

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

En vue de l'obtention du diplôme de master

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Présenté par :

M^{elle} LARDJANI Hanane

Thème

**Comparatif du comportement non-linéaire des
structures en portiques et contreventées par
voiles**

Jury :

Mr. KAHIL Amar	Professeur - UMMTO	Président
M ^{me} BOUZID Leyla	Maître de conférences B	Promotrice
Mr NEKMOUCHE Aghiles	Maître de recherche B	Co- Promoteur
Mr LOUZAI Amar	Maître de conférences A	Examineur

Promotion : 2023/2024

Soutenu le 30/06/2024

Résumé

Depuis 2003, le règlement parasismique Algérien limite les hauteurs des structures auto stables avec remplissage en maçonnerie à deux niveaux ou 8m en zone de très forte sismicité (Zone III). Au-delà de cette hauteur, il exige l'ajout de voiles qui soulèvent souvent des problèmes de disposition architecturale, de ferrailage inadéquat et d'exécution sur chantier mal maîtrisée par les ouvriers. Pour ce faire, une étude comparative entre deux groupes de structures en béton armé : trois (03) modèles auto-stables et (03) modèles contreventés par voile, est effectuée. L'évaluation de la performance sismique des deux typologies de structures (auto-stables et voiles) est menée selon une approche statique non linéaire « Push Over » sous logiciel ETABS©18. Le comportement global des six (06) structures, de hauteurs dépassant les limites fixées par le RPA99/2003, est décrit selon les courbes de capacités, les déplacements cibles selon la méthode ASCE 41-13 NP. Aussi, leurs états de plastifications aux points de performances ainsi que leurs déplacements inter-étages sont comparés à la limite de 1%H fixée par le RPA99/2003.

MOTS-CLES :

Portiques auto-stables – voiles porteurs – performance sismique – push-Over – déplacement cible - déplacement inter étages.

Abstract

Since 2003, the Algerian seismic code has limited the heights of RC frame structures with masonry infill to two stories or 8 meters in high seismic risk zones (Zone III). Beyond this height, the code requires the addition of shear walls, which often cause issues related to architectural layout, inadequate reinforcement, and poor construction execution by workers. To address this, a comparative study was conducted between two groups of reinforced concrete structures : three (03) RC frame models and three (03) braced models with shear walls. The seismic performance evaluation of the two types of structures (RC frame and with shear walls) was conducted using a nonlinear static "Push Over" approach with ETABS©18 softwares. The overall behavior of the six (06) structures, with heights exceeding the limits set by RPA99/2003, is described through capacity curves and target displacements according to the ASCE 41-13 NP method. Additionally, their plastic hinge states at performance points and their inter-story drifts are compared to the 1%H limit set by RPA99/2003.

KEYWORDS :

RC frame structure- Shear walls- seismic performance- Push-Over- target displacement -inter-story displacement.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Madame BOUZID Leyla et à Monsieur NEKMOUCHE Aghiles pour leurs précieux conseils, leur aide et leurs encouragements constants tout au long de ce parcours. J'ai eu l'honneur de bénéficier de leurs compétences et de leur suivi rigoureux. Merci infiniment pour votre écoute attentive, votre disponibilité sans faille et votre sens élevé du devoir.

Je remercie également les membres du jury, Monsieur LOUZAI Amar et Monsieur KAHIL Amar, pour avoir accepté d'évaluer ce travail. Leur jugement et leurs suggestions enrichissantes sont pour moi un grand honneur.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères à ma famille, en particulier à ma mère et à mon père, pour leur soutien indéfectible. Leur amour et leurs encouragements constants ont été une source inestimable de motivation tout au long de mon projet de fin d'études. Merci d'avoir cru en moi et de m'avoir donné la force de persévérer. Ce succès est autant le vôtre que le mien.

TABLE DES MATIERES

Table des matières

Introduction générale	1
CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1 Introduction.....	4
I.2 Origine des séismes.....	4
I.3 caractéristiques principales d'un séisme	4
I.3.1 Foyer (Hypocentre)	4
I.3.2 Épicentre.....	5
I.3.3 Profondeur du foyer	5
I.3.4 Magnitude.....	5
I.3.5 Intensité	5
I.4 Types d'ondes sismiques	5
I.4.1 Les ondes P (primaires).....	5
I.4.2 Les ondes S (secondaires)	5
I.4.3 Les ondes de Love.....	5
I.4.4 Les ondes de Rayleigh.....	5
I.5 Zones de sismicité en Algérie	6
I.6 Différents type de contreventement des structures en béton armé	6
I.6.1 Structure en portique autostable (poteau + poutre)	6
I.6.2 contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé	8
I.6.3 Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé	8
I.6.4 contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles	8
I.7 Effet de séisme sur les structures	8
I.7.1 Endommagements des poutres par flexion.....	8
I.7.2 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres.....	9
I.7.3 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux.....	9
I.7.4 Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction	10
I.7.5 Endommagement des voiles	11
I.8 Le principe poteaux forts - poutres faibles	12
I.9 Méthodes d'analyse statiques	13
I.9.1 Méthode statique linéaire	13
I.9.2 Méthode statique non linéaire (Push over).....	13

I.10	Modèle de TAKEDA	14
I.11	Comportements du béton et de l'acier	14
I.11.1	Modèle de Mander	14
I.11.2	Modèle de Park.....	14
I.12	Chargement appliqué Push over	14
I.13	Modèles de plasticité.....	15
I.13.1	Plasticité concentrée	15
I.13.2	Plasticité distribuée	16
I.14	Paramètres de l'analyse Push over.....	16
I.14.1	Courbe de capacité	16
I.14.2	Degrés de dommages	17
I.14.3	Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique.....	18
I.15	Méthodes d'estimations du point de performance	19
I.15.1	Méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method CSM)	19
I.15.2	Méthode des coefficients (Coefficients method)	20
I.15.3	Méthode N2 Présentée dans l'Eurocode 8	21
I.16	Evaluation de la performance sismique	21
I.16.1	Le déplacement inter-étage	21
I.16.2	Performances sismiques	22
I.17	Conclusion	22

**CHAPITRE II : MODELISATION LINEAIRE ET CALCUL DES STRUCTURES
SELON LE RPA99/2003**

II.1	Introduction	23
II.2	Présentation des structures étudiées	23
Partie A : étude des structures contreventées par portiques		
I.1	Prédimensionnement.....	24
II.1.1	prédimensionnement du plancher	24
II.1.2	Prédimensionnement des poutres.....	25
II.1.3	Prédimensionnement des Poteaux.....	27
II.2	Charges appliquées	28
II.2.1	Charges gravitaires.....	28
II.2.2	Charges sismiques.....	29

II.3	Spécification des propriétés des matériaux introduite dans la modélisation	30
II.4	Détermination de la période de la structure pour R+2.....	30
II.5	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale selon RPA.....	31
II.6	Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)	31
II.7	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux selon RPA	34
II.8	Vérification des déplacements relatifs selon RPA	34
II.9	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	35
II.10	Ferraillage minimal pour R+2 selon RPA pour les éléments des structures autostables	36
II.11	ferraillages des éléments des structures	38
II.11.1	calculs de ferraillage du R+2	38
II.12	Schémas de ferraillages des modèles en portiques autostables	42

