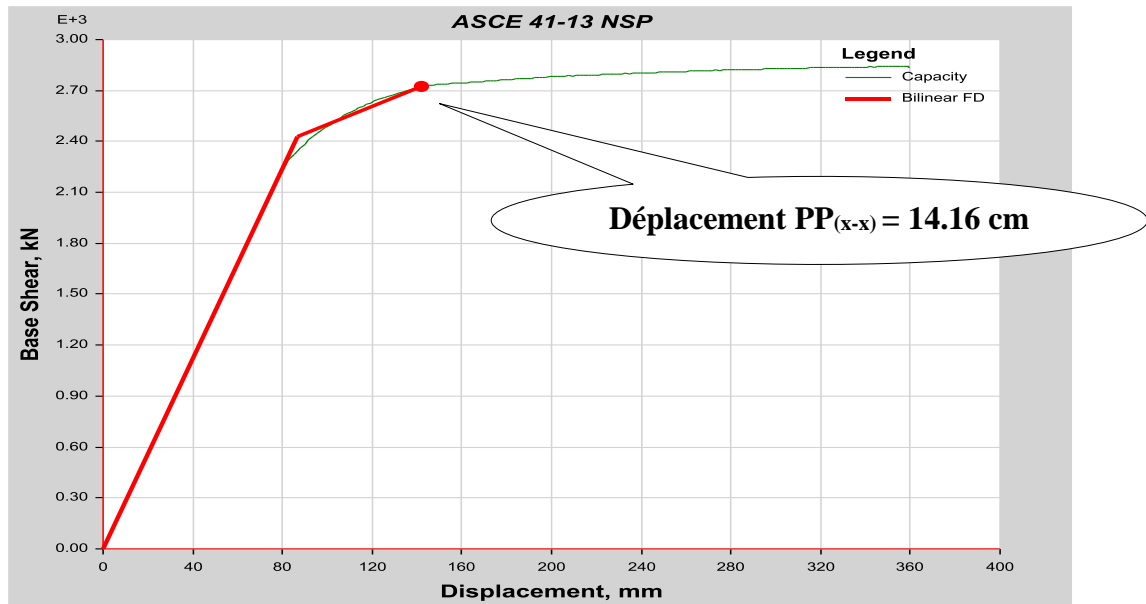
Figure III.13 : Distribution des rotules plastiques sur la structure (R+5) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE) selon les deux sens.

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2^{ème} niveau, puis au 3^{ème} et se propage enfin au premier et le 4^{ème} au même temps. Les rotules sont au départ de type B, puis dans les poteaux de base. Toujours aucune plastification n'est constatée sur l'avant dernier et le dernier niveau de la structure.

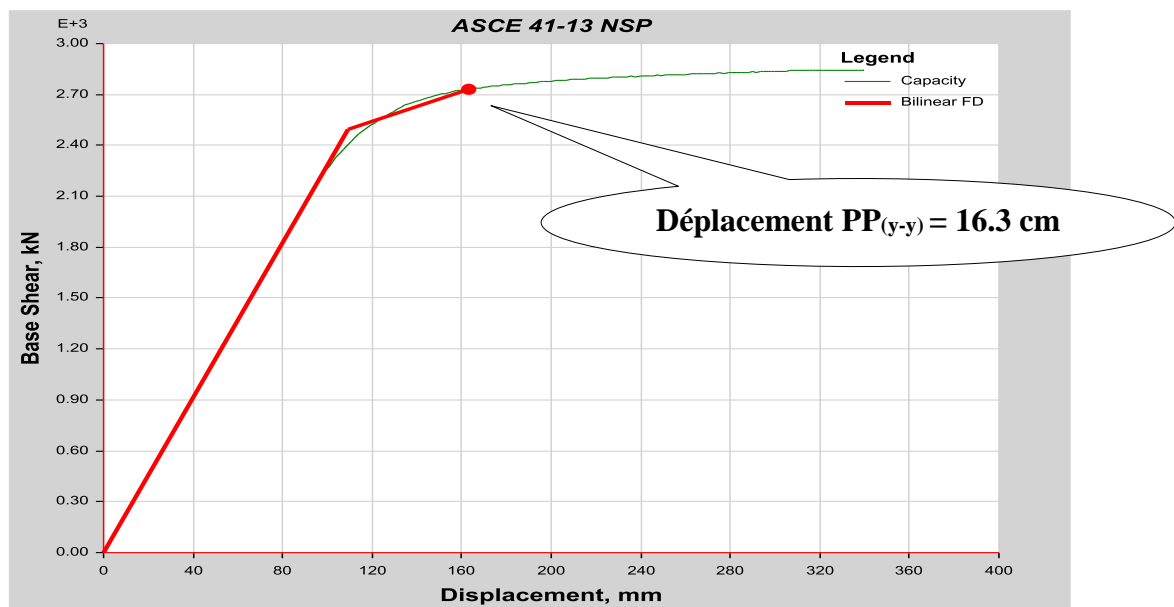
III.3.6. Structures R+6 :

a- Détermination du point de performance :

La **Figure III.14** montre la détermination du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP suivant :



Selon le sens X-X.



Selon le sens Y-Y .

Figure III.14 : point de performance (R+6) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.141641m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.163005m$$

b- distribution des rotules plastique :

La **figure III.15** montre la distribution des rotules plastiques, au déplacement correspondant au point de performance effectuée à l'aide du logiciel ETABS.

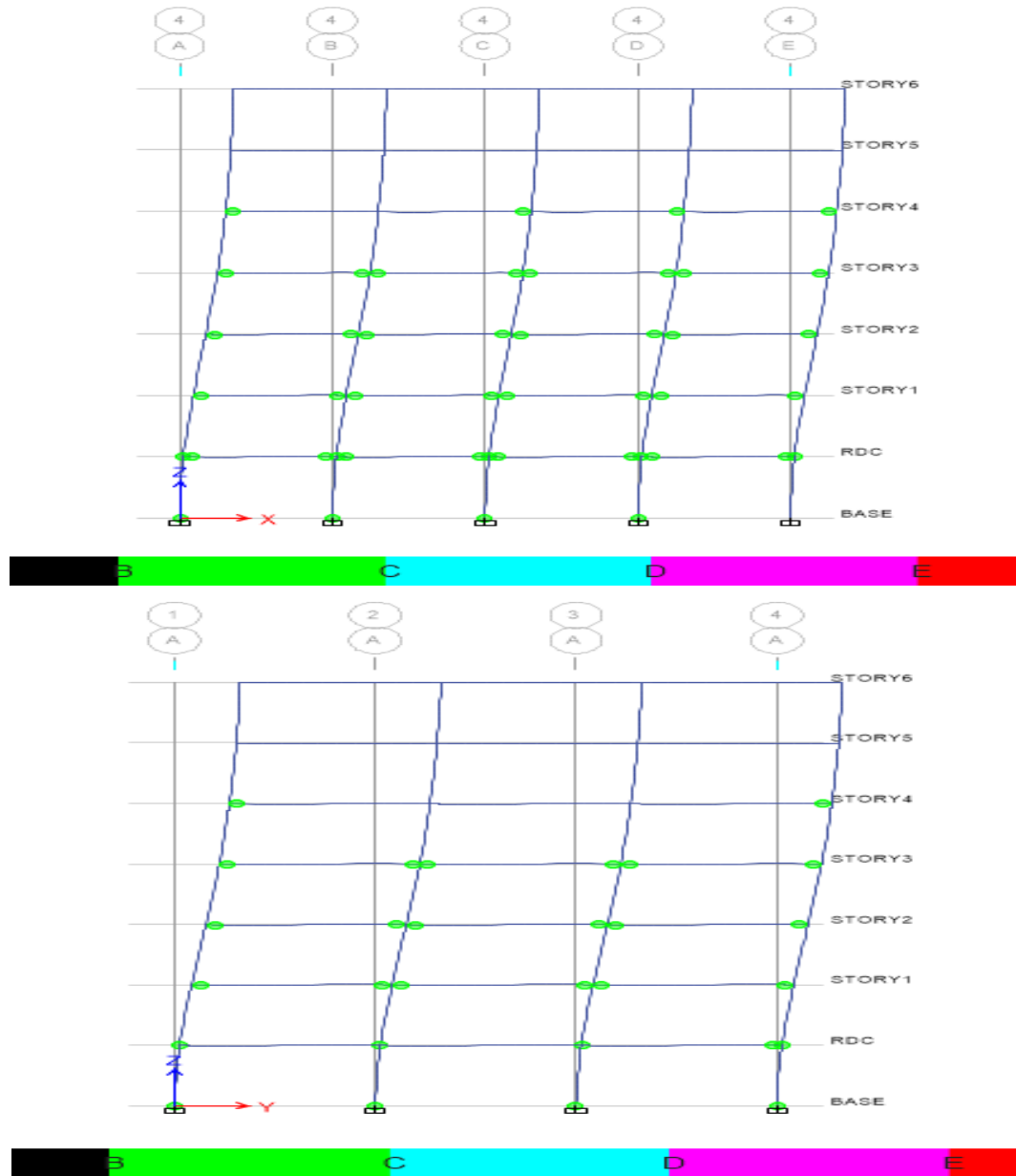


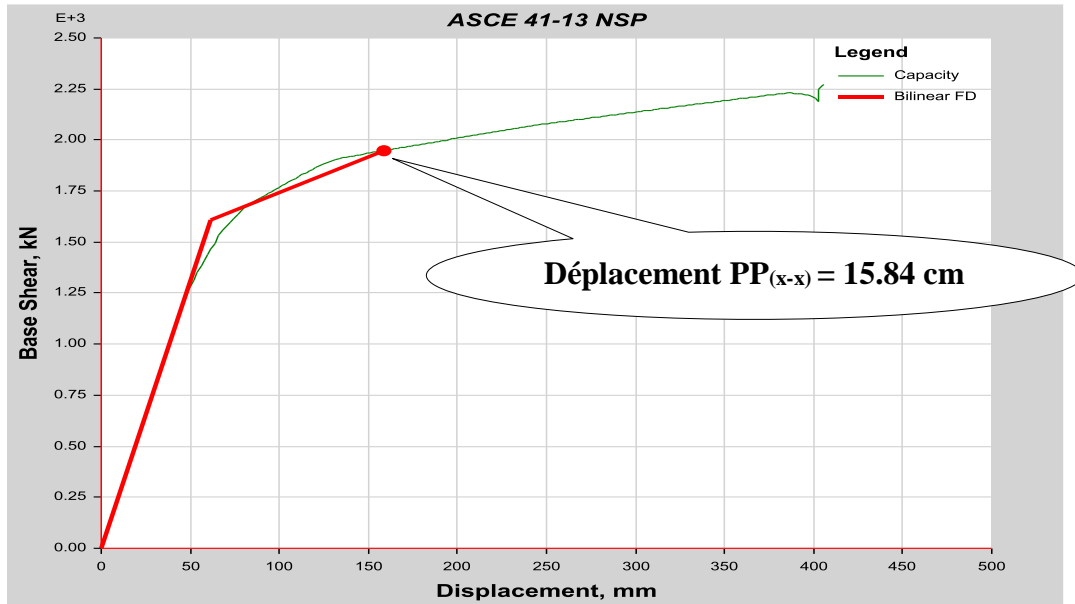
Figure III.15 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+6) (zone III ; site S3)
(AU POINT DE PERFORMANCE) selon les deux sens.

On remarque que la formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 3ème puis du 2ème niveau pour finir par se propager dans le 4ème niveau et le 1^{er} niveau. Les rotules sont de type B, enfin dans les poteaux de base.

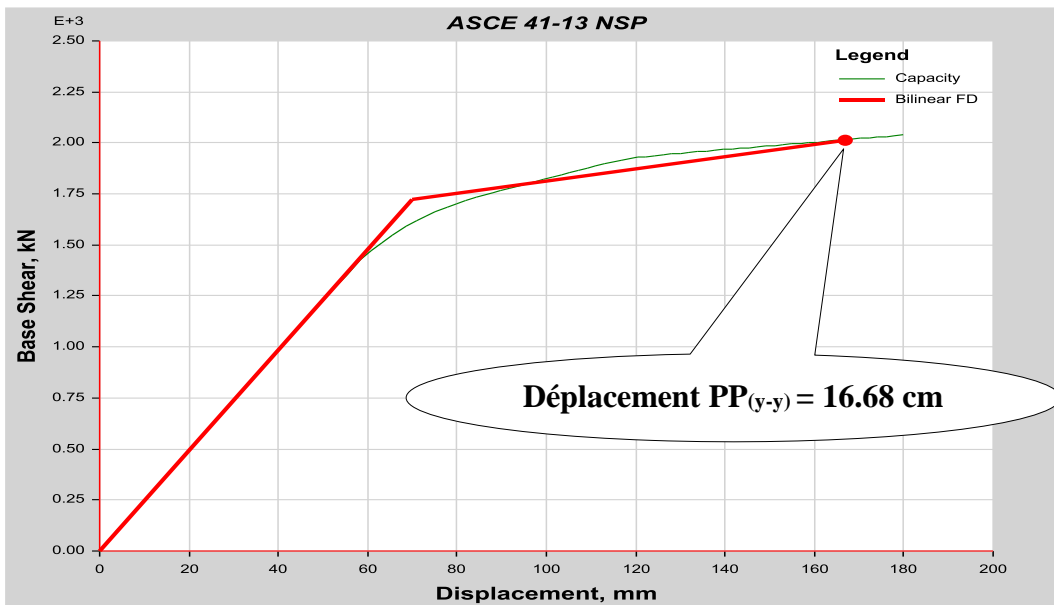
III.3.7. Structures R+7 :

a- Détermination du point de performance :

La **figure III.16** montre la détermination du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP suivant.



Selon le sens X-X .



Selon le sens Y-Y.

Figure III.16 : point de performance (R+7) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.158465m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.166899m$$

b- Distribution des rotules plastique :

La figure III.17 montre la distribution des rotules plastiques de la structure R+7, modélisé par le logiciel ETABS.