Partie B : étude des structures contreventées par voiles

II.1	Prédimensionnement des éléments	47
II.2	Justification de système de contreventement.....	47
II.3	Vérification des résultats selon RPA99/2003	49
II.3.1	Détermination de la période de la structure R+2	49
II.3.2	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	50
II.3.3	Vérification de l'effort tranchant à la base.....	50
II.3.4	Vérification des déplacements relatifs	51
II.3.5	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	51
II.4	Calcul des ferraillages des éléments	52
II.4.1	calculs de ferraillage du R+2	52
II.5	Schémas de ferraillages	57
II.6	Conclusion	62

CHAPITRE III: MODELISATION NON-LINEAIRE ET EVALUATION DE LA PERFORMANCE DES STRUCTURES

III.1	Introduction	64
III.2	Modélisation statique non linéaire	64
III.2.1	Types de rotules plastiques.....	64
III.2.2	Spectre élastique	64
III.3	Courbes de capacité spectrales Sa-Sd selon FEMA 440 EL.....	65
III.4	Premières plastifications	66

III.5 Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP	70
III.6 Plastifications au point de performance.....	74
III.7 Comparaison entre les courbes de capacité et les déplacements cibles ainsi que leurs efforts correspondant au point de performance pour les deux systèmes de contreventement .	83
III.7.1 Comparaison entre les courbes de capacités.....	83
III.7.2 Comparaison entre les déplacements cibles et efforts correspondant	84
Interprétation des résultats	85
a) En termes de déplacements	85
b) En termes de capacité	85
c) A l'échelle globale	86
III.8 Evaluation de performance des structures par rapport au RP99/2003	86
III.8.1 Evaluation de capacité au point de performance	86
III.8.2 Evaluation des déplacements inter étages	88
III.9 Conclusion.....	91
Conclusion générale	92
Références bibliographiques	

Liste des figures

Chapitre I : Recherches bibliographiques

Figure I. 1 : les grandes plaques lithosphériques	4
Figure I. 2 : Types d'ondes sismiques	6
Figure I. 3 : Prescription du RPA sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables	7
Figure I. 4 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)	9
Figure I. 5 : Rupture par cisaillement dans les poutres	9
Figure I. 6 : Dommages dans les poteaux	10
Figure I. 7 : Écaillage et graves dommages au nœud	11
Figure I. 10 : Principe poteaux forts - poutres faibles	13
Figure I. 11 : Distributions verticales des forces sismiques horizontales	15
Figure I. 12 : modélisation par la plasticité concentrée	15
Figure I. 13 : Discrétisation le long de l'élément dans le modèle de plasticité distribuée	16
Figure I. 14 : niveau d'endommagement	17
Figure I. 15 : Représentation de la rotule plastique selon l'ATC40	17
Figure I. 16 : La relation de Force-déformation d'une rotule plastique typique selon FEMA 356	
Figure I. 17 : point de performance par la méthode de spectre de capacité	20

Chapitre II : Modélisation linéaire et calcul des structures selon RPA99/2003

Figure II. 1 : Vue en plan des modèles en portiques étudiés	23
Figure II. 2 : Vue en élévation des modèles en portiques auto-stables étudiés	24
Figure II. 3 : pourcentage de participation de la masse modale	31
Figure II. 4 : vue en plan des modèles en voiles de référence étudiées.	46
Figure II. 5 : Vue en élévation des modèles en voiles de référence étudiées	47
Figure II. 6 : Organigramme de classification des systèmes de contreventements	48
Figure II. 7 : participation de la masse modale du R+2 en voiles	50

Chapitre III : Modélisation non-linéaire et évaluation de la performance des structures

Figure III. 1 : Spectre de réponse élastique	64
Figure III. 2 : Courbe de capacité spectrale des structures auto stables sens xx	65
Figure III. 3 : Courbe de capacité spectrale des structures en voiles sens xx	65
Figure III. 4 : courbe de capacité spectrale	65
Figure III. 5 : courbes de capacité spectrale des structures en voiles sens yy	65
Figure III. 6 : début de plastification du R+2 sens xx step 7	67
Figure III. 7 : début de plastification R+2 sens yy step 8	67
Figure III. 8 : début de plastification du R+4 sens xx step 5	67
Figure III. 9 : début de plastification R+4 sens yy step 6	67
Figure III. 10 : début de plastification du R+4 sens xx step	68
Figure III. 11 : début de plastification du R+6 sens yy step 8	68
Figure III. 12: premières plastifications du R+2 voiles sens xx step 13	69
Figure III. 13: premières plastifications du R+2 sens yy step 11	69
Figure III. 14: premières plastifications du R+4 sens xx	69
Figure III. 15 : premières plastifications du R+4 sens yy step 12	69

Figure III. 16: premières plastifications du R+6 sens xx step 13	69
Figure III. 17: premières plastifications du R+6 sens yy step 12	69
Figure III. 18 : Courbes de capacité du R+2 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP	70
Figure III. 19: Courbes de capacité du R+2 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP	71
Figure III. 20: Courbes de capacité du R+2 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP	71
Figure III. 21: Courbes de capacité du R+4 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP	72
Figure III. 22: Courbes de capacité du R+4 voiles sens xx selon ASCE 41-13 NP	72
Figure III. 23: Courbes de capacité du R+4 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP	72
Figure III. 24: Courbes de capacité du R+4 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP	72
Figure III. 25: Courbes de capacité du R+6 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP	73
Figure III. 26: Courbes de capacité du R+6 voiles sens xx selon ASCE 41-13 NP	73
Figure III. 27 : Courbes de capacité du R+6 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP	74
Figure III. 28: Courbes de capacité du R+6 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP	74
Figure III. 29: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens xx step 18	75
Figure III. 30: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens yy step 19	75
Figure III. 31: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens xx step 15	75
Figure III. 32: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 18	75
Figure III. 33: plastifications au point de performance du R+6 portiques sens xx step 15	76
Figure III. 34: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 16	76
Figure III. 35 : Plastification au point de performance du R+2 voiles sens xx step 16	77
Figure III. 36: Plastification au point de performance du R+2 portiques sens yy step 16	77
Figure III. 37 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens xx step 19	77
Figure III. 38 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens yy step 20	77
Figure III. 39 : Plastification au point de performance du R+6 voiles sens xx step 19	78

Figure III. 40: Plastification au point de performance du R+6 voiles sens yy step 19	78
Figure III. 41: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens xx step 18	79
Figure III. 42: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens yy step 19	79
Figure III. 43: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens xx step 15	79
Figure III. 44: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 18	79
Figure III. 45: plastifications au point de performance du R+6 portiques sens xx step 15	80
Figure III. 46: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 16	80
Figure III. 47 : Plastification au point de performance du R+2 voiles sens xx step 16	81
Figure III. 48: Plastification au point de performance du R+2 portiques sens yy step 16	81
Figure III. 49 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens xx step 19	81
Figure III. 50 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens yy step 20	81
Figure III. 51 : Plastification au point de performance du R+6 voiles sens xx step 19	82
Figure III. 52: Plastification au point de performance du R+6 voiles sens yy step 19	82
Figure III. 53 : courbes de capacité des R+2 sens xx	83
Figure III. 54 : courbes de capacité des R+2 sens yy	83
Figure III. 55 : courbes de capacité des R+4 sens xx	83
Figure III. 56 : courbes de capacité des R+4 sens yy	83
Figure III. 57 : courbes de capacité des R+6 sens xx	84
Figure III. 58 : courbes de capacité des R+6 sens yy	84
Figure III. 59 : courbes de capacités des R+2 sens xx	87
Figure III. 60: courbes de capacités des R+2 sens yy	87
Figure III. 61: courbe de capacités des R+4 sens xx	87
Figure III. 62: courbes de capacités des R+4 sens yy	87
Figure III. 63: courbes de capacités des R+6 sens xx	88

Figure III. 64: courbes de capacités des R+6 sens yy	88
Figure III. 65 : comparaison des déplacements inter étage des R+2 sens xx	89
Figure III. 66 : comparaison des déplacements inter étage des R+2 sens yy	89
Figure III. 67 : comparaison des déplacements inter étage des R+4 sens xx	89
Figure III. 68 : comparaison des déplacements inter étage des R+4 sens yy	89
Figure III. 69 : comparaison des déplacements inter étage des R+6 sens xx	90
Figure III. 70 : comparaison des déplacements inter étage des R+6 sens yy	90

Liste des tableaux**Chapitre II- Partie A : étude des structures en portiques**

Tableau II.A.1: récapitulatif des sections pour chaque structure auto stable	7
Tableau II.A. 2: Charges permanentes plancher terrasse	8
Tableau II.A. 3: Charge permanentes planchers étages courants	8
Tableau II.A. 4: Récapitulatif des charges permanentes et des charges d'exploitation	8
Tableau II.A. 5: coefficient d'accélération de zone A	11
Tableau II.A. 6: récapitulation des différents coefficients liés au facteur de qualité Q.	13
Tableau II.A. 7: effort normal réduit du R+2 en portiques	13
Tableau II.A. 8 : déplacements relatifs suivant x-	14
Tableau II.A. 9: déplacements relatifs suivant y-y	14
Tableau II.A. 10: Effet P- Δ suivant x-x	15
Tableau II.A. 11: Effet P- Δ suivant y-y	15
Tableau II.A. 12: ferrailage minimal des éléments des structures autostables	17
Tableau II.A. 13 : ferrailages des poteaux du R+2 en portiques	18
Tableau II.A 14: condition de non fragilité	18
Tableau II.A 15: ferrailage des poutres du R+2	19
Tableau II.A 16: récapitulatif des ferrailages des éléments du R+2	20
Tableau II.A. 17 : récapitulatif des ferrailages des éléments du R+4	20
Tableau II.A. 18: : récapitulatif des ferrailages des éléments du R+6	21
Tableau II.A. 19: schémas de ferrailage modèles à 3 niveaux en portiques	21
Tableau II.A. 20: schémas de ferrailage des modèles à 5 niveaux en portiques	22
Tableau II.A. 21: schémas de ferrailage du modèle à 7 niveaux en portiques	24

Chapitre II – Partie B : étude des structures contreventées par voiles

Tableau II.B. 1: récapitulatif des sections pour chaque structure en voiles	47
Tableau II.B. 2: justification de système de contreventement pour chaque structure	49
Tableau II.B. 3: récapitulation des différents coefficients	50
Tableau II.B. 4: déplacements relatifs suivant x-x	51
Tableau II.B. 5: déplacements relatifs suivant y-y	51
Tableau II.B. 6: Effet P- Δ suivant x-x	51
Tableau II.B. 7: Effet P- Δ suivant y-y	51
Tableau II.B. 8: ferrailage des poteaux du R+2 avec voiles	52
Tableau II.B. 9: condition de non fragilité	52
Tableau II.B. 10: ferrailage des poutres du R+2 en voiles	53
Tableau II.B. 11: Récapitulatif du ferrailage des éléments structuraux de la structure à 3 niveaux (R+2)	54
Tableau II.B. 12: récapitulation du ferrailage des éléments du R+4	55
Tableau II.B. 13: récapitulation du ferrailage des éléments du R+6	56
Tableau II.B. 14: schémas du ferrailage des éléments du R+2	57
Tableau II.B. 15: schémas du ferrailage des éléments du R+4	58
Tableau II.B. 16: schémas du ferrailage des éléments du R+6	60

Chapitre III : Modélisation non-linéaire et évaluation de la performance des structures

Tableau III. 1: Courbes de capacité spectrales S_a - S_d selon FEMA 440 EL	65
Tableau III. 2: Début d'endommagement des structures	67
Tableau III. 3: Premières plastifications des structures en voiles	69
Tableau III. 4: Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP des R+2	70
Tableau III. 5: Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP des R+4	72
Tableau III. 6: Courbes de capacité selon la méthode des R+6	73
Tableau III. 7: Comparaison des courbes de capacités	83
Tableau III. 8: Comparaison des déplacements cibles et leurs efforts tranchant correspondant	84
Tableau III. 9: Récapitulation des efforts tranchant pour les structures auto stables au point de performance	86
Tableau III. 10: Récapitulation des efforts tranchant pour les structures contreventées par voiles au point de performance	86
Tableau III. 11 : Evaluation de la capacité des six modèles aux points de performance	87
Tableau III. 12 : Evaluation des déplacements inter étages	89
Tableau III. 13 : Récapitulatif des déplacements inter étages au point de performance	90

Introduction générale

Suite au séisme de Boumerdès 21 mai 2003, la réglementation parasismique établit des limites de hauteur pour les constructions en portiques ; deux niveaux ou 8m pour les structures avec remplissage en maçonnerie en zone III de très forte sismicité. Dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées, les bureaux d'études choisissent systématiquement d'utiliser des voiles en béton armé pour contreventer l'ouvrage, cependant, l'ajout de voiles de contreventement soulève souvent des problèmes de disposition architecturale, de ferrailage inadéquat et d'exécution sur chantier mal maîtrisée par les ouvriers.

Les structures en portique, constituées de poutres et de poteaux formant des cadres rigides, sont appréciées pour leur souplesse, afin de dissiper une certaine énergie sismique, mais elles peuvent aussi provoquer des déformations considérables.

En revanche, les voiles, composées de murs porteurs en béton armé, présentent une plus grande rigidité latérale, ce qui leur permet de mieux résister aux forces horizontales engendrées par les séismes. Leur rigidité élevée aide à restreindre les mouvements latéraux, mais peut également entraîner des concentrations de contraintes qui peuvent entraîner des déformations excessives, des fissures ou même une défaillance structurelle.

Cette étude sert à évaluer la performance sismique et comparer le comportement des structures en portique à celui des structures en voiles. Nous examinerons leurs performances respectives en termes de déplacement, de capacité, et en termes de déplacements inter étages.

Le Règlement Parasismique Algérien de 2003 se contente d'une approche linéaire dans le calcul des structures, ce qui s'avère être insuffisant, pour cela, nous allons dépasser le domaine élastique, en effectuant une analyse non linéaire en poussant les structures jusqu'à la rupture selon la méthode « Push over ».

Problématique

Si on dépasse les limitations exigées par le Règlement parasismique Algérien en zone III, est ce que les structures contreventées par voiles se comportent beaucoup mieux que les contreventées par portiques ? et l'ajout des voiles est obligatoirement nécessaire pour assurer la résistance des structures aux séismes ?