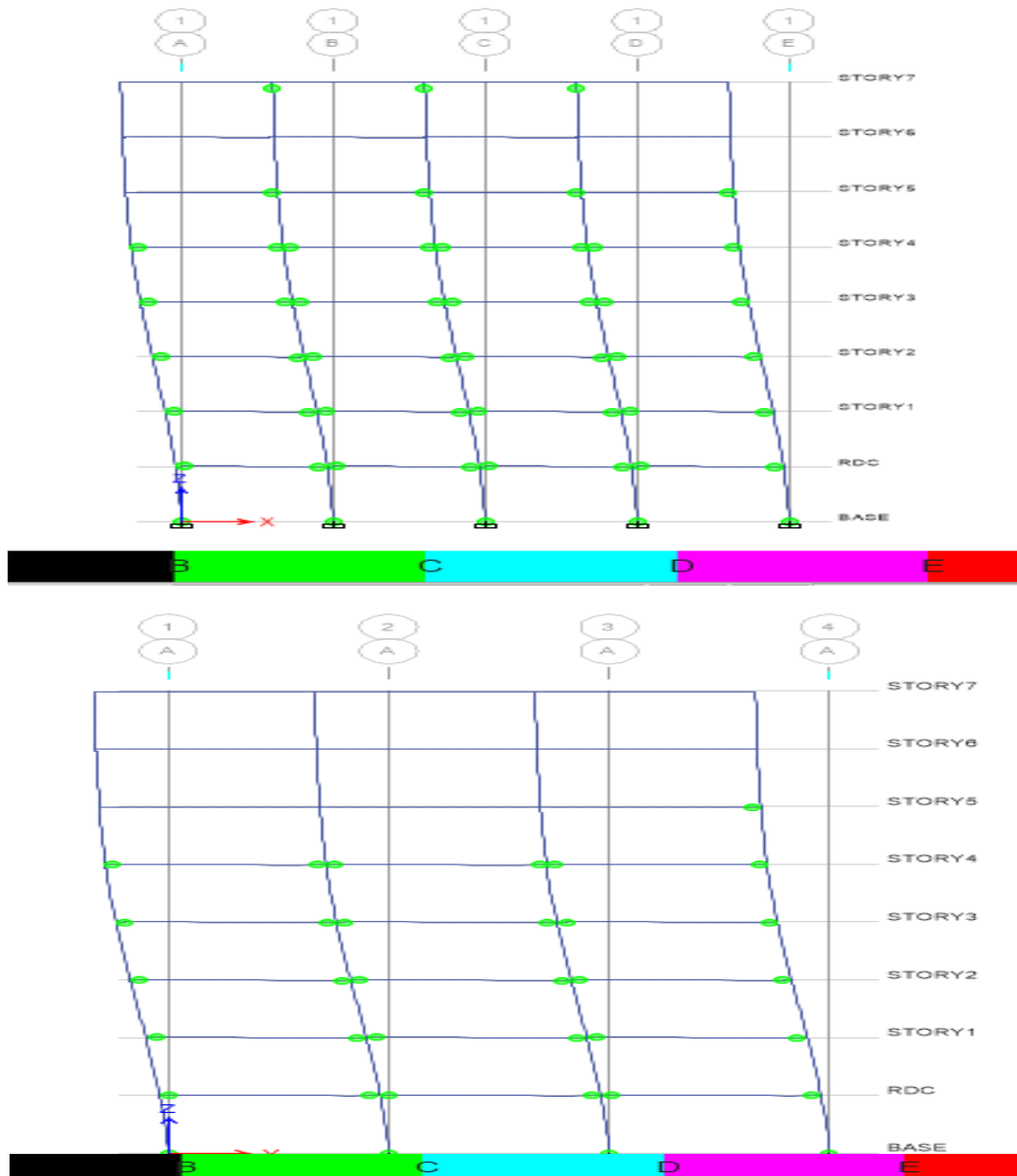


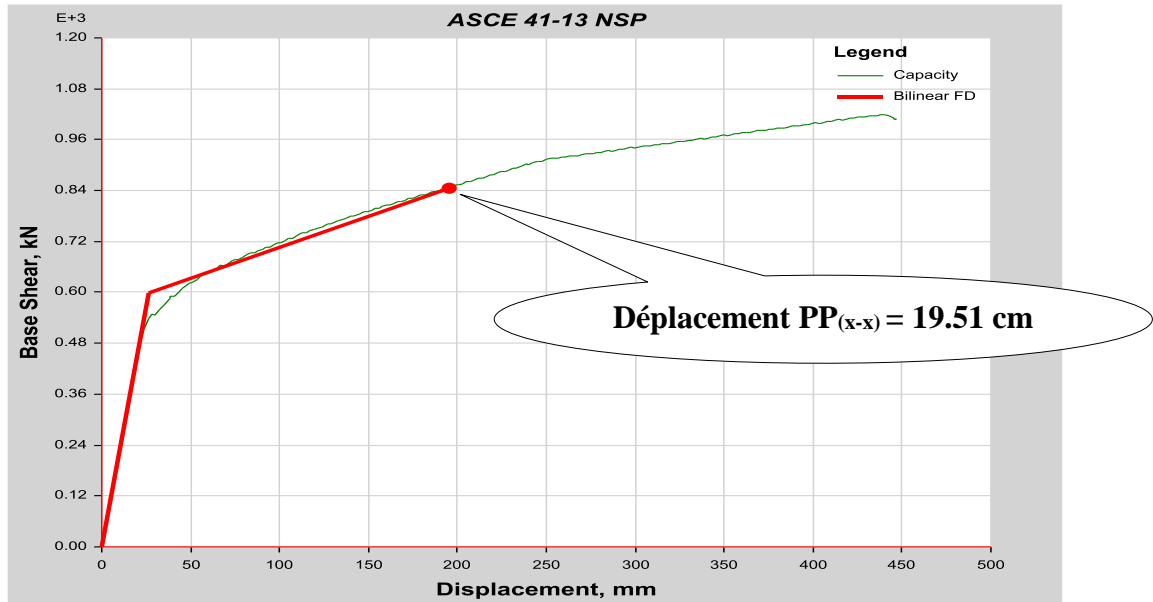
Figure III.17 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+7) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE) selon les deux sens.

La formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2^{ème} niveau, puis se propage successivement au 3^{ème}, 1^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} puis dans l'ensemble des poutres de la structure, puis les poteaux de la base, et enfin le 6^{ème} et le 7^{ème} niveau des poutres. Les rotules sont toutes de type B.

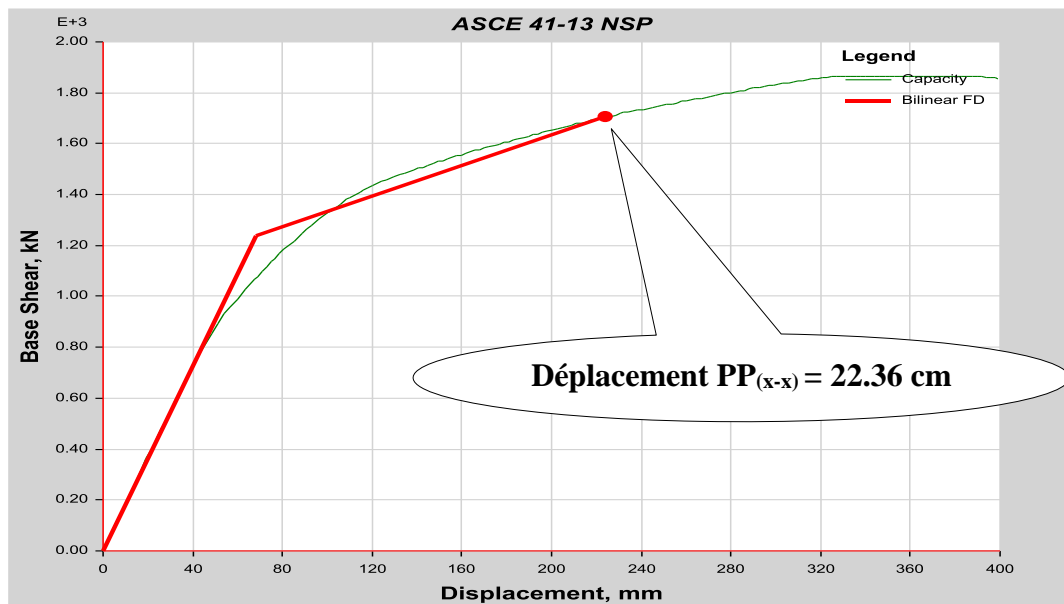
III.3.8. Structures R+8 :

a- Détermination du point de performance :

La **figure III.18** montre la détermination du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP suivant :



Selon le sens X-X.



Selon le sens Y-Y.

Figure III.18 : point de performance (R+8) (zone III ; site S3).

$$S_x(\text{point de performance}) = 0.19514m$$

$$S_y(\text{point de performance}) = 0.223599m$$

b- distribution des rotules plastique :

La **figure III.19** montre la distribution des rotules plastiques.

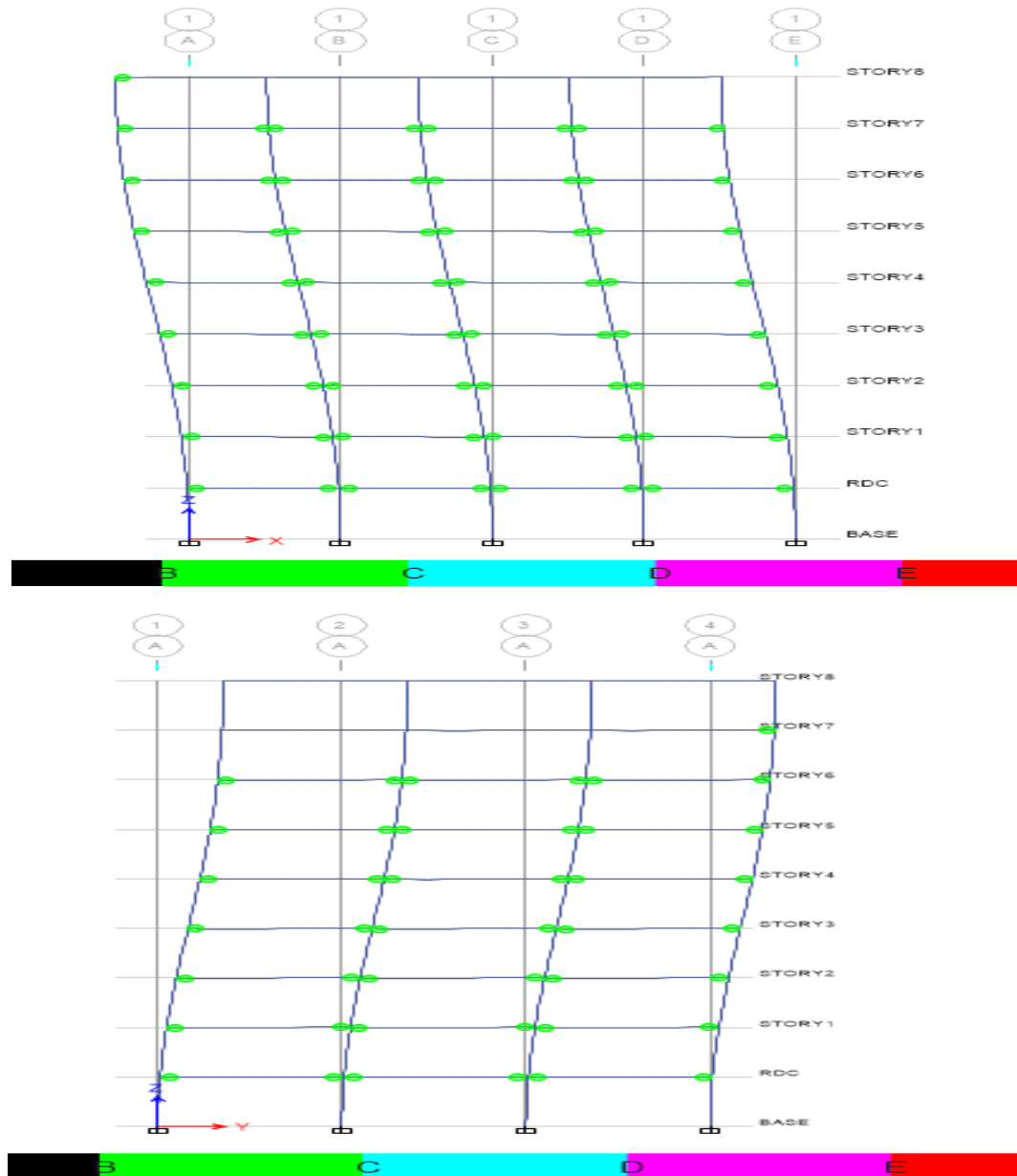


Figure III.19 : Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+8) (zone III ; site S3)
(AU POINT DE PERFORMANCE) selon les deux sens.

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 4^{ème} niveau se propage successivement aux niveaux 3^{ème} et 5^{ème} au même temps, 2^{ème} et 6^{ème}, puis 7^{ème} et le 1^{er} niveau au 8^{ème} niveau puis se propage au 9^{ème} niveau, le point de performance apparaît sur tous les niveaux. Les rotules sont de type B.

Remarque :

La valeur du déplacement, au point de performance, augmente en fonction du nombre d'étage (**Figure III.20**), en allant de la structure (R+1) à la structure (R+8) dans la même zone (Zone III) et sur le même site d'implantation, meuble (S₃).

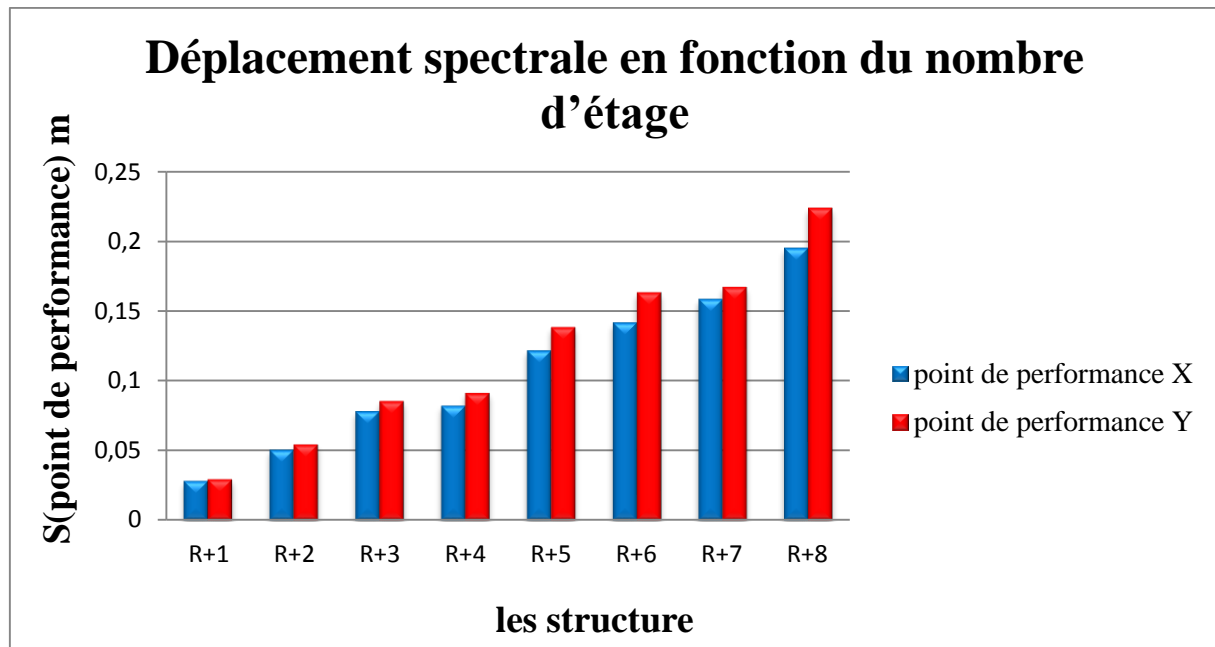


Figure III.20 : Déplacement spectrale en fonction du nombre d'étage (zone III ; site S₃).

Interprétation :

Les figures (**III.3; III.6 ; III.8 ; III.10; III.12; III.14 ; III.16 ; III.18**) montrent la position du point de performance par la méthode ASCE41-13 NSP. Elles montrent aussi clairement, que le déplacement cible de chaque structure en (**R+1**), (**R+2**), (**R+3**), (**R+4**), (**R+5**), (**R+6**) et (**R+7**) augmente progressivement. Ces modèles implantés sur site meuble S₃, dans une zone de forte sismicité, subissent des dommages plastifications dans leurs poutres par progression des étages intermédiaires jusqu'à atteindre pour certaines structures les derniers niveaux. On constate aussi une légère différence entre la distribution des plastifications dans les deux sens x-x et y-y. Cela étant dû à une différence de rigidité dans ces deux sens.

III.4. Interprétation de la performance sismique des structures selon leurs déplacements inter-étages :

Afin d'avoir plus d'information et de mieux visualiser le comportement sismique des structures en poteaux-poutres, une étude complémentaire a été effectuée. Ainsi, la mesure du déplacement inter-étage est un facteur important dans l'étude du comportement sismique des structures. Cette étape, va nous permettre de mieux mettre en évidence la capacité des structures en portique à résister face à une excitation sismique même au-delà de la hauteur fixée par la réglementation actuelle (sans ajout de voiles de contreventement). En effet, une comparaison est effectuée entre le déplacement inter-étages de toutes les structures précédemment présentées avec le déplacement inter-étage maximum permis par le RPA99/version 2003. Les résultats sont présentés dans ce qui suit.

III.4.1. Déplacement inter-étage selon x-x :

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir des résultats de modélisation sur logiciel ETABS version 2018.

Tableau III.1 : Résultats des déplacements inter-étage des structures selon le sens X-X .