Objectif de cette recherche

Cette recherche vise à évaluer la performance sismique des structures auto stables en dépassant les limitations exigées par notre règlement parasismique en zone III, en se basant sur une approche non linéaire « Push over » après une étude linéaire suivant la réglementation Algérienne.

Puis, une comparaison du comportement et de performance sismique de ces dernières à des structures de référence contreventées par des voiles en béton armé en respectant les limitations exigées du RPA.

Le travail de recherche est structuré en trois (03) chapitres ; commençons par cette introduction générale.

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique.

Le deuxième, présente une modélisation linéaire des six structures étudiées, il est constitué de deux parties ;

La première, concerne l'étude des structures contreventées par portiques selon le Règlement parasismique Algérien.

La deuxième, est consacré pour l'étude des structures contreventées par des voiles en béton armé.

Dans le troisième chapitre, on effectue une modélisation non linéaire « Push over », ainsi une évaluation de la performance sismique des structures, et on termine avec une interprétation des résultats.

En dernier, les différentes conclusions obtenues dans ce travail de recherche sont récapitulées à la fin de ce mémoire dans une conclusion générale.

CHAPITRE I

RECHERCHE

BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

L'humanité a été confrontée à de nombreuses catastrophes naturelles, parmi lesquelles les séismes, également connus sous le nom de tremblements de terre, figurent parmi les plus dévastateurs. En effet, les séismes représentent l'un des risques les plus redoutés et les plus catastrophiques, causant d'importantes pertes matérielles et humaines. Ces événements géophysiques se caractérisent par des secousses et des vibrations de la croûte terrestre, et sont considérés comme l'une des forces les plus puissantes de la nature [2].

I.2 Origine des séismes

Les séismes, sont des phénomènes géophysiques résultant de la libération soudaine d'énergie accumulée dans la croûte terrestre. Cette libération d'énergie se produit généralement le long des zones de faille où les plaques tectoniques entrent en contact [41].

Chaque année, l'Algérie, située sur la plaque tectonique africaine, subit un mouvement de subduction par rapport à la plaque tectonique eurasienne, se déplaçant de quelques millimètres à un centimètre [35].

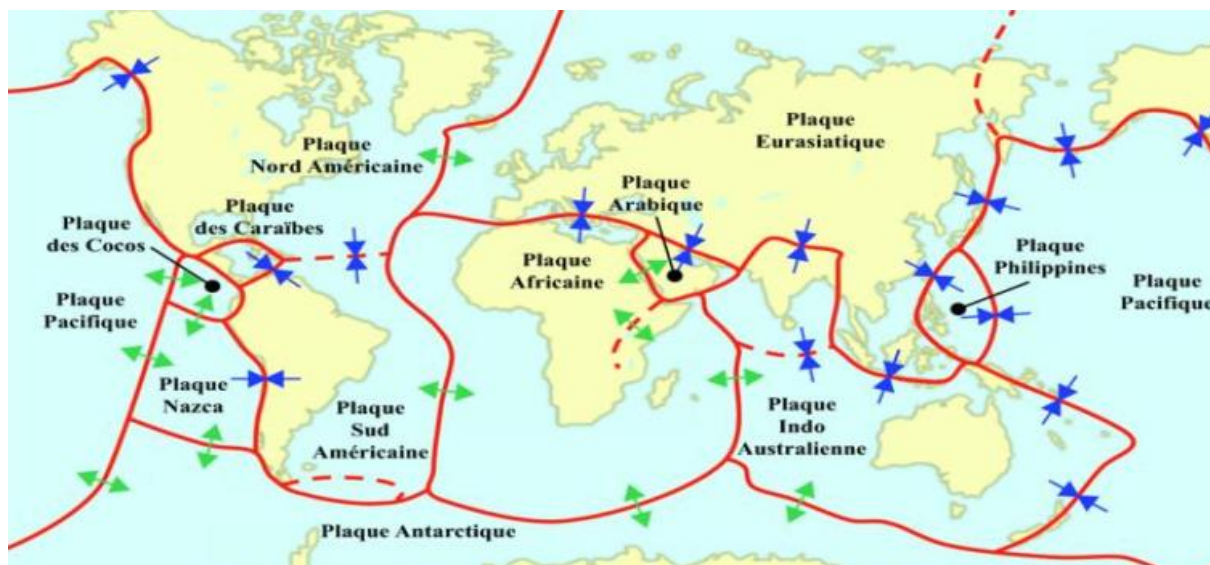


Figure I. 1 : les grandes plaques lithosphériques [2]

I.3 caractéristiques principales d'un séisme

Il y a plusieurs caractéristiques essentielles pour comprendre, évaluer et atténuer les risques liés aux séismes :

I.3.1 Foyer (Hypocentre)

Le point à l'intérieur de la Terre où le séisme commence.

I.3.2 Épicentre

Le point à la surface de la Terre directement au-dessus du foyer du séisme.

I.3.3 Profondeur du foyer

Peut-être superficielle (0-70 km), intermédiaire (70-300 km) ou profonde (300 km ou plus).

I.3.4 Magnitude

Elle traduit l'énergie libérée par le séisme. Elle s'obtient par la mesure de l'amplitude des ondes enregistrées par un sismomètre.

I.3.5 Intensité

Il existe plusieurs échelles pour mesurer l'intensité et classer le séisme selon les dégâts qu'il engendre. La plus utilisée à l'échelle internationale est l'échelle de Richter.

I.4 Types d'ondes sismiques

I.4.1 Les ondes P (primaires)

Sont des ondes de compression similaires aux ondes sonores. Elles se propagent à travers tous les états de la matière, et les particules se déplacent dans un mouvement de va-et-vient dans la direction de propagation de l'onde [2].

I.4.2 Les ondes S (secondaires)

Sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, perpendiculaire à la direction de propagation de l'onde.

I.4.3 Les ondes de Love

Ou ondes L, sont également des ondes de cisaillement, similaires aux ondes S, mais elles oscillent dans un plan horizontal. Elles induisent un mouvement de vibration latéral dans le sol.

I.4.4 Les ondes de Rayleigh

Ou ondes R, sont comparables à des vagues. Les particules du sol suivent une trajectoire elliptique, créant une vague qui se propage dans le sol lors des grands tremblements de terre.

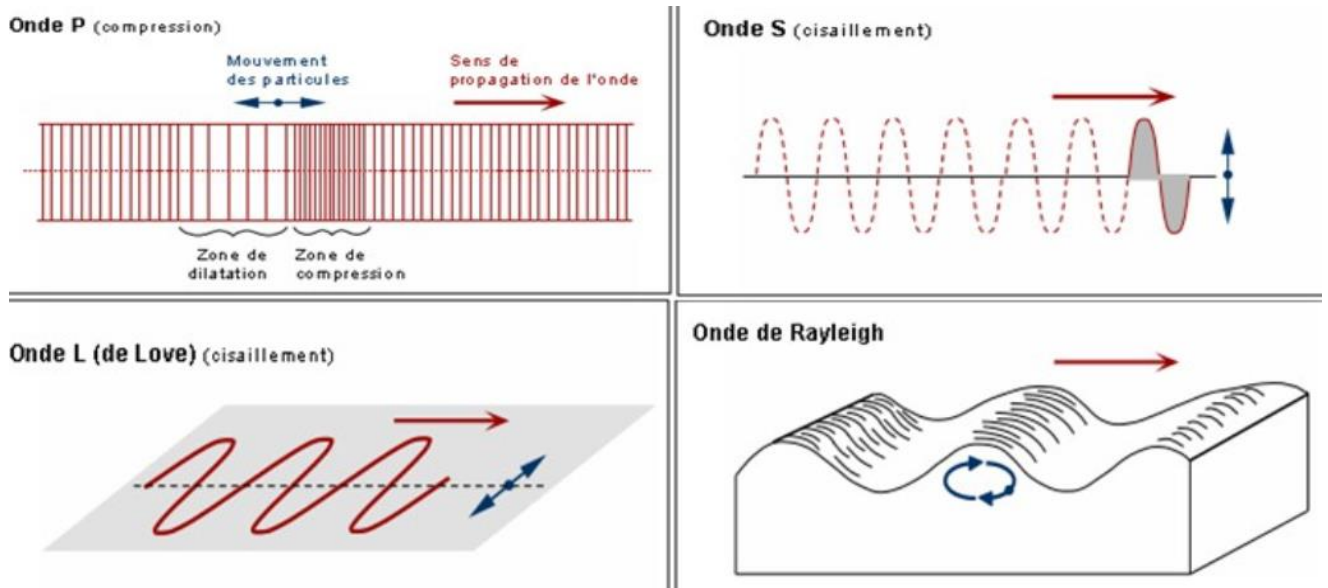


Figure I. 2 : Types d'ondes sismiques [2]

I.5 Zones de sismicité en Algérie

Elles sont définies par le règlement parasismique Algérien, il existe 5 zones sismiques :

- Zone 0, C'est la zone de sismicité négligable, de magnitude $M=0$, c'est le sud du pays.
- Zone I, zone de faible sismicité ; elle présente une magnitude inférieure à 4 sur l'échelle de Richter.
- Zone IIa ; zone de moyenne sismicité ; elle présente une magnitude entre 4 et 5.
- Zone IIb, zone de forte sismicité quand la magnitude est entre 5 et 6.5.
- Zone III, zone de très forte sismicité, où le séisme est dit majeur, la magnitude est supérieure de 6.5.

I.6 Différents type de contreventement des structures en béton armé

I.6.1 Structure en portique autostable (poteau + poutre)

Les structures en portique sont des conceptions où les charges dynamiques horizontales sont transmises par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales [26]. Typiquement, dans les zones de sismicité moyenne à faible, les bâtiments en béton armé sont construits avec des portiques auto-stables tridimensionnels. Ces portiques sont liés de manière rigide et sont capables de supporter entièrement les forces verticales et horizontales [27].

En pratique, il existe deux types de contreventement auto-stable :

a) Structures en portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide

L'ossature est composée exclusivement de portiques qui sont en mesure de supporter entièrement les charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie de bâtiments, les éléments de remplissage ne doivent pas entraver les déformations des portiques. Conformément au règlement parasismique RPA99/v2003, les bâtiments de cette nature ne doivent pas excéder 5 niveaux ou 17 mètres en zone I, 4 niveaux ou 14 mètres en zone IIa, et 3 niveaux ou 11 mètres en zones IIb et III.

b) Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide

Selon le règlement parasismique RPA99/v2003, les bâtiments dont l'ossature est constituée de portiques doivent respecter les limitations suivantes en termes de hauteur :

- En zone I, la hauteur maximale ne doit pas dépasser 5 niveaux ou 17 mètres.
- En zone IIa, la hauteur maximale ne doit pas dépasser 4 niveaux ou 14 mètres.
- En zone IIb, la hauteur maximale ne doit pas dépasser 3 niveaux ou 11 mètres.
- En zone III, la hauteur maximale ne doit pas dépasser 2 niveaux ou 8 mètres.


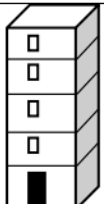

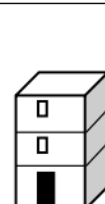
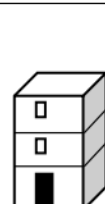
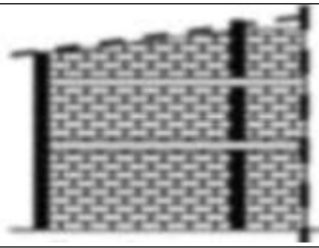
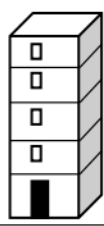
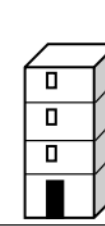
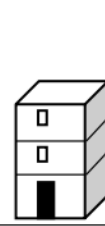
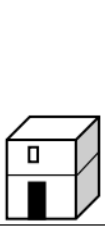
Type de contreventement	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
				
Portique sans remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	3niveaux/11m
				
Portique avec remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	2niveaux/8m

Figure I. 3 : Prescription du RPA sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables [14]

Ces limitations de hauteur sont définies afin de garantir la sécurité et la stabilité des bâtiments face aux sollicitations sismiques, en limitant les effets potentiels des tremblements de terre sur les structures en fonction de la zone sismique dans laquelle elles se trouvent [42].

I.6.2 contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Pour ce type la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles, c'est à dire les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales [42].

I.6.3 Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal [42]

I.6.4 contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Plusieurs configurations peuvent être envisagées :

- Les charges horizontales sont absorbées par les voiles tandis que les charges verticales sont supportées par les portiques avec une contribution partielle des voiles.
- Les charges horizontales sont prises en charge à la fois par les portiques et les voiles.
- Les charges horizontales sont supportées par les portiques dans une direction et par les voiles dans la direction perpendiculaire.

I.7 Effet de séisme sur les structures

Il est crucial de prédire les types de déformations structurelles dues aux effets sismiques, et de comprendre l'impact de ces déformations et contraintes sur l'intégrité globale de la structure porteuse et de ses composants individuels [27].

I.7.1 Endommagements des poutres par flexion

La fissuration par flexion est une cause de dommages fréquents au sein de la poutre, elles sont généralement dues aux charges gravitationnelles ou à la composante verticale du séisme [30].



Figure I. 4 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) [1]

I.7.2 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres

Un renforcement de cisaillement inapproprié provoque des dommages par cisaillement qui sont une cause majeure de défaillance structurelle. Ces fissures, souvent en diagonale, se développent à partir des appuis ou des points de forte contrainte.

Elles peuvent s'étendre vers le centre de la poutre ou se multiplier près des appuis, réduisant ainsi la capacité portante de la poutre.

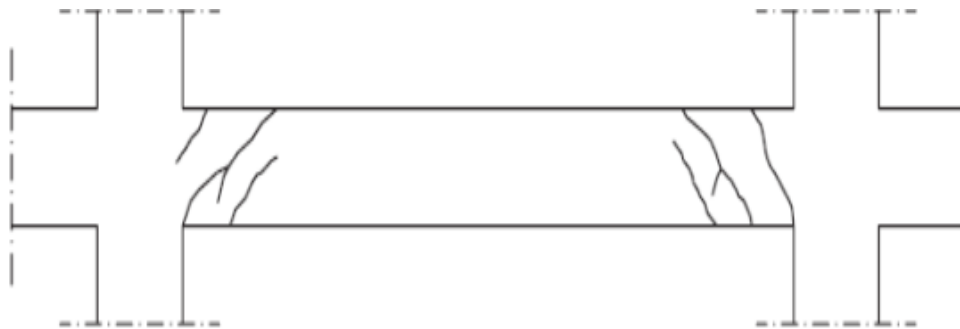


Figure I. 5 : Rupture par cisaillement dans les poutres [41].