étage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		X-dir (m)	X-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+1					
Etage 1	6	0.00526	5.26	0.03	30
RDC	3	0.004198	4.198	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+2					
Etage2	9	0.006201	6.201	0.03	30
Etage 1	6	0.008349	8.349	0.03	30
RDC	3	0.004216	4.216	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+3					

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

Etage3	12	0.0037	3.7	0.03	30
Etage2	9	0.007523	7.523	0.03	30
Etage 1	6	0.008777	8.777	0.03	30
RDC	3	0.006255	6.255	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+4					
Etage4	15	0.00195	1.95	0.03	30
Etage3	12	0.004572	4.572	0.03	30
Etage2	9	0.007116	7.116	0.03	30
Etage 1	6	0.008186	8.186	0.03	30
RDC	3	0.005607	5.607	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+5					
Etage5	18	0.002443	2.443	0.03	30
Etage4	15	0.005355	5.355	0.03	30
Etage3	12	0.008127	8.127	0.03	30
Etage2	9	0.010013	10.013	0.03	30
Etage 1	6	0.009131	9.131	0.03	30
RDC	3	0.005957	5.957	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+6					
Etage6	21	0.002555	2.555	0.03	30
Etage5	18	0.005061	5.061	0.03	30
Etage4	15	0.007861	7.861	0.03	30
Etage3	12	0.011159	11.159	0.03	30

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

Etage2	9	0.011849	11.849	0.03	30
Etage 1	6	0.009955	9.955	0.03	30
RDC	3	0.003423	3.423	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+7					
Etage7	24	0.002374	2.374	0.03	30
Etage6	21	0.004378	4.378	0.03	30
Etage5	18	0.006271	6.271	0.03	30
Etage4	15	0.009542	9.542	0.03	30
Etage3	12	0.011553	11.553	0.03	30
Etage2	9	0.011815	11.815	0.03	30
Etage 1	6	0.009788	9.788	0.03	30
RDC	3	0.006199	6.199	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8					
Etage8	27	0.000958	0.958	0.03	30
Etage7	24	0.001688	1.688	0.03	30
Etage6	21	0.002093	2.093	0.03	30
Etage5	18	0.002611	2.611	0.03	30
Etage4	15	0.002798	2.798	0.03	30
Etage3	12	0.003016	3.016	0.03	30
Etage2	9	0.002852	2.852	0.03	30
Etage 1	6	0.002374	2.374	0.03	30
RDC	3	0.00105	1.05	0.03	30
base	0	0	0	0	0

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

La représentation des déplacements inter-étages de tous les structures (R+1 à R+8) est donnée comme suite :

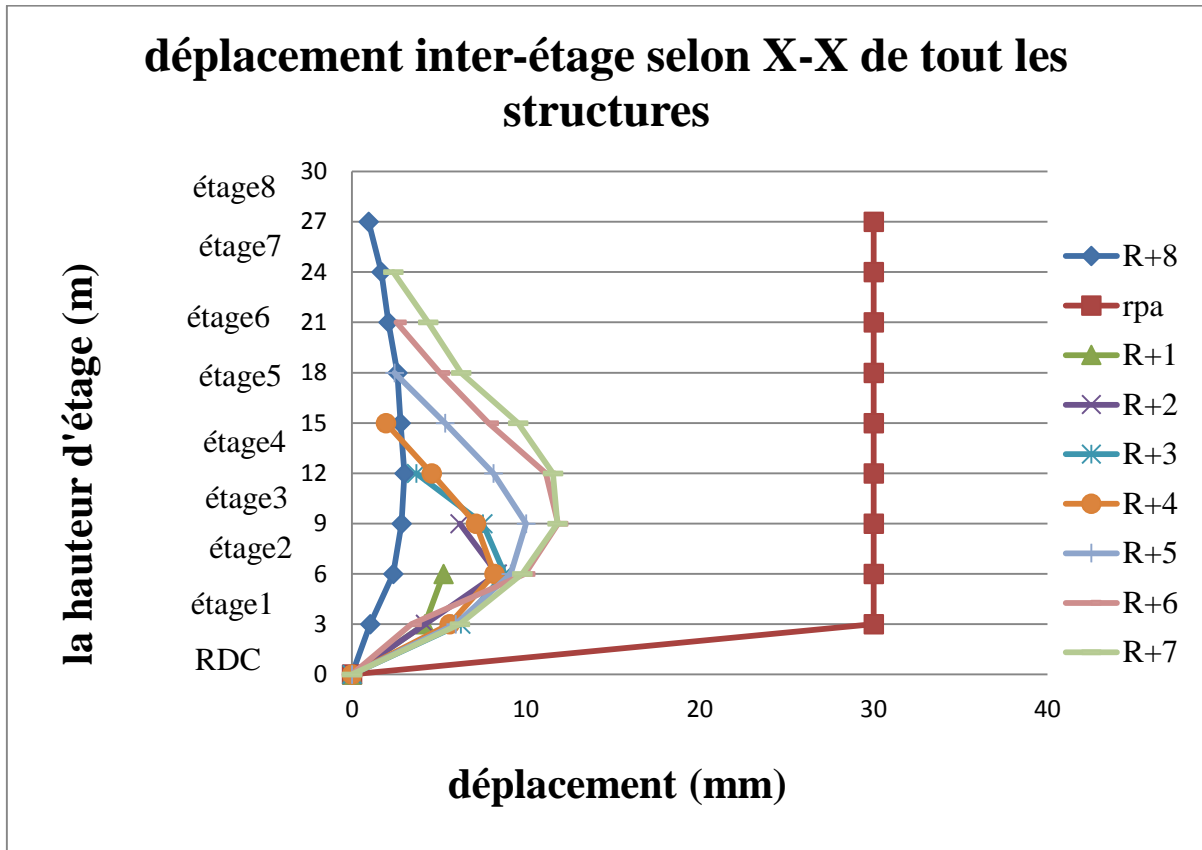


Figure III.21: Le déplacement inter-étage de toutes les structures

NB : la figure III.21 représente le déplacement inter-étage de toutes les structures (R+1 à R+8) ne dépasse pas la condition du RPA, de 1% de la hauteur d'étage selon la direction X-X.

III.4.2. Déplacement inter-étage Y-Y :

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS version 2018.

Tableau III.2: Résultats des déplacements inter-étage des structures selon le sens Y-Y.

Etage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		y-dir (m)	y-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+1					
Etage 1	6	0.004847	4.847	0.03	30
RDC	3	0.004949	4.949	0.03	30

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

base	0	0	0	0	0
R+2					
Etage2	9	0.006371	6.371	0.03	30
Etage 1	6	0.008858	8.858	0.03	30
RDC	3	0.004605	4.605	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+3					
Etage3	12	0.00428	4.28	0.03	30
Etage2	9	0.008176	8.176	0.03	30
Etage 1	6	0.00946	9.46	0.03	30
RDC	3	0.007073	7.073	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+4					
Etage4	15	0.002422	2.422	0.03	30
Etage3	12	0.005173	5.173	0.03	30
Etage2	9	0.007725	7.725	0.03	30
Etage 1	6	0.008848	8.848	0.03	30
RDC	3	0.006318	6.318	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+5					
Etage5	18	0.00299	2.99	0.03	30
Etage4	15	0.006248	6.248	0.03	30
Etage3	12	0.009223	9.223	0.03	30
Etage2	9	0.011061	11.061	0.03	30
Etage 1	6	0.010083	10.083	0.03	30

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

RDC	3	0.006771	6.771	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+6					
Etage6	21	0.003205	3.205	0.03	30
Etage5	18	0.006104	6.104	0.03	30
Etage4	15	0.00912	9.12	0.03	30
Etage3	12	0.012411	12.411	0.03	30
Etage2	9	0.013101	13.101	0.03	30
Etage 1	6	0.011227	11.227	0.03	30
RDC	3	0.004339	4.339	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+7					
Etage7	24	0.002841	2.841	0.03	30
Etage6	21	0.005206	5.206	0.03	30
Etage5	18	0.007507	7.507	0.03	30
Etage4	15	0.010938	10.938	0.03	30
Etage3	12	0.012965	12.965	0.03	30
Etage2	9	0.013128	13.128	0.03	30
Etage 1	6	0.010973	10.973	0.03	30
RDC	3	0.007222	7.222	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8					
Etage8	27	0.002676	2.676	0.03	30
Etage7	24	0.004869	4.869	0.03	30
Etage6	21	0.006924	6.924	0.03	30

Chapitre III : Modélisation non linéaire des structures étudiées

Etage5	18	0.010297	10.297	0.03	30
Etage4	15	0.012722	12.722	0.03	30
Etage3	12	0.013508	13.508	0.03	30
Etage2	9	0.011984	11.984	0.03	30
Etage 1	6	0.008681	8.681	0.03	30
RDC	3	0.003161	3.161	0.03	30
base	0	0	0	0	0

La représentation des déplacements inter-étages de tous les structures (R+1 à R+8) est donnée comme suite :

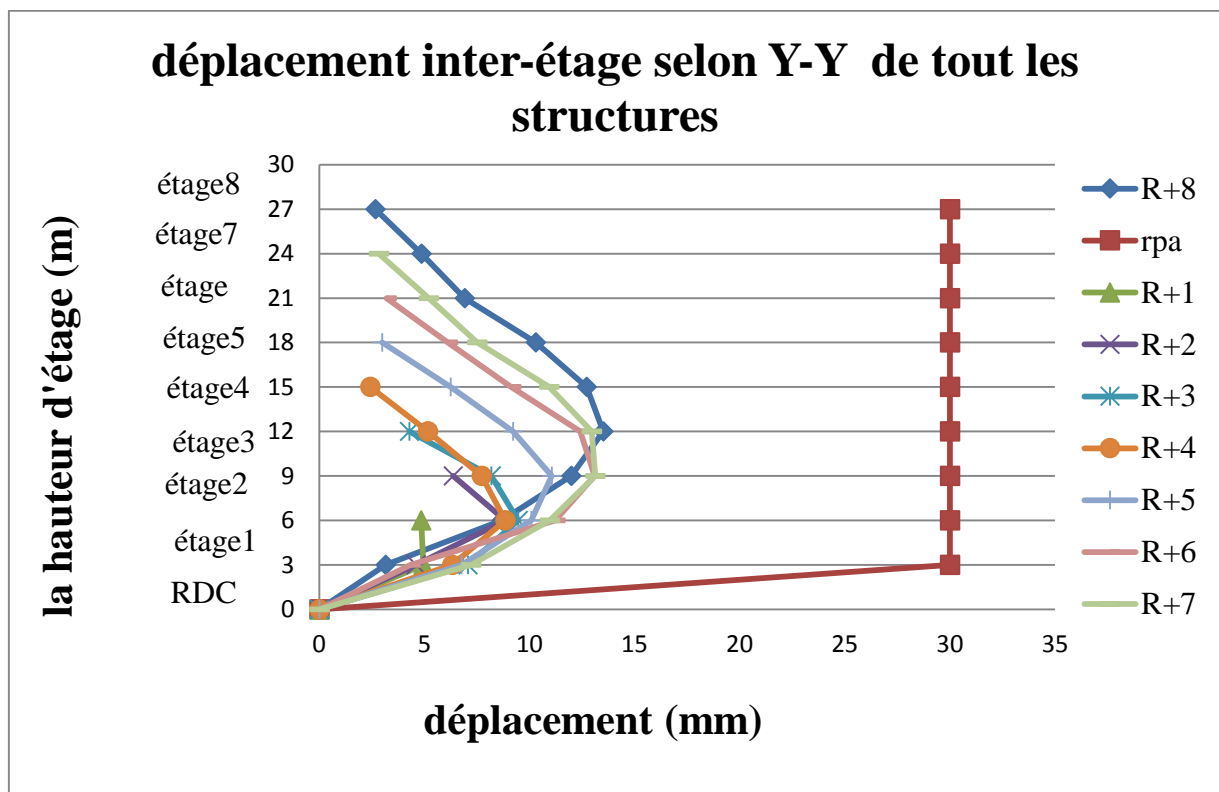


Figure III.21 : Le déplacement inter-étage de toutes les structures.

NB : la figure III.21 représente le déplacement inter-étage de tous les structures (R+1 à R+8) ne dépasse pas la condition du RPA 1% de la hauteur d'étage selon la direction Y-Y.

Conclusion :

Dans un premier temps, nous avons présenté les différents résultats concernant de point de performance de toute les structures (structure : R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8) dans la zone III et groupe d'usage S3, par la méthode ASCE41-13 NSP. Nous constatons que malgré le début de plastification des éléments poutres des modèles aux déplacements correspondants aux points de performances, les structures ne représentent pas de danger, sachant que les plastifications sont de type B (début de plastification). Aussi, il est constaté que malgré un déplacement qui augmente au fur et à mesure de l'augmentation du nombre d'étage, les modèles gardent un bon comportement vis-à-vis de l'action sismique représenté par le spectre correspondant à la zone de forte sismicité et au site d'implantation plutôt défavorable S3. Ce qui dénote de la bonne dissipation d'énergie des structures en poteaux-poutres.

La plastification quasi-inexistante dans les poteaux (sauf pour ceux du RDC, causée par l'encastrement à la base modélisé), dénote de l'impact positif d'un dimensionnement poteaux fort - poutres faibles, comme cela a été effectué pour tous les modèles.

Une progression de la plastification des poutres est obtenue selon un même schéma, allant des niveaux intermédiaires vers les niveaux inférieur et enfin vers les derniers niveaux. Cette constatation dénote de la sollicitation importante des étages intermédiaires par rapport aux étages supérieurs.

Dans un second temps, une interprétation via les déplacements inter-étages est présentée. Cette dernière nous fournit des résultats supplémentaire et surtout complémentaires aux précédents. En effet, on constate que la typologie poteaux – poutres apporte un comportement adéquat face aux sollicitations sismiques imposées.

Il est ainsi remarqué, qu'en comparaison avec les limitations en déplacements inter-étages données par la réglementation actuelle, la totalité des modèles garde un déplacement inter-étage admissible. Il est remarqué aussi, que ce déplacement est accentué dans les étages intermédiaires conformément aux résultats des plastifications obtenues dans la première partie du chapitre.

Afin, de voir l'impact des sites d'implantation ainsi que des groupes d'usage sur la performance sismiques des structures en poteaux poutres, l'analyse de la structure en R+8 est étudiée selon ses deux paramètres.

Chapitre IV :
Analyse de la performance
sismique des structures étudiées.

sismique des structures étudiées.

Analyse de la performance

Chapitre IV :

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

IV.1. Introduction :

Dans le chapitre précédent, nous avons modélisé les huit structures en respectant toutes les prescriptions du RPA99/2003 ; coffrage, ferrailage en zone III, propriétés mécaniques, des matériaux ($f_{c28}=25$ MPA et f_{eE400}), le groupe usage 2 et le type sol S3, afin d'avoir un comportement suivant la norme en vigueur dans notre pays.

Dans ce chapitre, nous allons tenter de ramener les points de performance des structures auto stable, par changement de groupe d'usage et de type de sol.

IV.2. Comportement des structures auto-stable :

D'après les résultats trouvés en chapitre précédant, on constate qu'au-delà du **la structure R+8**, nous avons confirmé que la condition sur la hauteur du RPA sur les structure auto stables en BA est vérifié (Sachant toutefois, que même s'il se produit une plastification de quelques éléments structuraux, la structure peut être rénové et reste donc stable).

Pour cela, nous essayerons dans ce qui suit, de ramener ces structures dans un état de « sûreté », donc nous suivons la même méthodologie que le 3eme chapitre.

IV.3. Les résultats de point de performance :

IV.3.1. Détermination du point de performance selon le type de sol :

a. Point de performance :

Les résultats des figures suivantes présentent le point de performance de la structure R+8 avec changement de type de sol (S1, S2 et S4) par la méthode ASCE 41-13 NSP.

- Les résultats de point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de type de sol S1 .

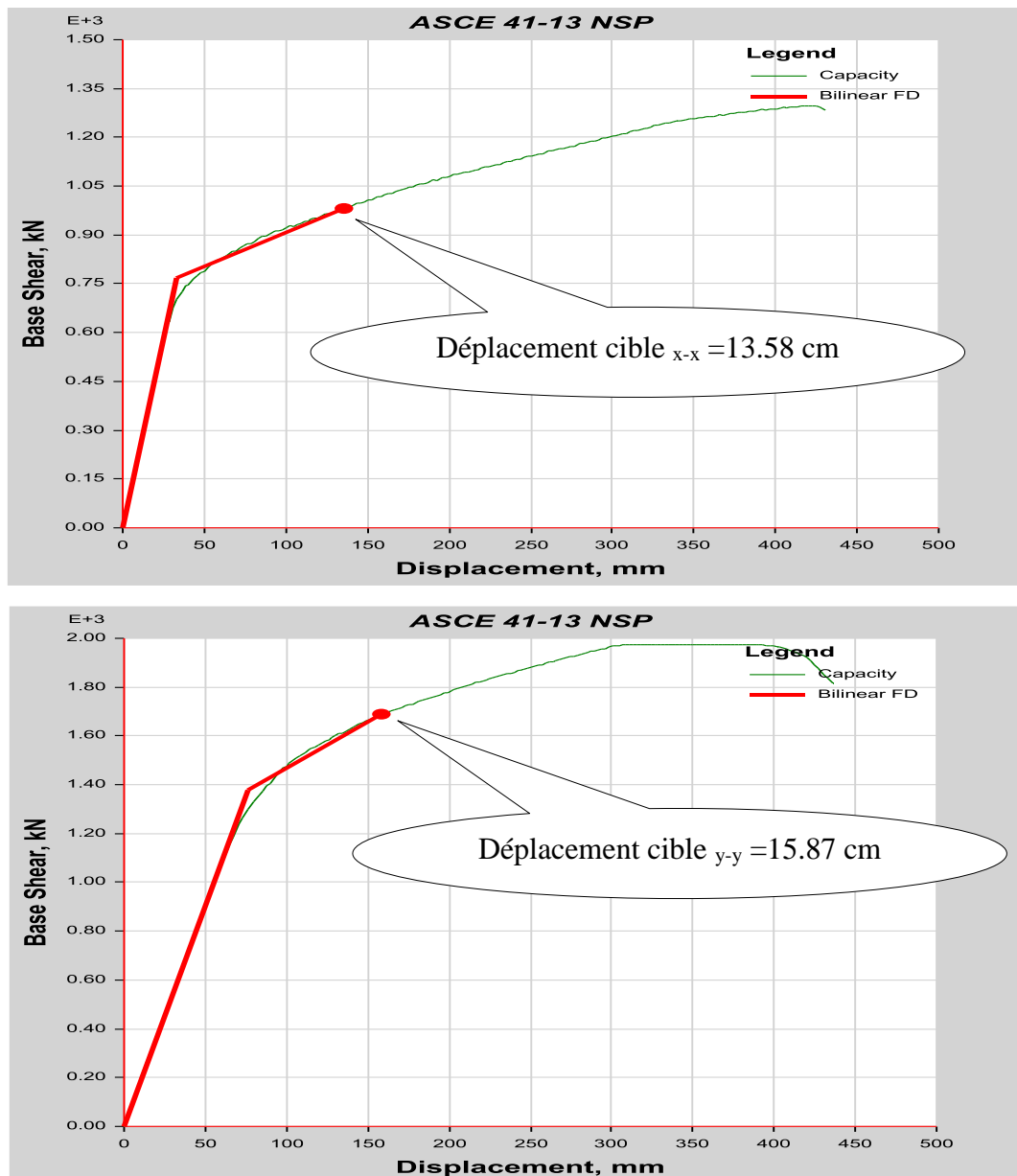


Figure IV.1 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S1) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP.