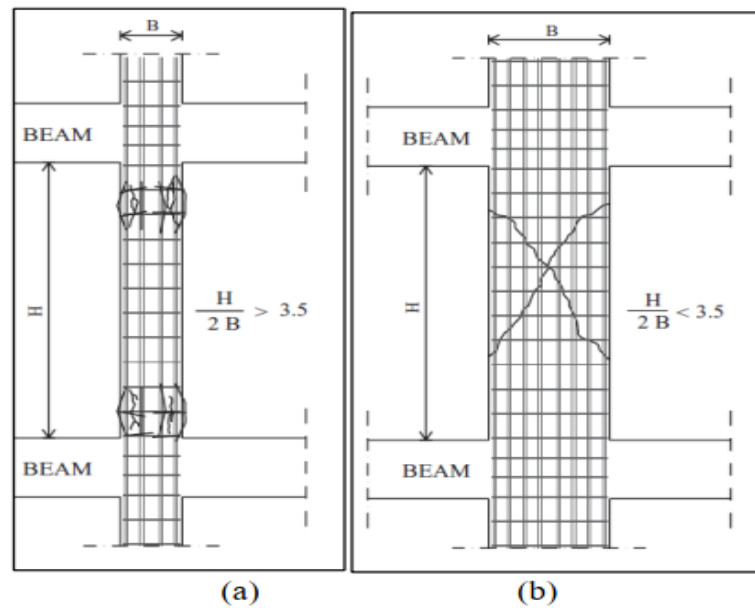
I.7.3 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux

Les poteaux remplissent une fonction vitale en supportant les charges verticales et en résistant aux forces horizontales telles que celles générées par les séismes. Et pour obtenir la réponse sismique ductile, les rotules plastiques ne doivent pas se former dans les poteaux [9].

Les charges verticales exercées sur les poteaux engendrent une compression axiale. Lorsqu'elle est combinée à des forces horizontales (séisme), des fissures de cisaillement peuvent se développer et affaiblir la capacité du poteau à supporter ces charges [8].

L'endommagement dans les poteaux dépend de leurs élancements :

- **Les poteaux d'élancement faible** présentent une rupture fragile par cisaillement, et une charge axiale élevée [3].
- **Les poteaux d'élancement élevé** se caractérisent par des dommages induits par flexion. Ces dommages se manifestent par un pelage du revêtement (enrobage), suivis de l'écrasement de la zone de compression, du flambement des barres longitudinales et de la rupture des étriers [25].



(a) Endommagement dû à la flexion
(b) Endommagement mixte (dû à la flexion et au cisaillement)

Figure I. 6 : Dommages dans les poteaux [25]

I.7.4 Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction

Ces zones de connexion entre les éléments de la structure, tels que les poteaux et les poutres, peuvent être soumises à des contraintes élevées. Lorsque ces contraintes dépassent la résistance des nœuds, des déformations, des fissures, voire des ruptures se produisent [30].



Figure I. 7 : Écaillage et graves dommages au nœud [1]

I.7.5 Endommagement des voiles

Les voiles sont conçus pour reprendre les charges sismiques. Leur intégration dans la structure confère une rigidité accrue, le comportement sismique est plus prévisible par rapport aux structures à portiques, Cette conception prévient la formation de rotules plastiques indésirables. Il on a deux types ; voiles courts et élancés, et chaque type a son mode de rupture [15].

a) **Mode de rupture des voiles élancés** $\frac{H}{L} \geq 2$

Voiles très ductiles et présentent un comportement dominé par flexion.

- Mode F1, F2, F3 : des ruptures en flexion
- Mode F/T : rupture en flexion- effort tranchant
- Mode T : rupture par effort tranchant

Mode F1 : La ruine se produit en raison de plastification des armatures verticales sous tension et par les dommages du béton par compression. Ce type de rupture ase produit dans les voiles qui sont relativement élancés et soumis à des forces de cisaillement modérées et une faible compression.

Mode F2 : une défaillance survient par écrasement du béton. Ce mode s’observe sur les voiles bien renforcés, et soumis à des charges verticales importantes.

Mode F3 : La défaillance se produit par une rupture fragile des armatures verticales sous tension. Ce mode est rencontré dans les voiles faiblement armés aux extrémités. Pour améliorer la ductilité, il est recommandé de concentrer les armatures dans les extrémités.

Mode F/T : cette rupture affecte les voiles soumis à des efforts de flexion plus ou moins importants ou présentant un renfort horizontal insuffisant.

Mode T : La rupture se produit en raison de l'écrasement du béton dans l'âme du voile. Ce mode s'observe lorsque les efforts de cisaillement sont importants.

b) Mode de rupture des voiles courts $\frac{H}{L} < 2$

Voiles présentent un comportement dominé par cisaillement [15].

T1 : rupture par glissement.

T2 : rupture diagonale.

T3 : rupture par écrasement.

Lorsque les dimensions du renfort vertical ne sont pas suffisantes pour absorber les charges appliquées, le renfort vertical peut devenir plastique et perdre sa résistance, conduisant à une défaillance structurelle.

Dans certains cas, les voiles courts sont soumis à des forces de cisaillement importantes, une rupture peut se produire en raison de la rupture du béton le long du plan de cisaillement, entraînant une séparation entre les parties de la structure.

I.8 Le principe poteaux forts - poutres faibles

Le principe consiste à concevoir les portiques de sorte que les poteaux possèdent une résistance ultime supérieure à celle des poutres. Le but est de prévenir l'apparition de ces rotules dans les poteaux ou les nœuds, qui assurent la stabilité du bâtiment et de localiser les dommages sismiques structuraux (rotules plastiques) dans les poutres qui sont facilement réparables [27], [34].

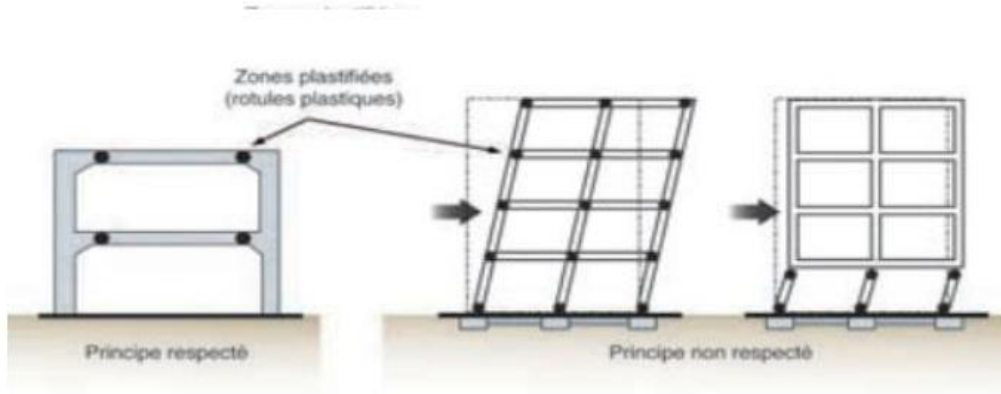


Figure I. 10 : Principe poteaux forts - poutres faibles [27]

I.9 Méthodes d'analyse statiques

I.9.1 Méthode statique linéaire

C'est le procédé d'analyse le plus ancien, le plus simple et le plus fréquemment employé pour l'évaluation des bâtiments réguliers de faible hauteur. Selon cette méthode, le comportement structurel est principalement influencé par le mode de vibration fondamental. Les charges statiques appliquées sont réparties horizontalement de manière similaire à celle du premier mode de vibration, ce qui représente une grande simplification. [31].