- Les résultats de point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de type de sol S2.

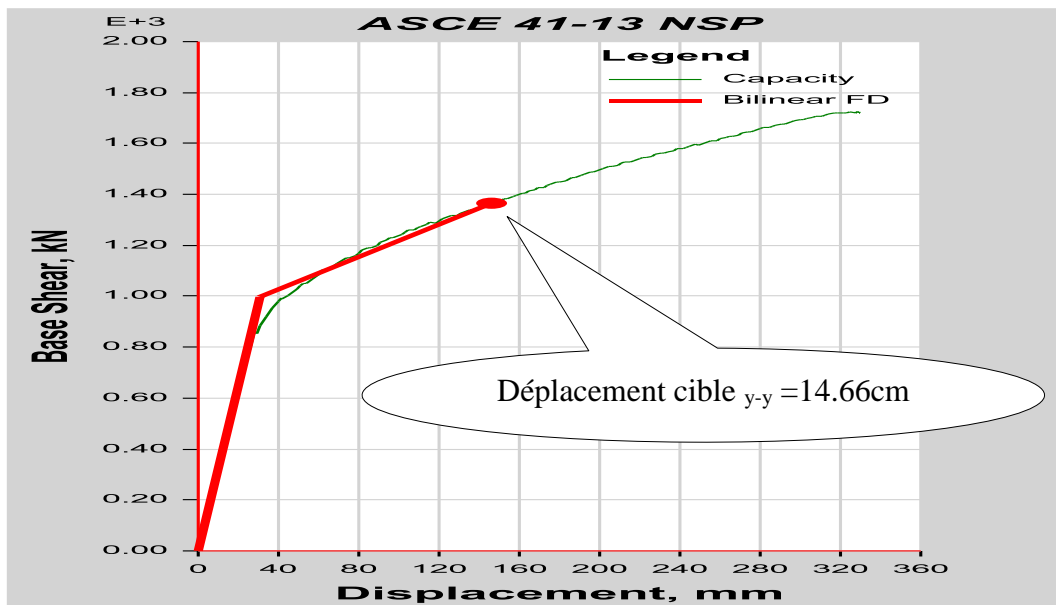
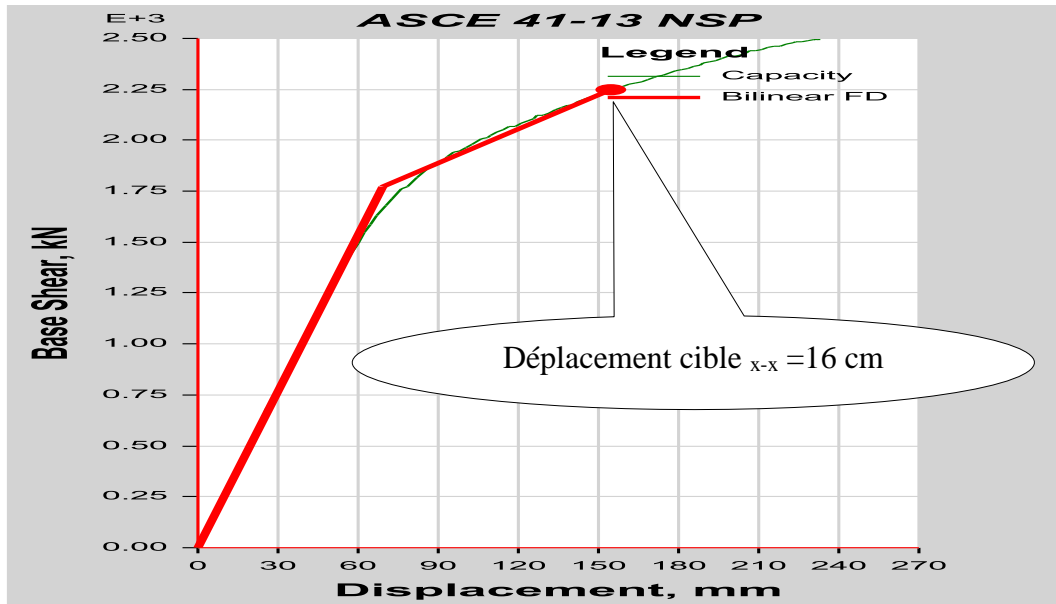


Figure IV.2 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S2) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP.

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

- Les résultats de point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de type de sol S3.

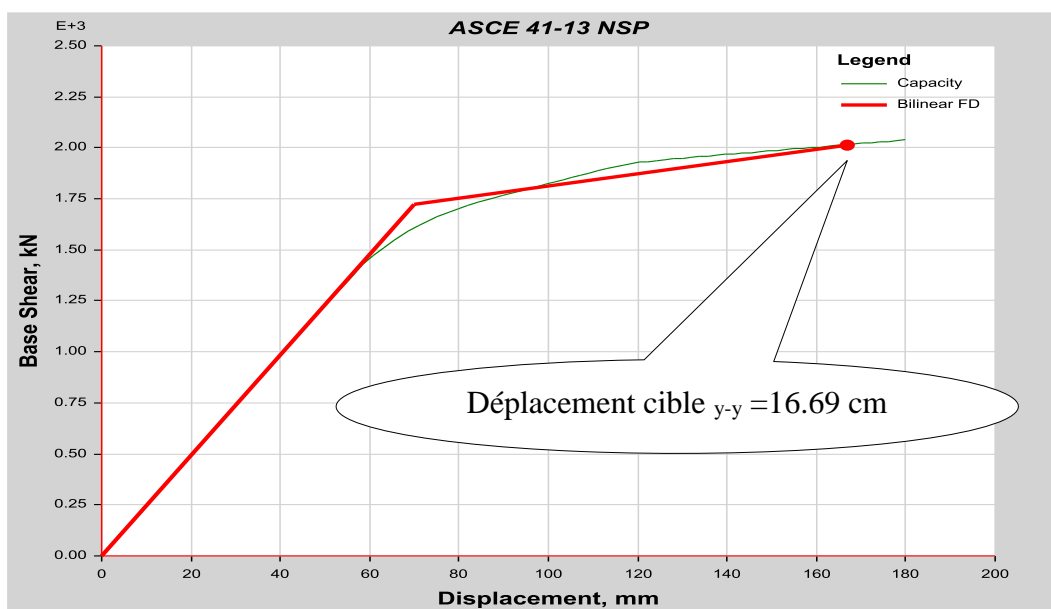
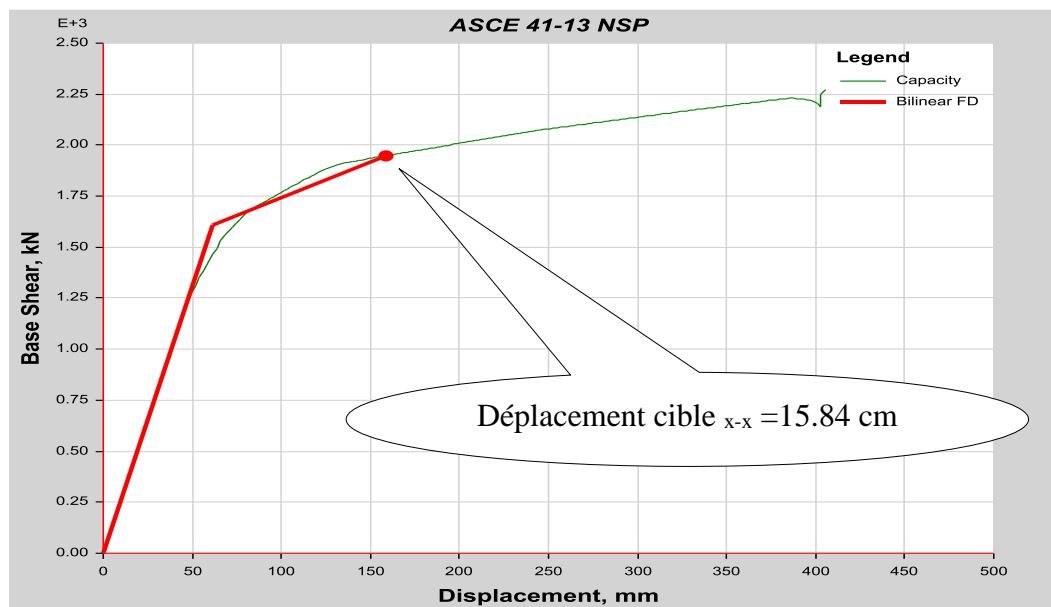


Figure IV.3 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site 3) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP.

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

- Les résultats de point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de type de sol S4 .

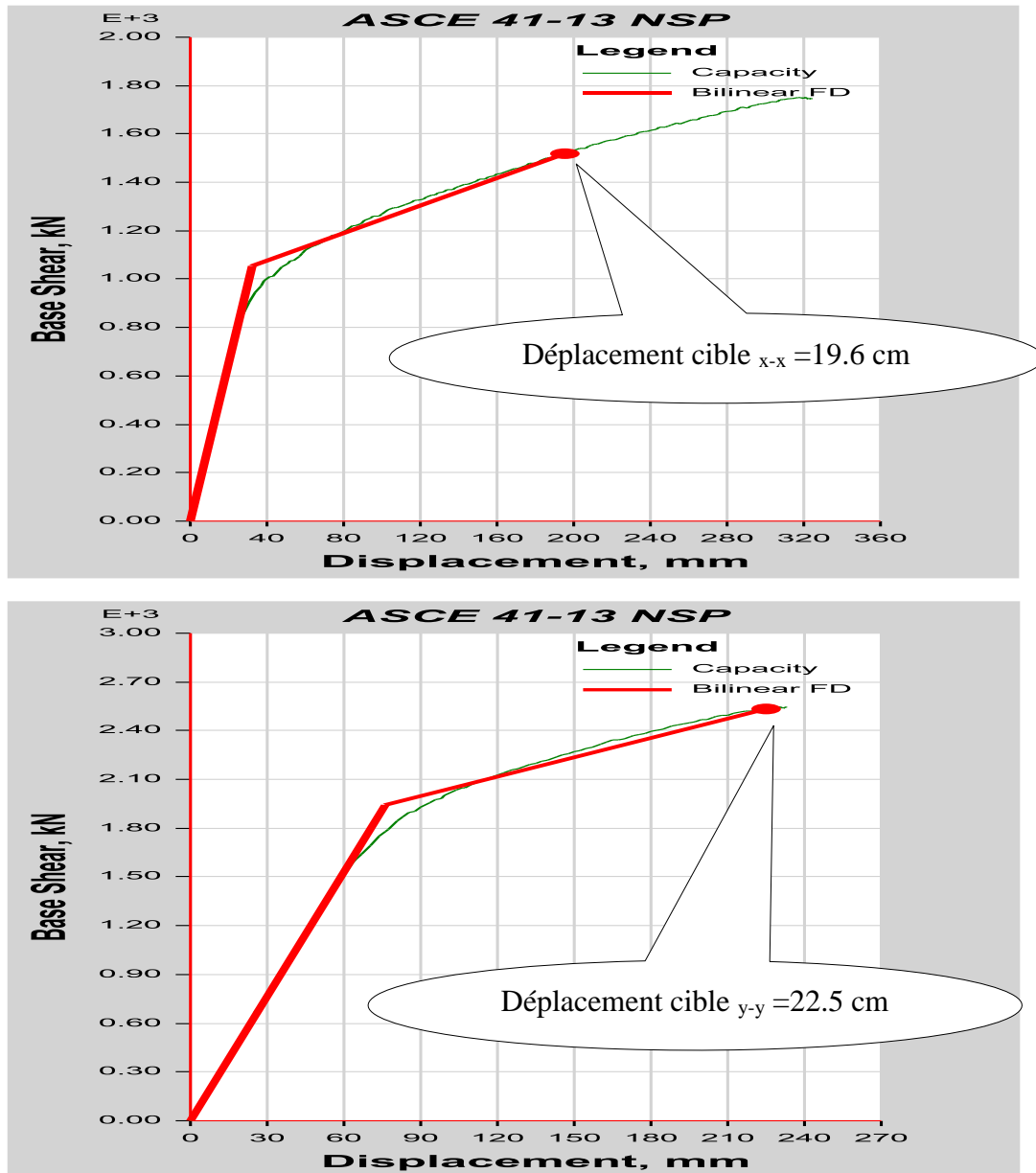


Figure IV.4 : Position du point de performance (R+8), (Zone III ; site S4) selon les deux sens par la méthode ASCE 41-13 NSP.

Tableau IV.1 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance.

Les sites	Point de performance	
	S_x (m)	S_y (m)
S1	0.135818	0.15869

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

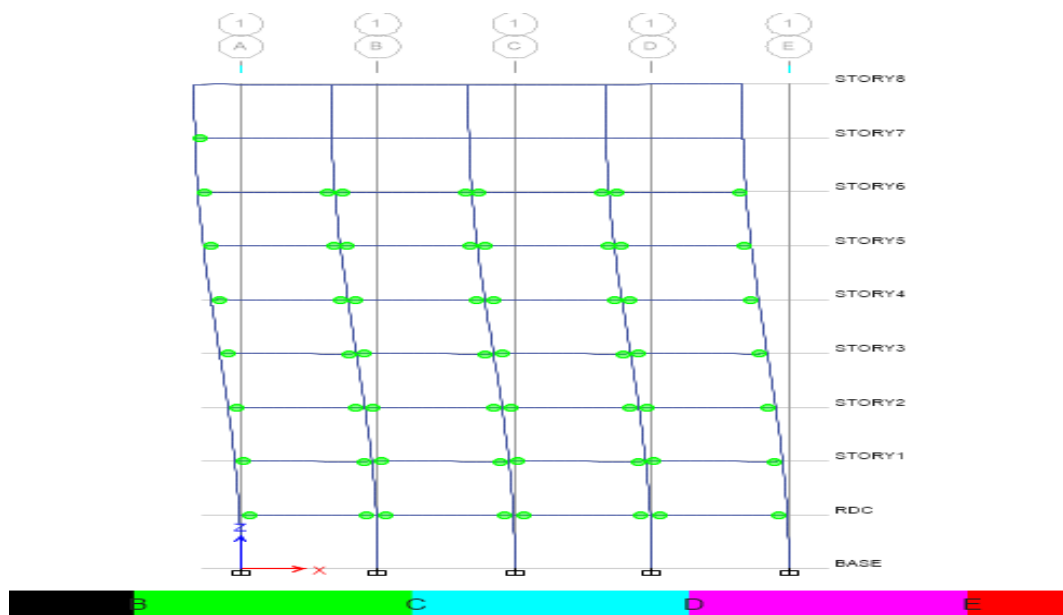
S2	0.146602	0.15999
S3	0.158465	0.166899
S4	0.196063	0.224986

La valeur du déplacement correspondant au point de performance augmente en fonction du changement de site (**Figure IV.1, IV.2, IV.3 et IV.4**), allant du site S1 au site S4 dans la même zone (zone III).

b- Distribution des rotules plastique :

La distribution des rotules plastique présenté suivant la figure ci-dessous :

- Les rotules plastiques de sol S1.



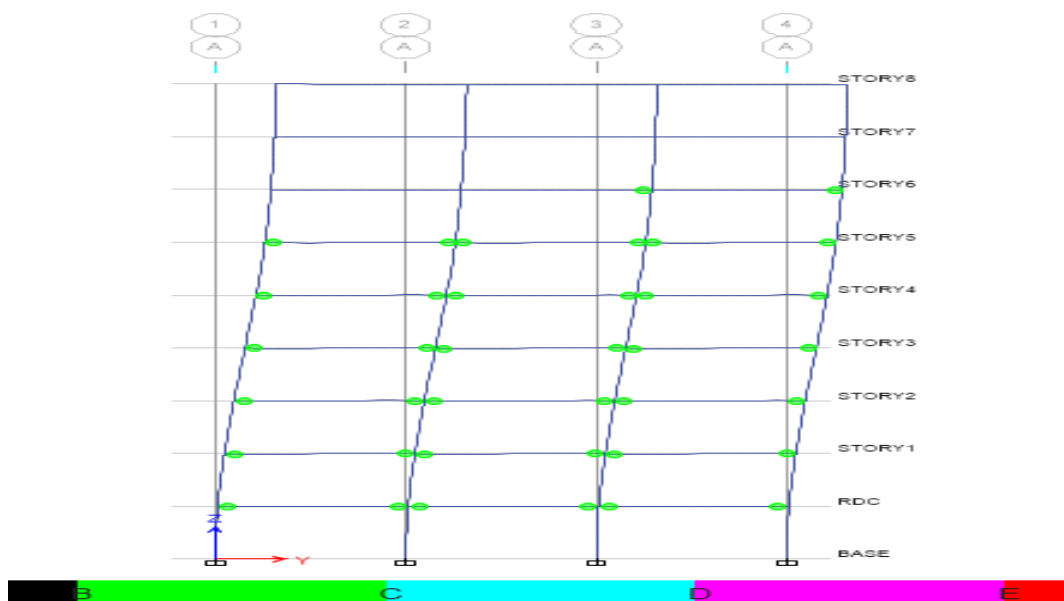
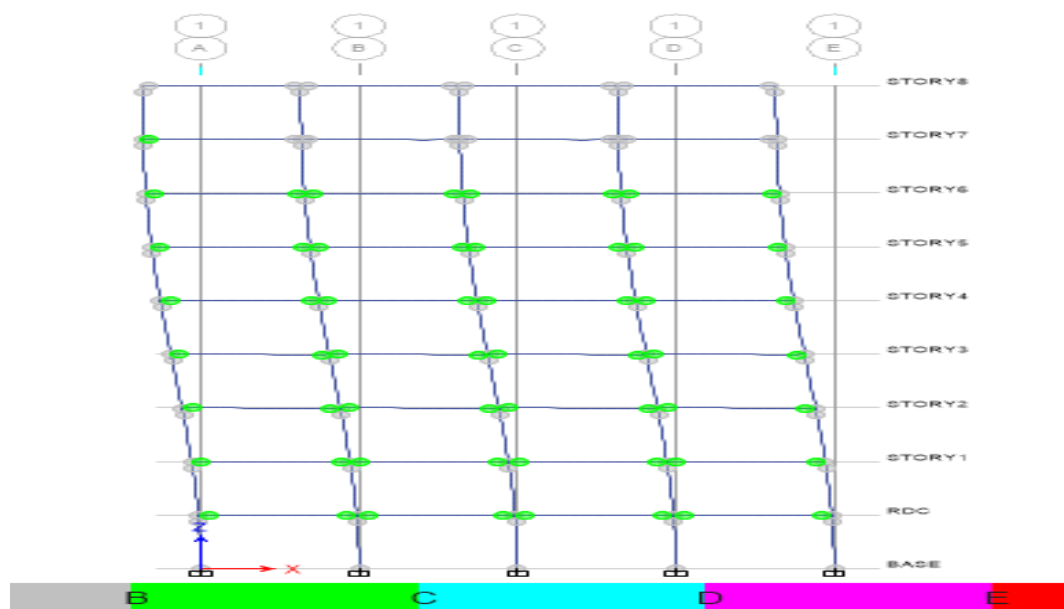


Figure IV.5 : Distribution des rotules plastiques, *aux points de performance*, dans la structure R+8 implantés sur le site S1 et dans la Zone III.

- Les rotules plastiques de sol S2



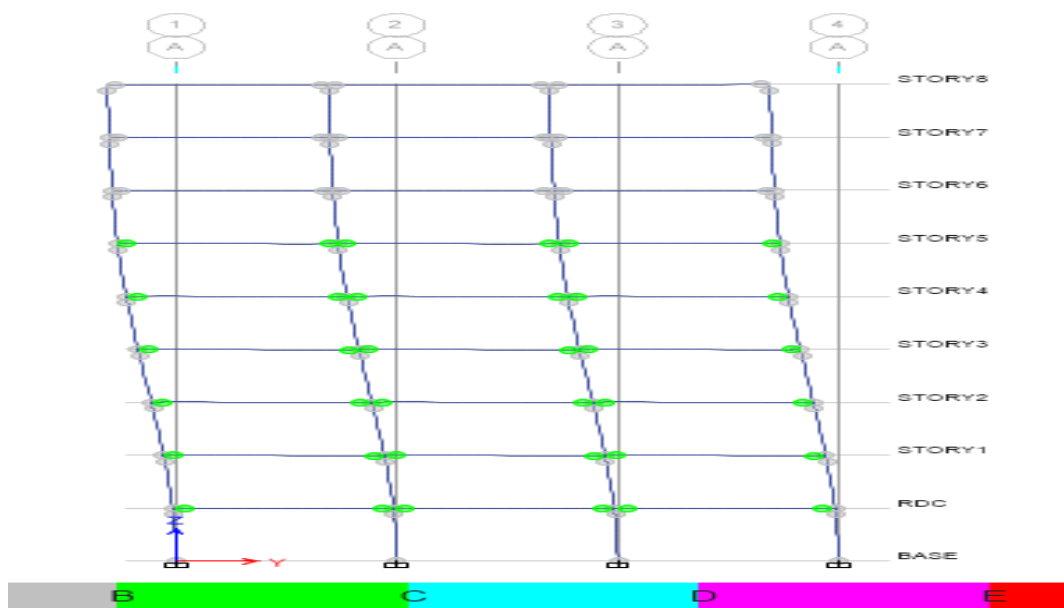
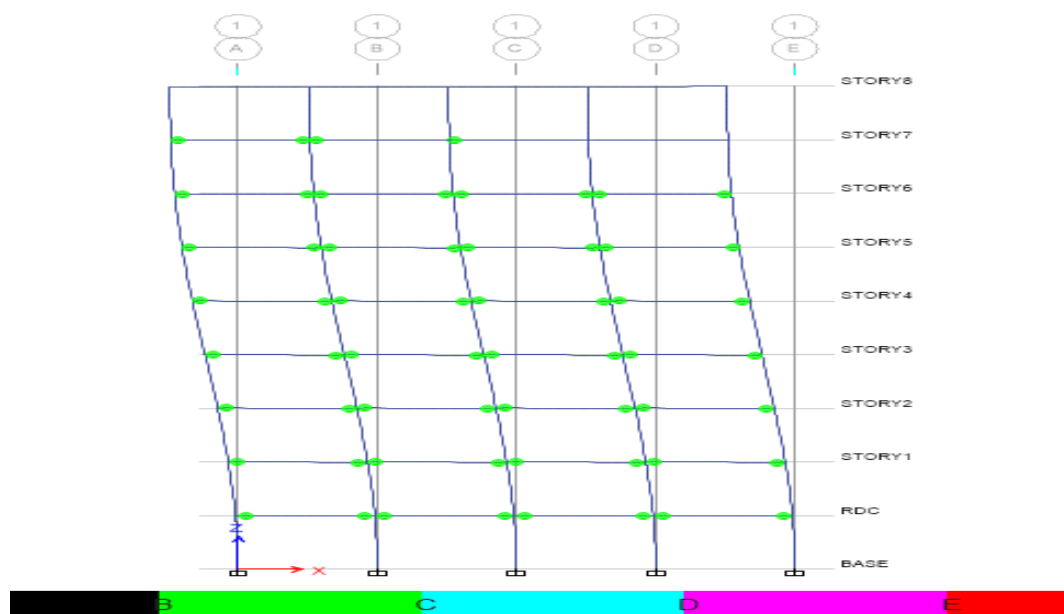


Figure IV.6: Distribution des rotules plastiques, *aux points de performance*, dans la structure R+8 implantés sur le site S2 et dans la Zone III.

- Les rotules plastiques de sol S4.



Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

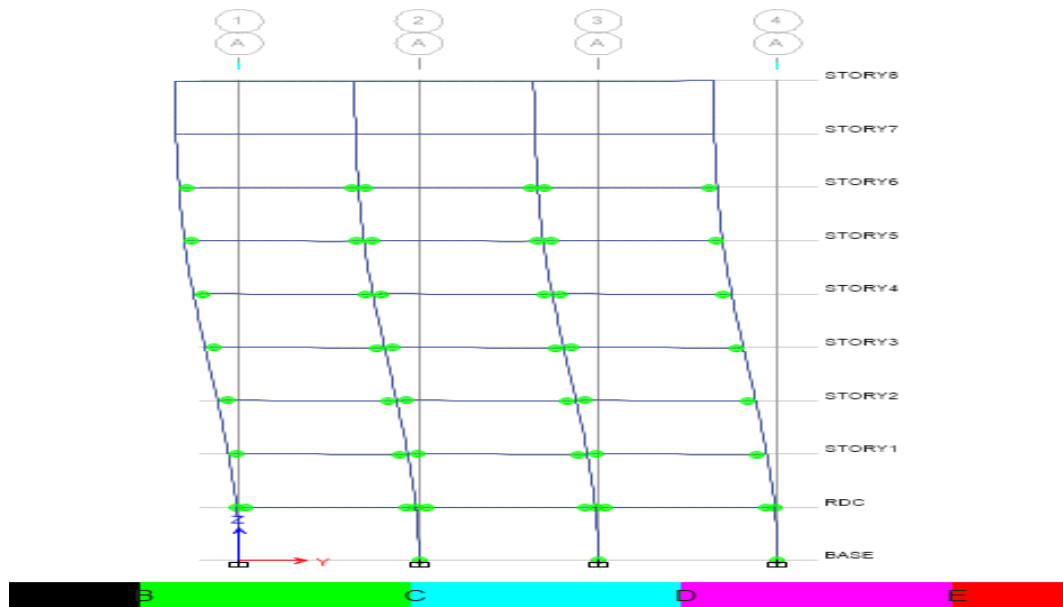


Figure IV.7: Distribution des rotules plastiques, *aux points de performance*, dans la structure R+8 implantés sur le site S4 et dans la Zone III.

Toutes les observations de la distribution des rotules plastiques de la structure étudiée sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, ainsi que la signification de ces rotules selon FEMA 356 [25].

Tableau IV.2 : la distribution des rotules plastiques de la structure étudiée des différents sols.

Le site	Observation	Remarque
S1	<ul style="list-style-type: none"> X : La formation des rotule plastique commence au niveau des poutre du 3^{eme} et 4^{eme} niveau au même temps ,puis le 2^{eme} et 5^{eme} niveau au même temps, au le 6^{eme} niveau , au 7^{eme} niveau , au 1^{er} niveau , puis se propage au 8^{eme} niveau. Y : La même formation des rotules plastique comme le sens X pour tous les niveaux sauf le 8^{eme} niveau ne propage pas. 	Les rotules de type B

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

S2	<ul style="list-style-type: none">• X : La formation des rotules plastique commence au niveau des poutres du 2^{eme} et le 3^{eme} niveau au même temps, puis le 4^{eme} niveau, le 5^{eme} niveau, au 6^{er} niveau au 7^{eme} niveau, au 1^{er} niveau, puis se propage au 8^{eme} niveau.• Y : La même formation des rotules plastique comme le sens X pour tous les niveaux sauf le 8^{eme} niveau ne propage pas.	Les rotules de type B
S4	<ul style="list-style-type: none">▪ X : La formation des rotules plastique commence au niveau des poutres du 2^{eme} et 3^{eme} niveau au même temps puis le 4^{eme} niveau, le 5^{eme} niveau, le 1^{er} niveau, le 6^{eme} niveau au 7^eme niveau puis se propage au 8^{eme} niveau.▪ Y : La même formation des rotules plastique comme le sens X pour tous les niveaux sauf le 8^{eme} niveau ne propage pas.	Les rotules de type B

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques correspondant aux points de performance, nous constatons toujours la formation de rotules plastiques de type (B) dans les poutres (La formation de rotules plastiques de type (B), selon le FEMA 356 [25] représente le début de déformations).

Le déplacement au point de performance de la structure en R+8, augmente en fonction du changement de sol (**Figure IV.8**). En effet, il est constaté que plus en se déplace du site 1 (rocheux) au site très meuble (S4) le déplacement est plus important.

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

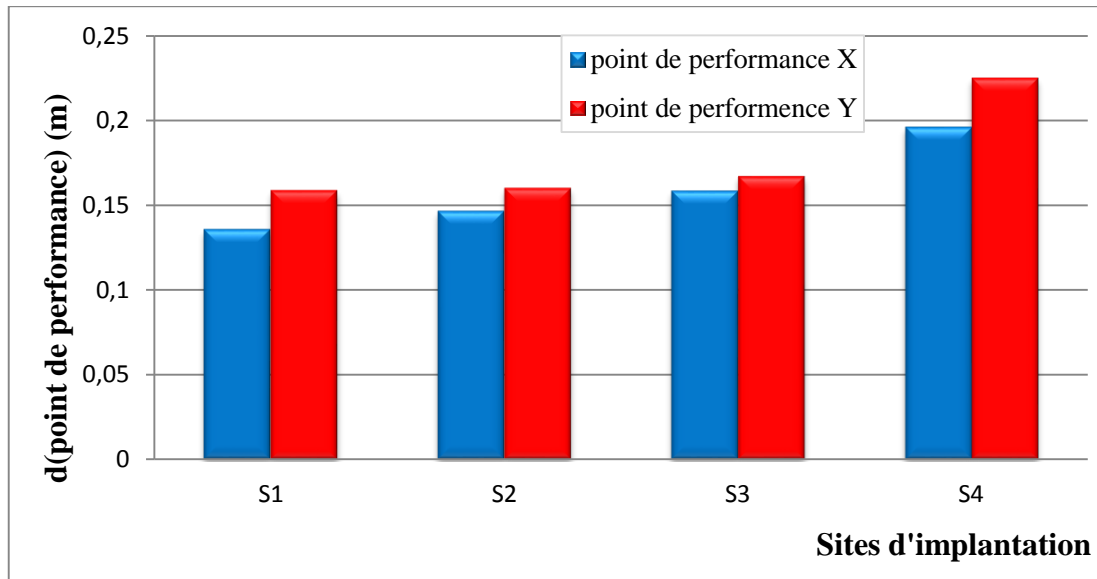


Figure IV.8 : Déplacement spectral en fonction du changement les type de sites d'implantation de la structure en R+8 (zone III ; site S1, S2, S3 et S4).

IV.3.2. Comparaison entre le déplacement inter-étages de la structure en R+8 selon les quatre types de sites d'implantation, avec la prescription du RPA99/2003 :

a. Déplacement inter-étage selon x-x :

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés après modélisation via le logiciel ETABS 2018.

Tableau IV.3 : Les résultats de déplacement inter-étage de la structure avec changement de type de sol selon X-X.

étage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		X-dir (m)	X-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+8 de S1					
Etage8	27	0.000334	0.334	0.03	30
Etage7	24	0.0006	0.6	0.03	30
Etage6	21	0.000773	0.773	0.03	30
Etage5	18	0.001018	1.018	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Etage4	15	0.001171	1.171	0.03	30
Etage3	12	0.001369	1.369	0.03	30
Etage2	9	0.001399	1.399	0.03	30
Etage 1	6	0.001239	1.239	0.03	30
RDC	3	0.000579	0.579	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 de S2					
Etage8	27	0.000801	0.801	0.03	30
Etage7	24	0.002453	2.453	0.03	30
Etage6	21	0.004849	4.849	0.03	30
Etage5	18	0.007382	7.382	0.03	30
Etage4	15	0.008952	8.952	0.03	30
Etage3	12	0.009192	9.192	0.03	30
Etage2	9	0.008052	8.052	0.03	30
Etage 1	6	0.005613	5.613	0.03	30
RDC	3	0.002054	2.054	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 de S4					
Etage8	27	0.001089	1.089	0.03	30
Etage7	24	0.003664	3.664	0.03	30
Etage6	21	0.007127	7.127	0.03	30
Etage5	18	0.01019	10.19	0.03	30
Etage4	15	0.011895	11.895	0.03	30
Etage3	12	0.011882	11.882	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Etage2	9	0.010207	10.207	0.03	30
Etage 1	6	0.007006	7.006	0.03	30
RDC	3	0.002525	2.525	0.03	30
base	0	0	0	0	0

Les résultats de ce tableau sont présentés sous forme de graphes sur la figure IV.9.