I.9.2 Méthode statique non linéaire (Push over)

Push over est une technique d'analyse non linéaire progressive qui simule le comportement d'une structure soumise à des charges horizontales croissantes, telles que celles générées par des séismes. Cette approche permet de modéliser l'accumulation des déformations jusqu'à ce que la structure atteigne son point de rupture [39]. Cela fournit des résultats précis et plus réalistes pour les structures régulières qui ne sont pas affectées par les modes de translation et de torsion [32].

Cependant, pour les bâtiments irréguliers, une analyse dynamique linéaire préalable est nécessaire pour évaluer l'impact des modes sur la réponse de la structure [33]. Le processus de ruine des structures à portiques survient typiquement avec la formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques. Cela entraîne la transformation de la structure en un mécanisme plastique qui peut conduire à une catastrophe due à une instabilité structurelle [36].

But de l'analyse Pushover

L'objectif est de décrire le comportement structurel en évaluant plusieurs paramètres, tels que les contraintes et les déplacements dans les différents éléments de la structure. Pour ce faire, il se concentre sur les aspects suivants [14] :

- Estimer les déformations inélastiques des éléments visant à dissiper l'énergie transférée à la structure par le mouvement du sol.
- Identifier les zones critiques où les déformations sont excessives.
- Déterminer la contrainte réelle dans les zones fragilisées, notamment dans la zone nodale.

I.10 Modèle de TAKEDA

Le modèle de Takeda se réfère à une méthode spécifique pour modéliser le comportement hystérétique des matériaux. Ce modèle est adapté pour représenter la réponse non linéaire des structures soumises à des charges cycliques, comme celles induites par le séisme [4], [38].

I.11 Comportements du béton et de l'acier

Deux approches distinctes sont utilisées pour la modélisation de comportements du béton et de l'acier.

I.11.1 Modèle de Mander

Le modèle de Mander est employé pour décrire le comportement du béton, il permet de modéliser l'effet de confinement et de prédire les performances sous des charges cycliques.

I.11.2 Modèle de Park

Le modèle de Park s'applique au comportement hystérétique des aciers, il est utilisé pour optimiser la conception des structures afin d'améliorer leur résistance sismique sous charges cycliques.

Ces modèles, en combinaison avec le modèle de Takeda, offrent une approche robuste pour l'analyse et la conception des structures résistantes aux séismes.

I.12 Chargement appliqué Push over

Des charges sismiques en poussé progressive sont ajoutées aux charges gravitaires (charge permanentes et charges d'exploitation), il existe différentes distributions de ces charges sismiques illustrées sur la figure [14].

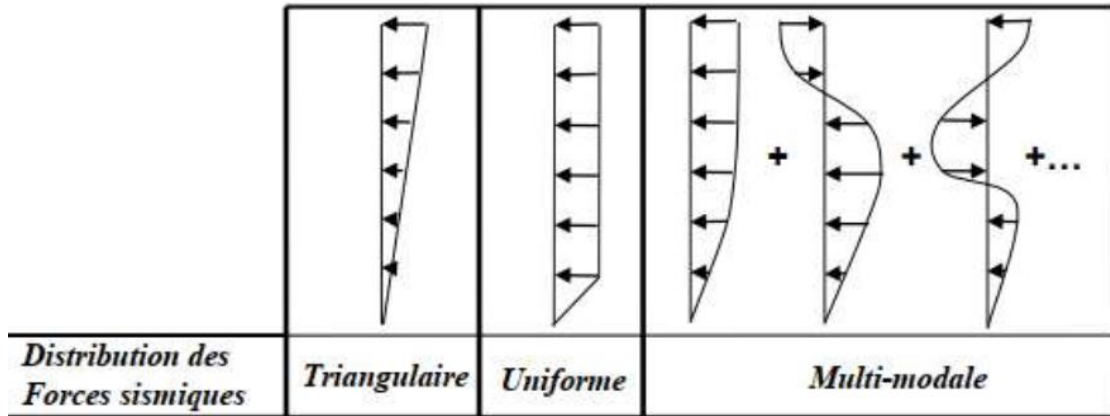


Figure I. 11 : Distributions verticales des forces sismiques horizontales [32]

Dans ce travail, on va travailler avec le chargement uniforme.

I.13 Modèles de plasticité

Sont des zones des éléments structurels (poutre, poteaux, voiles) qui subissent des déformations irréversibles, ces zones agissent comme des articulations permettant la rotation des autres parties de l'élément. [33]

Pour appliquer l'analyse statique non linéaire, il existe plusieurs modèles de plasticité [38] :

- Plasticité concentrée.
- Plasticité distribuée.

I.13.1 Plasticité concentrée

L'élément poutre ou poteau en béton armé est subdivisé en trois parties ; deux rotules plastiques aux extrémités représentent la réponse post-élastique, et un segment élastique linéaire reliant ces deux rotules.

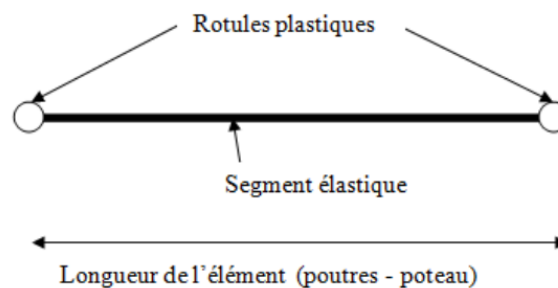


Figure I. 12 : modélisation par la plasticité concentrée [38]

Le mécanisme de ruine se fait généralement par l'apparition d'un nombre suffisant de rotules plastiques, transformant ainsi la structure en un mécanisme plastique qui peut connaître une ruine par instabilité structurelle [36].

I.13.2 Plasticité distribuée

Désigne la capacité d'une structure à subir une déformation plastique uniforme sur toute sa section transversale [45], contrairement de concentrer ces déformations dans des zones spécifiques, la réponse globale de l'élément étudié est déterminée en intégrant les réponses de toutes les sections.