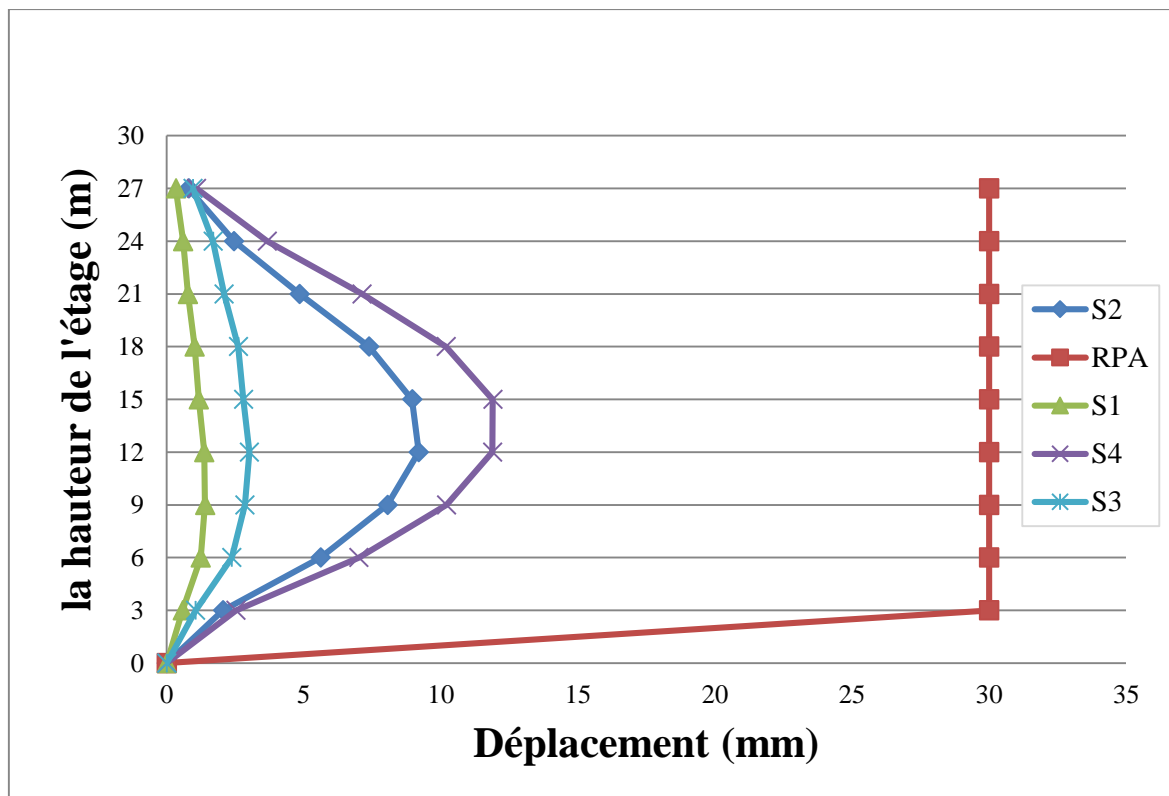


Figure IV.9: Le déplacement inter-étage de la structure R+8 avec changement de site selon le sens X-X.

Il est constaté que le déplacement inter-étage de la structure (R+8) ne dépasse pas la condition de RPA99/2003, de 1% de la hauteur d'étage selon la direction X-X. Ceci étaye les résultats présentés dans le chapitre III, que la structure malgré son nombre d'étage important (9 niveaux) a un bon comportement sismique malgré le changement des sites d'implantations.

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

b. Déplacement inter-étage selon Y-Y

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS version 2018

Tableau IV.4 : Les résultats de déplacement inter-étage de la structures avec changement de type de sol selon Y-Y

étage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		Y-dir (m)	Y-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+8 sur Site S1					
Etage8	27	0.000371	0.371	0.03	30
Etage7	24	0.000663	0.663	0.03	30
Etage6	21	0.000878	0.878	0.03	30
Etage5	18	0.001153	1.153	0.03	30
Etage4	15	0.001331	1.331	0.03	30
Etage3	12	0.00152	1.52	0.03	30
Etage2	9	0.00153	1.53	0.03	30
Etage 1	6	0.001318	1.318	0.03	30
RDC	3	0.000596	0.596	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 sur site S2					
Etage8	27	0.00122	1.22	0.03	30
Etage7	24	0.002395	2.395	0.03	30
Etage6	21	0.003941	3.941	0.03	30
Etage5	18	0.006626	6.626	0.03	30
Etage4	15	0.008883	8.883	0.03	30
Etage3	12	0.009956	9.956	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Etage2	9	0.00928	9.28	0.03	30
Etage 1	6	0.00681	6.81	0.03	30
RDC	3	0.002619	2.619	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 sur site S3					
Etage8	27	0.002676	2.676	0.03	30
Etage7	24	0.004869	4.869	0.03	30
Etage6	21	0.006924	6.924	0.03	30
Etage5	18	0.010297	10.297	0.03	30
Etage4	15	0.012722	12.722	0.03	30
Etage3	12	0.013508	13.508	0.03	30
Etage2	9	0.011984	11.984	0.03	30
Etage 1	6	0.008681	8.681	0.03	30
RDC	3	0.003161	3.161	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 sur site S4					
Etage8	27	0.001512	1.512	0.03	30
Etage7	24	0.003416	3.416	0.03	30
Etage6	21	0.006335	6.335	0.03	30
Etage5	18	0.010422	10.422	0.03	30
Etage4	15	0.013338	13.338	0.03	30
Etage3	12	0.014306	14.306	0.03	30
Etage2	9	0.012971	12.971	0.03	30
Etage 1	6	0.009363	9.363	0.03	30
RDC	3	0.003445	3.445	0.03	30

base	0	0	0	0	0
------	---	---	---	---	---

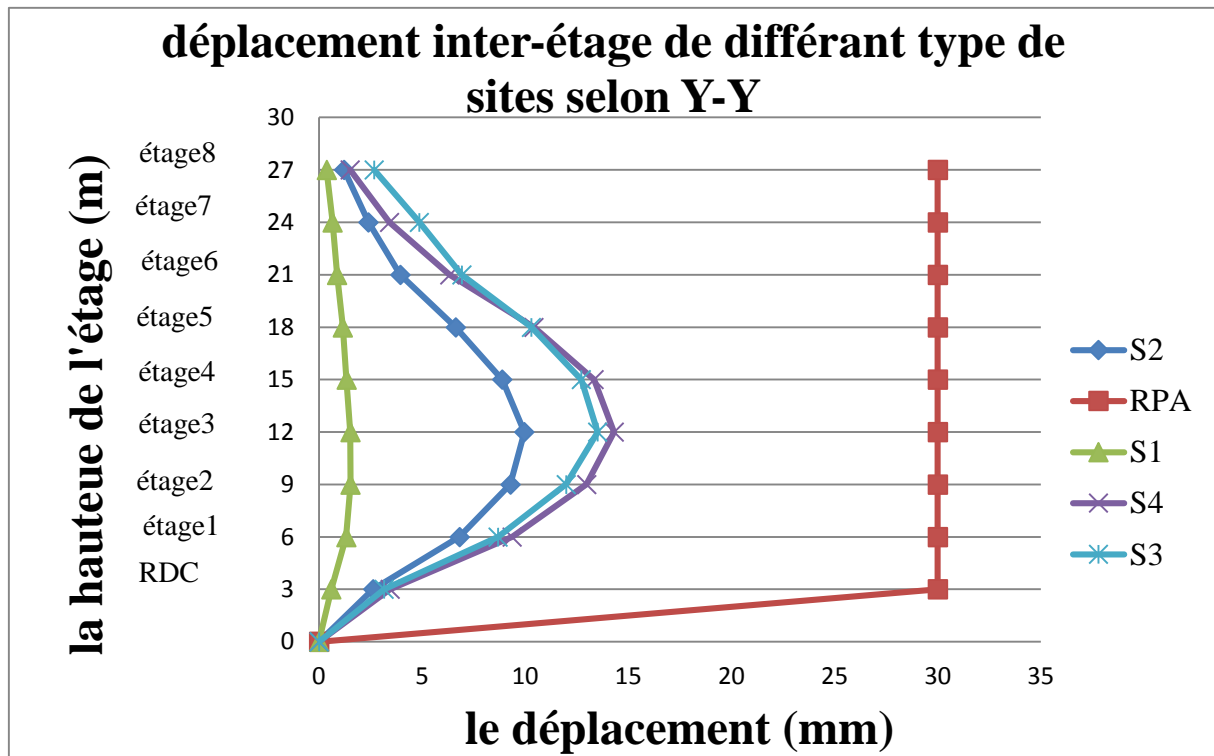


Figure IV.10 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le changement de sites d'implantations selon le sens y-y.

La figure IV.10 montre que le déplacement inter-étage de la structure (R+8) ne dépasse pas la condition de RPA 1% de la hauteur d'étage selon la direction Y-Y.

IV.3.3. Etude de la performance de la structure en R+8 selon un changement de groupe d'usage :

a. Point de performance :

Les résultats des figures suivantes présentent le point de performance de la structure R+8 avec changement de groupe d'usage (1A et 1B) par la méthode ASCE 41-13 NSP. Cette étape est effectuée après un redimensionnement conformément aux prescriptions exigées par le RPA99/2003 selon les groupes d'usages 1A et 1B.

- Les résultats du point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de groupe usage 1A.

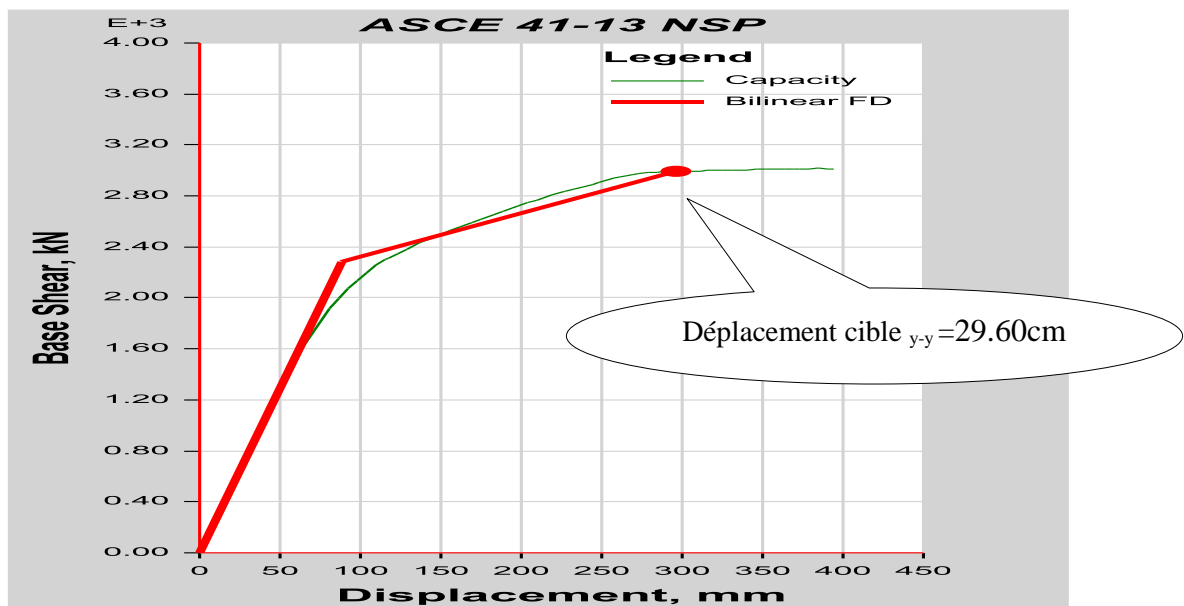
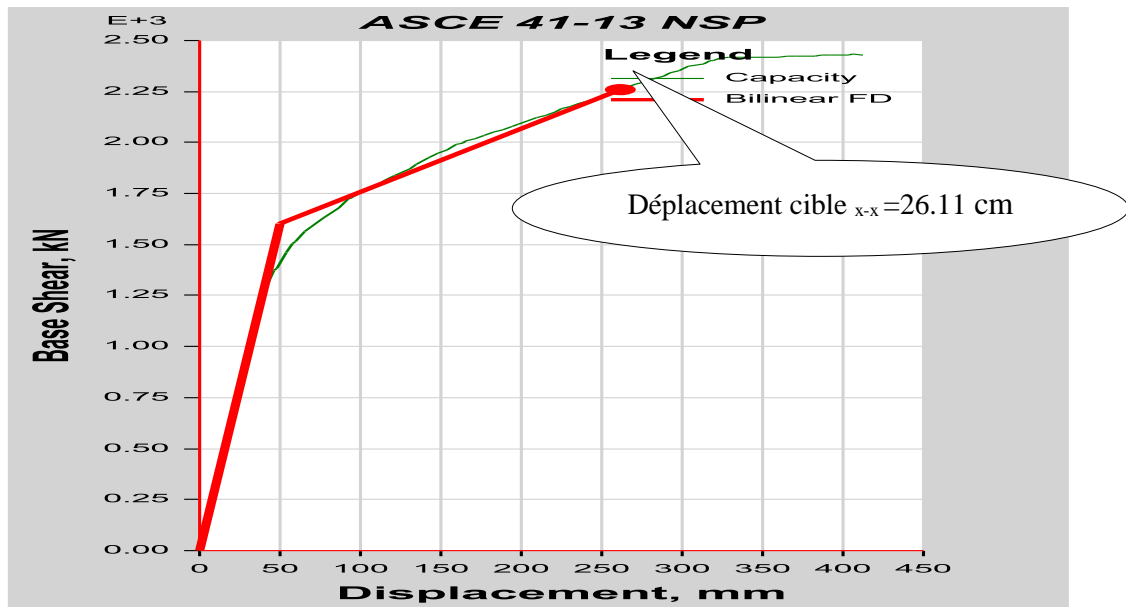


Figure IV.11 Position du point de performance (R+8), (Zone III ; groupe d'usage 1A).

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

- Les résultats de point de performance par la méthode ASCE 41-13 NSP, de groupe usage 1B .

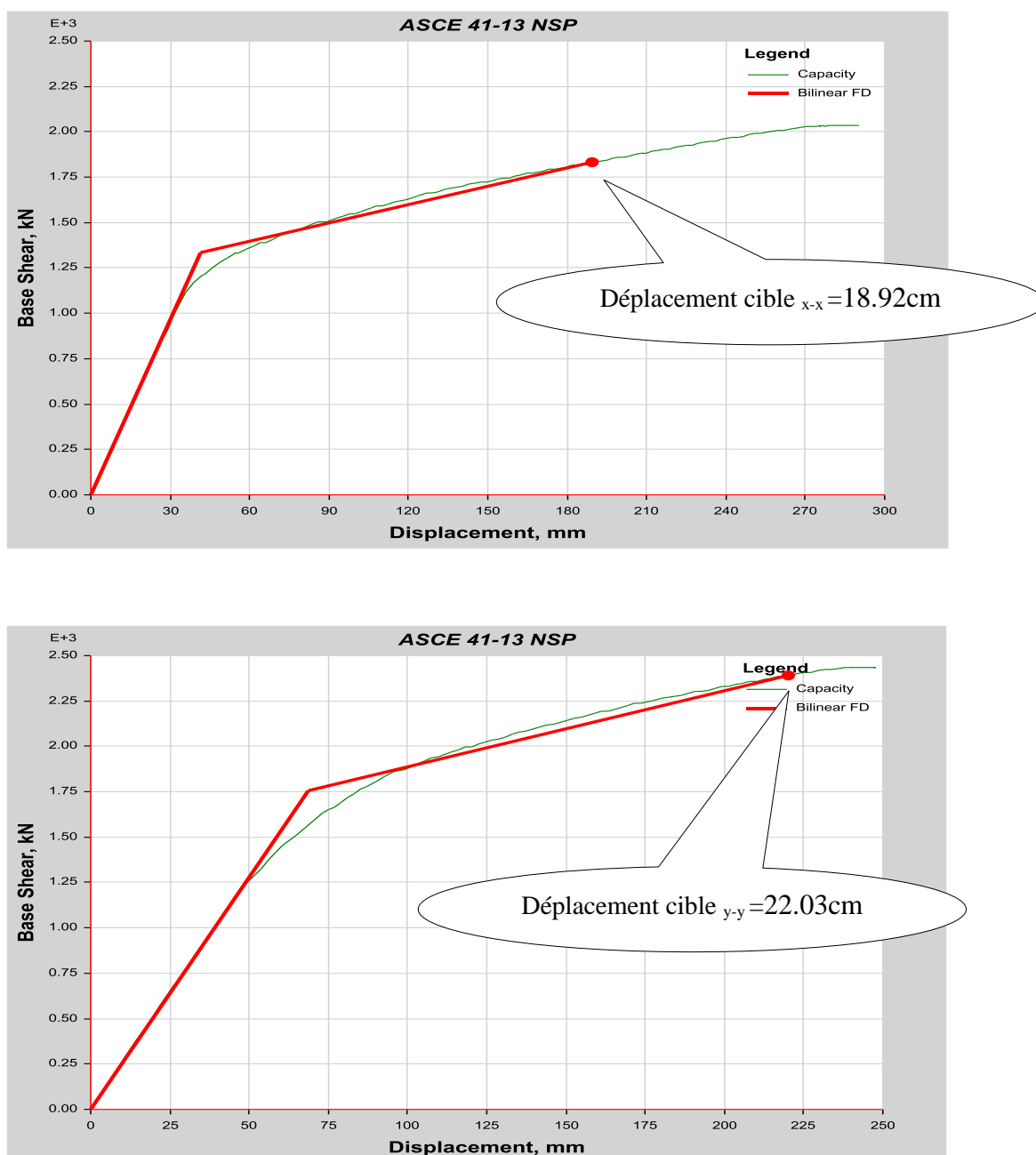


Figure IV.12 Position du point de performance (R+8), (Zone III ; groupe d'usage 1B).

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Tableau IV.5 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance.

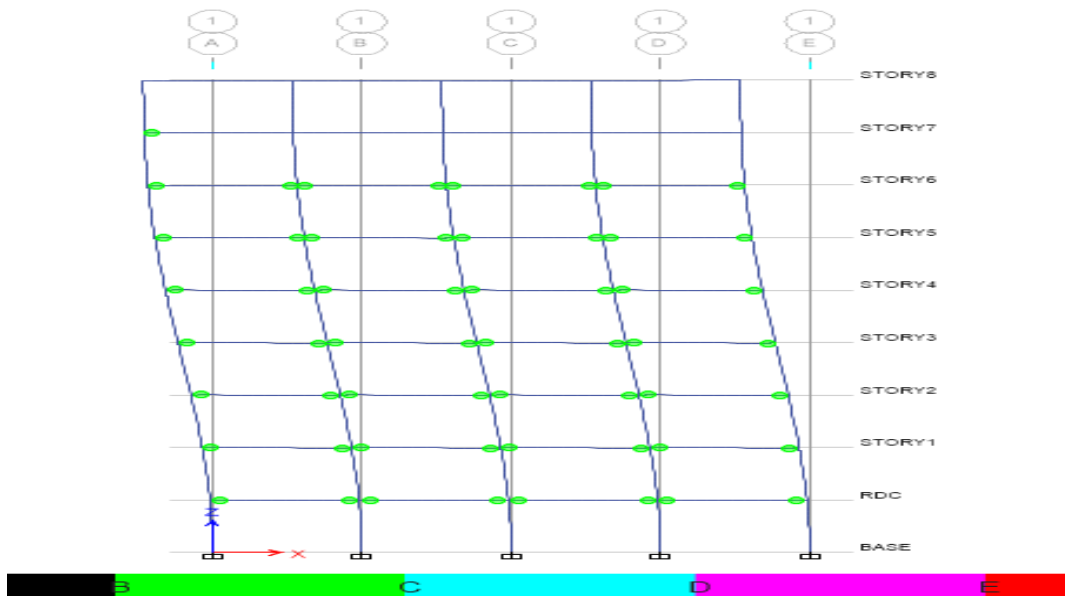
Groupe d'usage	Point de performance	
	$S_x(m)$	$S_y(m)$
1A	0.261107	0.296030
1B	0.189285	0.220296
2	0.158465	0.166899

La valeur du déplacement correspondant au point de performance diminue en fonction du changement de groupe d'usage (Figure IV.11, IV.12 et IV.3), allant du groupe 1A, 1B et groupe 2 dans la même zone (zone III).

b. Distribution des rotules plastique :

La distribution des rotules plastique est présentée suivant la figure ci-dessous :

- Les rotules plastiques de groupe d'usage 1A.



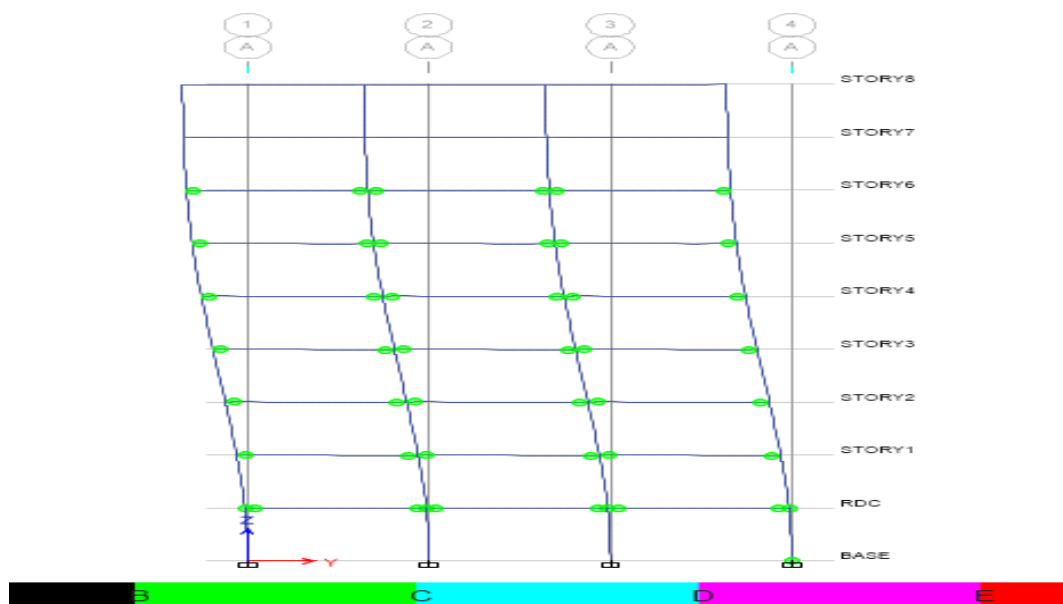
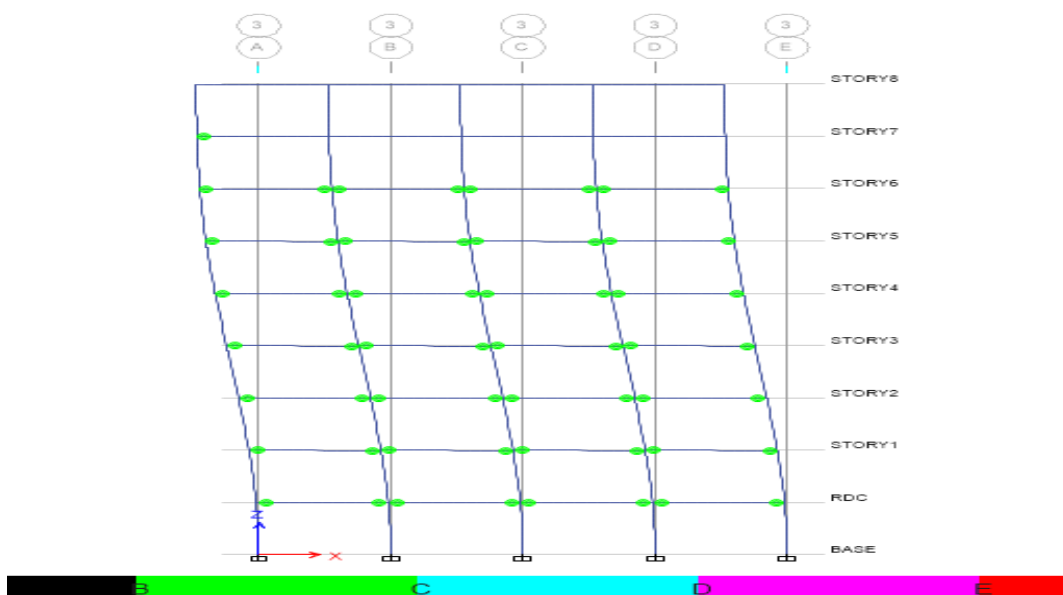


Figure IV.13: Distribution des rotules plastiques, aux points de performance, dans la structure R+8 implantés sur le groupe d'usage 1A et dans la Zone III,

- Les rotules plastiques de groupe d'usage B1.



Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

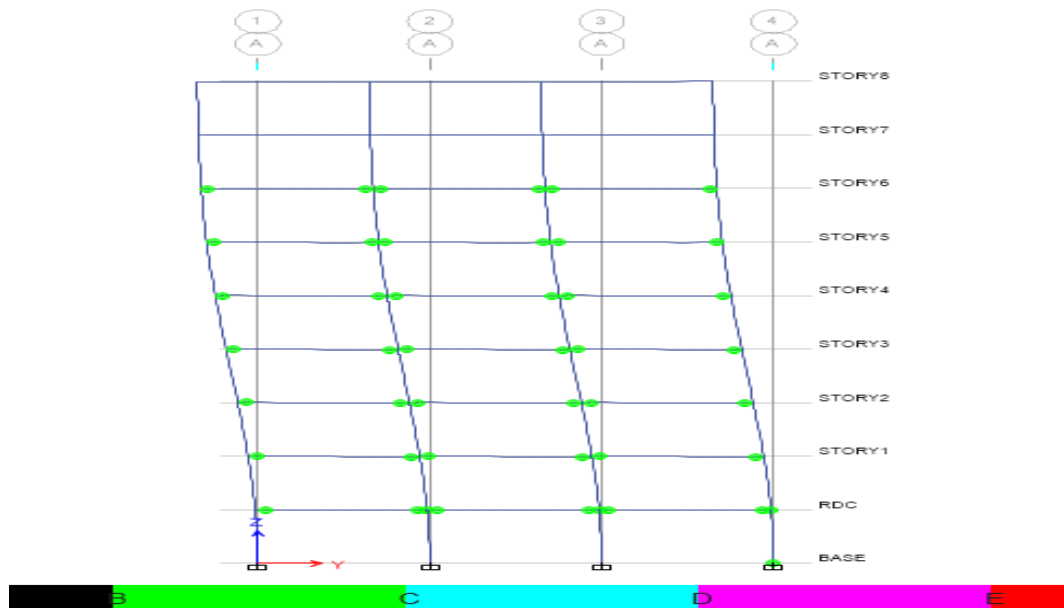


Figure IV.14 : Distribution des rotules plastiques, aux points de performance, dans la structure R+8 implantés sur site S₃ et dans la Zone III avec changement de groupe d'usage.

Toutes les observations de la distribution des rotules plastiques de la structure étudiée sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, ainsi que la signification de ces rotules selon FEMA 356 [25].

Tableau IV.6 : la distribution des rotules plastiques des déferents portiques étudiés.

Le site	Observation	Remarque
A1	<ul style="list-style-type: none"> X : La formation des rotules plastique commence au niveau des poutres, du 2^{ème}, le 3^{ème} et 4^{ème} niveau au même temps, le 5^{ème} niveau, le 1^{er} niveau, puis se propage au 6^{ème} niveau. Y : La même formation des rotules plastique comme le sens X pour le niveau de 2^{ème} jusqu'à 6^{ème} niveau, le 7^{ème} niveau, puis se propage à la base 	Les rotules de type B
B1	<ul style="list-style-type: none"> X : La formation des rotules plastique commence au niveau des poutres, du 2^{ème} et le 3^{ème} niveau au même temps, le 4^{ème} niveau, le 5^{ème} niveau, le 1^{er} niveau, le 6^{ème} niveau, le 7^{ème} niveau puis se propage au 8^{ème} niveau. 	Les rotules de type B

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

	<ul style="list-style-type: none">• Y : La même formation des rotules plastique comme le sens X pour le niveau de 2^{ème} jusqu'à 7^{ème} niveau puis se propage à la base	
--	--	--

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques correspondant aux points de performance, nous constatons que la formation de rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

Remarque :

La valeur du déplacement, au point de performance, augmente en fonction du changement de sol (**Figure IV.15**), dans la structure (R+8) dans la même zone (zone III) et sur les différents groupes d'usage (1A, 1B et 2).

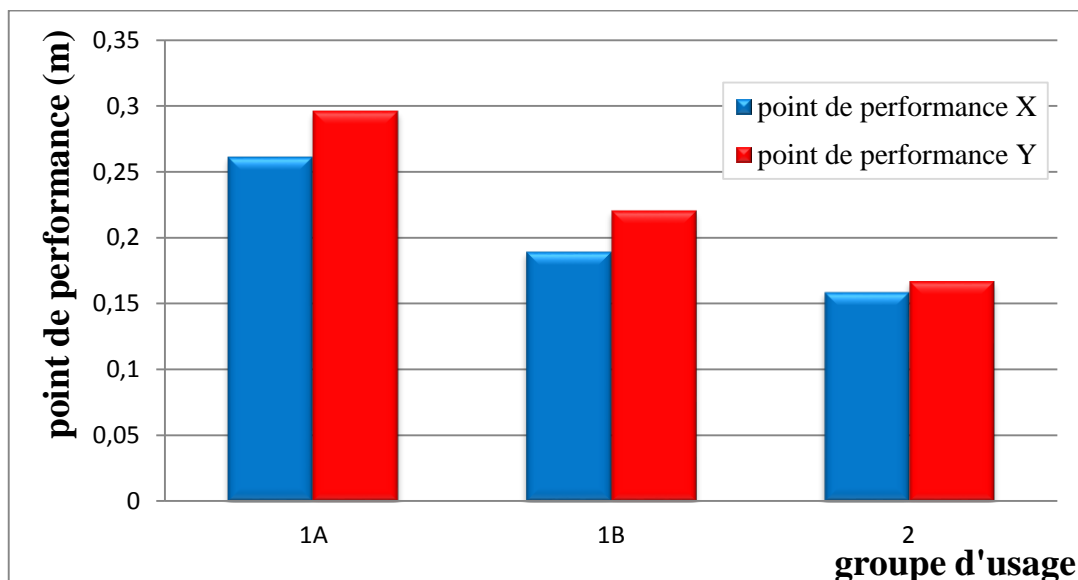


Figure IV.15 : Déplacement spectrale de la structure en R+8 en fonction du changement de groupe d'usage, implanté dans une zone de forte sismicité ZIII et sur site meuble S3.

c. Conclusion :

Le changement de groupe d'usage pour la structure en poteaux poutres de 9 niveaux montre un changement significatif à cette dernière, en termes de déplacement cible. En effet, dans le cas du travail élaboré dans le chapitre précédent, la structure était considérée courante ou d'importance moyenne, mais dans cette partie le travail sur cette structure est réévaluée selon deux nouvelles modélisations en la considérant de grande importance (1B) puis d'importance vitale (1A). On remarque que ce changement de groupe d'usage n'a pas montré

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

de différence notable en termes d'apparition de rotules plastiques au niveau au déplacement correspondant au point de performance.

IV.3.4. Influence du changement de groupe d'usage de la structure en R+8 sur son déplacement inter-étages :

a. Déplacement inter-étage selon xx :

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS version 2018.

Tableau IV.7 : Les résultats du déplacement inter-étage de la structure avec changement de groupe d'usage selon la direction X-X de la poussée progressive.

étage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		X-dir (m)	X-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+8 de groupe d'usage A1					
Etage8	27	0.001389	1.389	0.03	30
Etage7	24	0.004596	4.596	0.03	30
Etage6	21	0.009123	9.123	0.03	30
Etage5	18	0.013509	13.509	0.03	30
Etage4	15	0.016113	16.113	0.03	30
Etage3	12	0.016358	16.358	0.03	30
Etage2	9	0.014221	14.221	0.03	30
Etage 1	6	0.009856	9.856	0.03	30
RDC	3	0.003584	3.584	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 de groupe d'usage B1					
Etage8	27	0.001014	1.014	0.03	30
Etage7	24	0.003033	3.033	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Etage6	21	0.006039	6.039	0.03	30
Etage5	18	0.009379	9.379	0.03	30
Etage4	15	0.011513	11.513	0.03	30
Etage3	12	0.011928	11.928	0.03	30
Etage2	9	0.010517	10.517	0.03	30
Etage 1	6	0.007371	7.371	0.03	30
RDC	3	0.002711	2.711	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 de groupe d'usage 2					
Etage8	27	0.000801	0.801	0.03	30
Etage7	24	0.002453	2.453	0.03	30
Etage6	21	0.004849	4.849	0.03	30
Etage5	18	0.007382	7.382	0.03	30
Etage4	15	0.008952	8.952	0.03	30
Etage3	12	0.009192	9.192	0.03	30
Etage2	9	0.008052	8.052	0.03	30
Etage 1	6	0.005613	5.613	0.03	30
RDC	3	0.002054	2.054	0.03	30
base	0	0	0	0	0

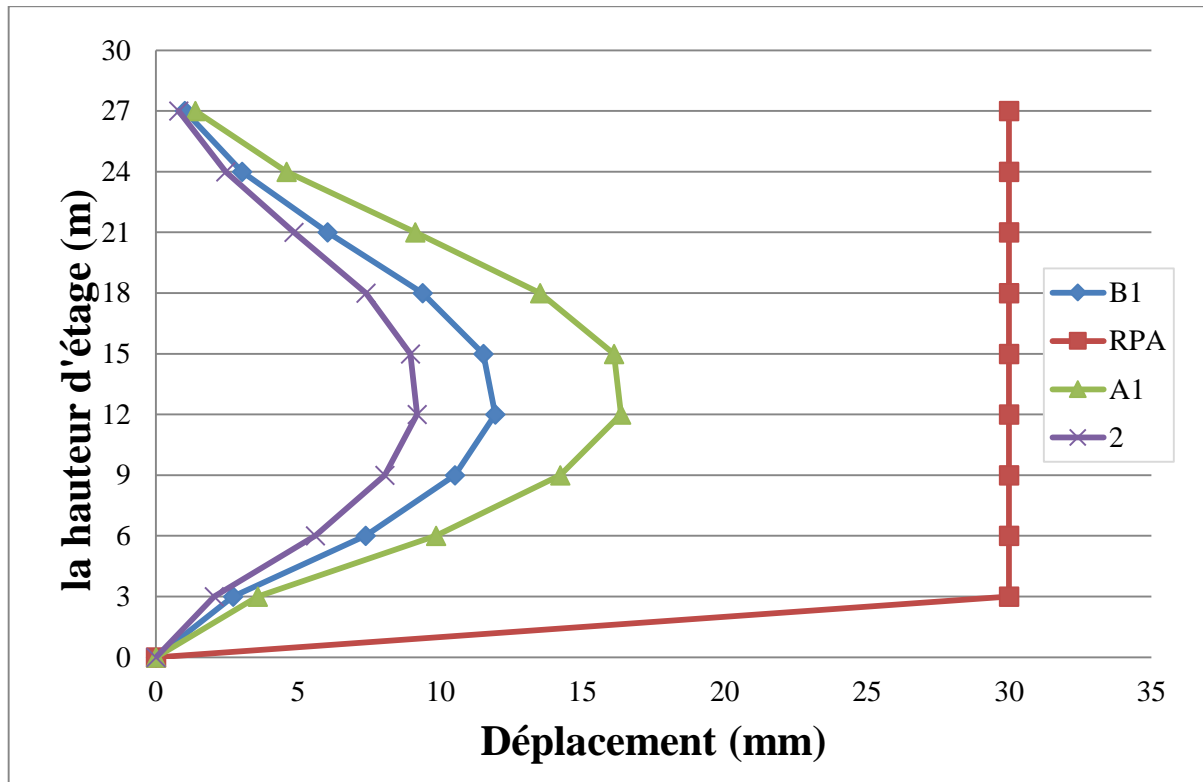


Figure IV.16 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le sens X-X de la poussée, avec les changements de groupe d'usage 2, 1A et 1B en comparaison avec les limitations à 1% de la hauteur du RPA99/2003.

b. Déplacement inter-étage Y-Y :

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS version 2018.

Tableau IV.8 : Les résultats de déplacement inter-étage de toutes les structures selon X-X.

étage	Hauteur (m)	Déplacement		1% de la hauteur d'étage selon RPA	
		Y-dir (m)	Y-dir (mm)	1% hauteur(m)	1% hauteur (mm)
R+8 d'usage A1					
Etage8	27	0.001852	1.852	0.03	30
Etage7	24	0.004571	4.571	0.03	30
Etage6	21	0.008687	8.687	0.03	30
Etage5	18	0.01398	13.98	0.03	30
Etage4	15	0.017689	17.689	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

Etage3	12	0.018903	18.903	0.03	30
Etage2	9	0.017279	17.279	0.03	30
Etage 1	6	0.012862	12.862	0.03	30
RDC	3	0.004147	4.147	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 d'usage B1					
Etage8	27	0.001466	1.466	0.03	30
Etage7	24	0.003509	3.509	0.03	30
Etage6	21	0.006514	6.514	0.03	30
Etage5	18	0.010408	10.408	0.03	30
Etage4	15	0.013119	13.119	0.03	30
Etage3	12	0.013916	13.916	0.03	30
Etage2	9	0.012495	12.495	0.03	30
Etage 1	6	0.008906	8.906	0.03	30
RDC	3	0.003304	3.304	0.03	30
base	0	0	0	0	0
R+8 d'usage 2					
Etage8	27	0.002676	2.676	0.03	30
Etage7	24	0.004869	4.869	0.03	30
Etage6	21	0.006924	6.924	0.03	30
Etage5	18	0.010297	10.297	0.03	30
Etage4	15	0.012722	12.722	0.03	30
Etage3	12	0.013508	13.508	0.03	30
Etage2	9	0.011984	11.984	0.03	30
Etage 1	6	0.008681	8.681	0.03	30

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

RDC	3	0.003161	3.161	0.03	30
base	0	0	0	0	0

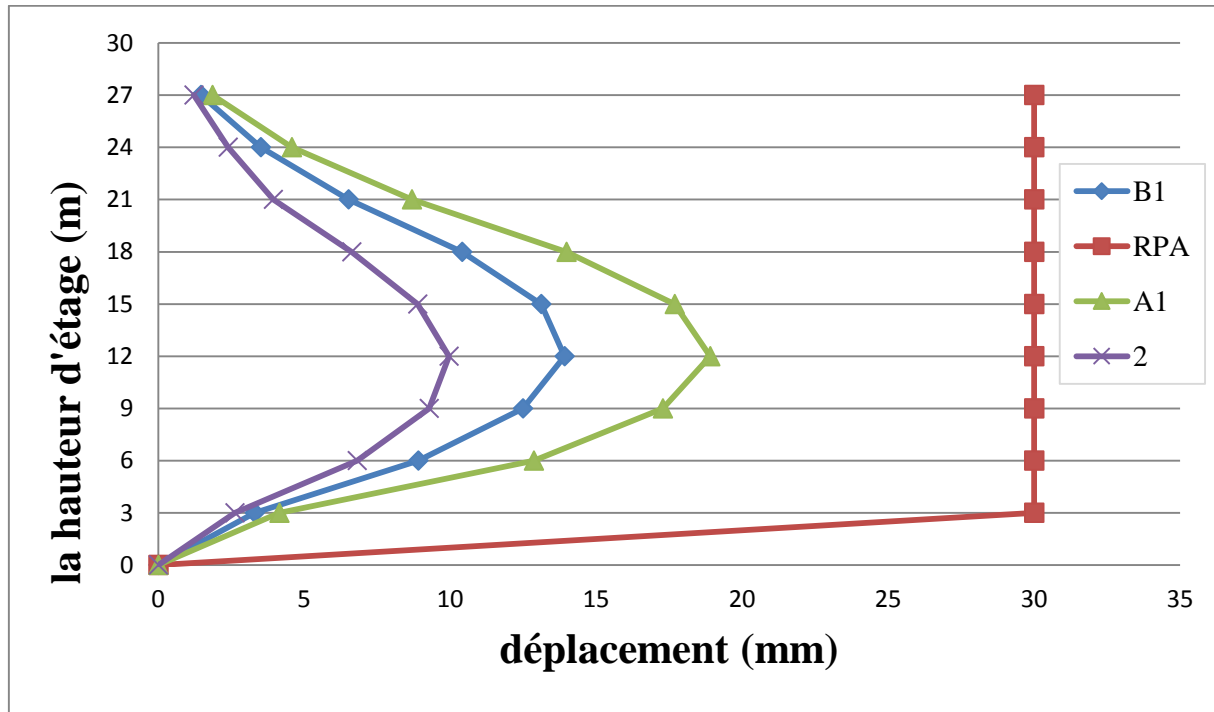


Figure IV.17 : Le déplacement inter-étage de la structure R+8 selon le sens Y-Y de la poussée, avec les changements de groupe d'usage 2, 1A et 1B en comparaison avec les limitations à 1% de la hauteur du RPA99/2003.

La figure IV.17 représente le déplacement inter-étages de la structure (R+8) selon le changement de groupe d'usage. On constate que malgré ce changement, induisant un déplacement plus important au point de performance, cette nouvelle modélisation (induisant de nouvelles capacités et de nouveau spectre de demande sismique) nous donne des courbes de déplacement inter-étages ne dépassant pas la condition de RPA 1% de la hauteur d'étage selon les deux directions X-X et Y-Y.

IV.4. Conclusion :

Dans ce dernier chapitre l'étude de la performance de la structure la plus élevée (R+8) est entreprise selon deux paramètres, à savoir, le changement de sites d'implantation et le changement de groupe d'usage. Pour ce faire, les résultats en termes de déplacement cible, de plastifications des éléments ainsi qu'en termes de déplacement inter-étages sont discutés.

Chapitre IV : Analyse de la performance sismique des structures.

En premier lieu, le changement des sites d'implantations montre que le déplacement global de la structure au point de performance augmente progressivement en allant de S1 (rocheux) à S4 (très meubles). Ces déplacements varient très légèrement avec un pas plus important en passant au site S4, probablement à cause des caractéristiques défavorable de ce site, ayant une période de 0.7s au lieu de 0.5s pour le site S3.

A l'échelle locale, on constate que la plastification de la structure respecte toujours la dégradation selon le principe poteaux fort – poutres faibles. Aussi, le site S4 engendre à la structure plus de rotules plastiques, en se propageant pratiquement toutes les poutres du niveau 7. Cependant, il n'y a pas de grande différence constaté en termes de plastifications malgré les changements de site d'implantation.

En termes de déplacement inter-étages, ce dernier montre aussi que la performance de la structure à 9 niveaux, n'est pas remise en cause malgré le changement de site d'implantation. En effet, toutes les valeurs de déplacements sont inférieures au 1% limité par le RPA99/2003.

En second lieu, le changement de groupe d'usage allant de la structure à importance moyenne à la structure à importance vitale en passant par l'ouvrage de grande importance a donné lieu aux constatations suivantes :

Le déplacement au point de performance de la structure augmente significativement à chaque changement de groupe d'usage. En effet, il est constaté une augmentation de l'ordre de 10 cm en allant du groupe 2 (usage d'habitation) au groupe d'usage 1A (caserne militaire...) dans le sens de la poussée selon XX et de l'ordre 12 cm dans le sens Y-Y.

A l'échelle locale, les rotules plastiques sont toujours du même degré de dommage et ne se propagent toujours pas dans les poteaux, au déplacement correspondant au point de performance, en adéquation au dimensionnement effectué (poteau fort-poutre faible).

En termes de déplacement inter-étage, on constate que la structure garde toujours son bon comportement malgré sa hauteur dépassant les limitations du RPA99/2003 et ceci même pour un groupe d'usage à importance vitale.

D'après tous les résultats obtenus, nous pouvons conclure que la hauteur des structures en poteaux poutres n'est pas paramètre visant à rendre la structure vulnérable. L'ajout des voiles systématique n'a pas été prouvé comme impératif à la bonne performance des structures malgré son implantation dans une zone de forte sismicité ZIII.

Conclusion générale

CONCLUSION ΓΕΝΕΡΑΛΕ

Conclusion générale :

La croûte terrestre subit depuis des décennies des mouvements dus aux tremblements de terre. L'Algérie n'échappe pas à cette catastrophe naturelle. En effet, des séismes destructeurs ont engendré des dommages considérables et parfois irréversibles sur le bâti existant.

Néanmoins, cela a permis d'améliorer la compréhension du comportement des structures de génie-civil mais aussi d'apporter des corrections aux codes et règlements en vigueur dans notre pays.

Les problèmes actuels rencontrés dans nos constructions, en particulier à structure auto-stables restent toujours à évaluer. Encore quinze ans après les constatations faites durant le dernier séisme, la réglementation parasismique algérienne paraît insuffisante.

Pour atteindre cet objectif, ce travail est basé de montrer la performance des structures auto-stables implantées en zone III dépassant les limitations exigées dans l'article 1a du RPA. Cela peut se faire par l'application des méthodes de calcul en capacité (Méthode push-over), après calcul du bâtiment suivant la réglementation algérienne en vigueur (RPA99version 2003 et BAEL91).

Les résultats obtenus ont permis d'émettre certaines conclusions :

- Le nombre d'étages a une influence importante sur le comportement des structures auto-stables en BA, par l'augmentation de déplacement selon le point de performance ainsi que le domaine d'endommagement.
- Une progression de la plastification des poutres est obtenue selon un même schéma, allant des niveaux intermédiaires vers les niveaux inférieurs et enfin vers les derniers niveaux, en conclut que la sollicitation est importante dans les étages intermédiaires par rapport aux étages supérieurs.
- A partir des déplacements inter-étages qui sont présentés on constate que la typologie poteaux – poutres apporte un comportement adéquat face aux sollicitations sismiques imposées, qui sont comparées avec les limitations, la totalité des modèles garde un déplacement inter-étage admissible, accentué dans les étages intermédiaires conformément aux résultats des plastifications obtenues.
- Après changement des deux paramètres dans le premier lieu, le changement des sites on constate que la plastification de la structure respecte toujours la dégradation selon

le principe poteaux fort – poutres faibles. En termes de déplacement inter-étages, ce dernier montre aussi que la performance de la structure à 9 niveaux, n'est pas remise en cause malgré le changement de site d'implantation. En effet, toutes les valeurs de déplacements sont inférieures au 1% limité par le RPA99/2003.

- En second partie, le changement de groupe d'usage Le déplacement au point de performance de la structure augmente significativement à chaque changement de groupe d'usage, les rotules plastiques sont toujours du même degré de dommage et ne se propagent toujours pas dans les poteaux, et déplacement correspondant au point de performance, en adéquation au dimensionnement effectué (poteau fort-poutre faible).

D'après tous les résultats obtenus, nous pouvons conclure que la hauteur des structures en poteaux poutres n'est pas paramètre visant à rendre la structure vulnérable. L'ajout des voiles systématique n'a pas été prouvé comme impératif à la bonne performance des structures malgré son implantation dans une zone de forte sismicité ZIII.

Références bibliographiques

[1] : **Menasri Youcef**. Évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé. Mémoire de magister en génie civil, Guelma : Université de Guelma, 2009.

[2] : **Choubane Sofiane**, Influence de la maçonnerie sur le comportement Sismique des structures en béton armé. Mémoire de magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou, 2013.

[3] : **HABBI Djamel**, Évaluation des mécanismes de ruine des structures auto-stables sous les séismes proches et lointains. Mémoire de magister en génie civil : Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou.

[4] : **Cim béton**. Béton et construction parasismique. Collection CIM béton, 2009.

[5] : **Tilmatine Thileli**, étude comparative de la performance sismique entre plusieurs systèmes de contreventement d'une structure en béton armé

[6] : **Abdelghani SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil,

Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia

Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques

[7] : **KACIMI Nacéra**, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-

Ouzou, 09/10/2013.

[8] : **Menasri Youcef**. Évaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé. Mémoire de magister en génie civil, Guelma : Université de Guelma, 2009.

[9] : **KAHIL Amar**, Thème évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique

Références bibliographique

- [10] : **Abdenmour Chekired**. Évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse de doctorat en génie civil, Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [11] : **AIT L'HADJ Lamia**. Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable par la méthode PUSHOVER. Mémoire de master, UMMTO ,2013.
- [12] : **ZIANI Lounes et HAMITOUCHE Lounes**, analyse non-linéaire d'un bâtiment surmonte d'un réservoir sous l'effet hydrodynamique
- [13] : **Dauphiné., A. (2001)**. Risques et catastrophes : Observer, Spatialiser, Comprendre, Gérer (Armand Colin ed.). Paris, France.
- [14]: **Cremona, C. (2011)**. Structural Performance: Probability-based Assessment. (John Wiley & Sons, Inc. ed.). USA.
- [15]: **Chopra, A. K. & Goel, R. K. (2002)**. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- [16]: **Fajfar, P. (1999)**. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979-993.
- [17]: **ATC (1996)**. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC - 40, Applied Technology Council, Redwood City, Calif.
- [18]: **Paulay T, Priestley M.J.N.**: «Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures». John Wiley & Sons, New York 1992.
- [19] : **Bachmann Hugo**, Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG Berne, 2002.
- [20]: **Bachmann H.**: «Erdbebensicherung von Bauwerken». 2. Auflage. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2002.
- [21]: **Amr S. Elnashai**, Luigi Di Sarno **FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING**, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication, 2008
- [22]: **H. Sezen, A.S. Whittaker, K.J. Elwood, K.M. Mosalam (2003)**; Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey; *Engineering Structures* 25 (2003) 103–114.
- [23]: **Ambraseys , N.N. , Elnashai , A.S. , Bommer , J.J. , Haddar , F. , Madas , P. , Elghazouli , A.Y. and Vogt , J. (1990)**. The Chenoua (Algeria) Earthquake of 29 October
-

Références bibliographique

1989, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/90 - 4, Imperial College, London, UK.

[24] : **eurocode 8**, Annexe B (informative) Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire (en poussée progressive)

[25] : **FEMA** : FEMA 273, FEMA356 et FEMA440, improvement of nonlinear static seismic analysis procedures

[26] : **RPA 99/Version 2003**. Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.

[27] : **BAEL91 révisées 99**. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEI 91 révisé 99.

[28]: **LOUZAI Amar**. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton arme sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires. Thèse de Doctorat.

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016

[29]:**EMS-98**: Echelle macroscopique européenne. Centre européen de Géodynamique et de séismologie. Luxembourg, 2001.

[30] : **Federal Emergency Federal Agency**. FEMA-356. Pre-standard and Commentary fo Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, 2000.

[31] : **AITL'HADJ.L, HAMMOUM.H and BOUZELHA.K (2017)**. '*Nonlinear analysis of a building surmounted by a reinforced concrete water tank under hydrostatic load,*' Journal Advances in Engineering Software, 6 mai 2017.

[32] : **LOUZAI .A, ABED. A**. Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and

incremental dynamic analyses, 'Bulletin. Vol 13, Issue 6, pp: 1773-1793,2015.

[33] : **DINAR.Y, IMAM Hossain Md, BISWAS.RK and MASUDRANA.Md** .Descriptive study of Pushover analysis in RCC structures of rigid joint, IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 2014.

[34] : **NEKMOUCHE. A, HAMIZI. M, KHELIL. N and KEZMANE.A**. Simplified model to control plastic hinges in reinforced concrete frame structures, Asian journal of civil engineering, 2017.

[35] : **ZOU.XK and CHAN.CM**. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis''. Engineering Structures 27, 2005.