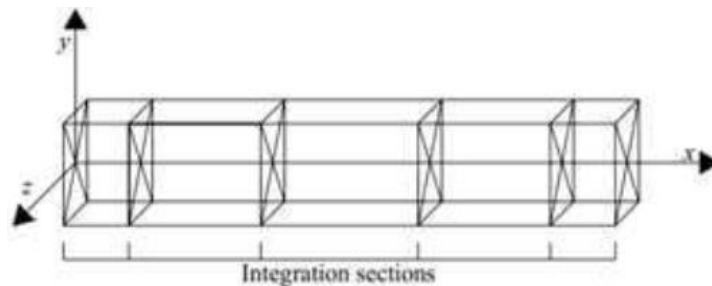


Figure I. 13 : Discretisation le long de l'élément dans le modèle de plasticité distribuée [45]

I.14 Paramètres de l'analyse Push over

I.14.1 Courbe de capacité

Un niveau de performance décrit une limite déterminée de dommages pour une structure donnée sous l'effet d'une action sismique [37], d'où la courbe de capacité illustre le comportement d'une structure soumise à des charges progressives lors d'une analyse pushover, jusqu'à ce qu'elle atteigne un point de défaillance [19]. Elle se présente sous la forme d'un graphique représentant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet. Cette courbe se divise généralement en deux phases : phase linéaire élastique et une phase non linéaire inélastique

Selon la courbe de capacité, on distingue 4 degrés de dommages cités dans le paragraphe suivant (§ I.14.2)

I.14.2 Degrés de dommages

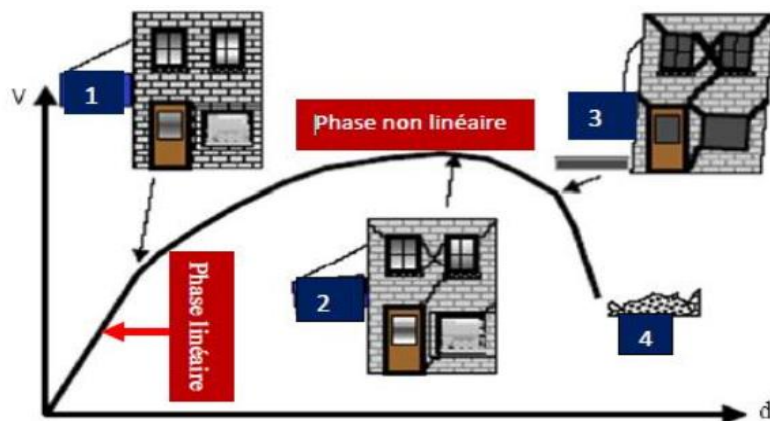


Figure I. 15 : niveau d'endommagement [19]

D'après cette courbe constituée de quatre segments, on peut classer les degrés de dommages des éléments structuraux et non structuraux en 4 parties :

Partie 1 représente le comportement élastique de la structure.

Partie 2 représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure

Partie 3 représente l'endommagement avancé de la structure.

Partie 4 représente l'effondrement de la structure.

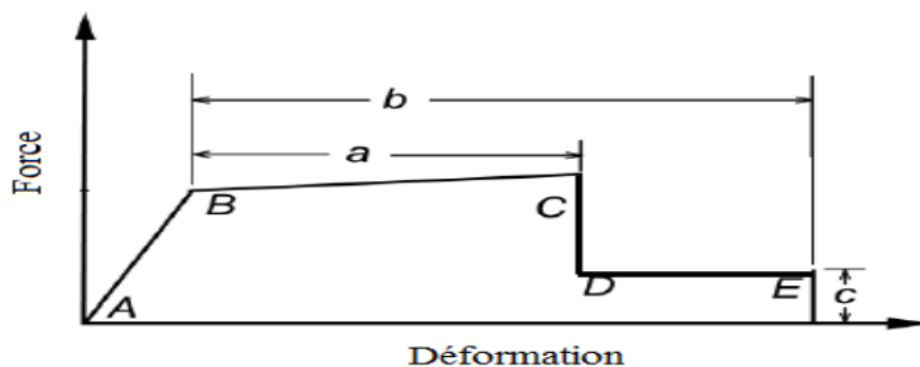


Figure I. 16 : Représentation de la rotule plastique selon l'ATC40 [7]

Le point A est le point d'origine.

Le point B correspond à la plastification.

Avec AB correspond à la réponse linéaire de la structure [30].

Le point C est la capacité ultime de l'analyse push over.

La pente BC est fixée généralement à faible pourcentage de 0 et 10%, dans notre cas on le prend égale à 5%.

Le point D représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite).

Le point E correspond à la rupture totale des éléments.

I.14.3 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique

Selon FEMA 356 [20], trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique, correspondant à différents niveaux de performance structurelle [27]. Ces niveaux de performance, qui seront étudiés, sont les suivants : l'occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO), la sécurité de la vie (Life Safety, LS) et la prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP).

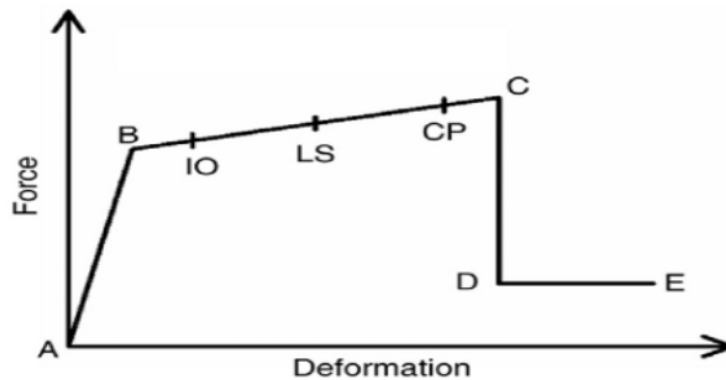


Figure I. 17 : La relation de Force-déformation d'une rotule plastique typique selon FEMA 356 [20]

À ce niveau, les dommages post-sismiques doivent être minimes, permettant à la structure de rester sûre pour les occupants sans présenter de danger. Les systèmes structuraux ne sont pas compromis.

a) Sécurité de la vie (Life Safety, LS)

À ce stade, la structure subie des dommages considérables, mais conserve une marge de sécurité suffisante pour prévenir un effondrement partiel ou total. Certains éléments et composants de la structure sont gravement endommagés, posant un risque pour la vie humaine.

b) Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP)

La structure a subi une dégradation majeure de sa résistance et de sa rigidité, compromettant son système de résistance aux charges sismiques.

c) Effondrement (Collapse, C)

À ce niveau, la structure a subi un effondrement total à la suite d'un séisme. Elle ne répond à aucun des critères de performance précédents

I.15 Méthodes d'estimations du point de performance

Pour évaluer la réaction non linéaire d'une structure face à un séisme spécifique, plusieurs autres méthodes de calcul statique non linéaire sont disponibles :

- La méthode du spectre de capacité,
- La méthode des coefficients, appliquée dans les codes parasismiques américains,
- La méthode N2, prescrite par l'Eurocode 8.

Ces différentes approches permettent de calculer le déplacement inélastique réel de la structure soumise à un séisme donné. Dans la méthode du spectre de capacité, cette évaluation se fait à travers le point de performance, tandis que dans les deux autres méthodes, elle se base sur le déplacement cible.

I.15.1 Méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method CSM)

La méthode du spectre de capacité repose sur l'approche de linéarisation équivalente, développée par Freeman et ses collaborateurs en 1975 [22], qui était considérée comme une méthode rapide lors de son introduction au début des années 1970. Cette méthode implique l'approximation du déplacement d'un système non linéaire à un seul degré de liberté (SDOF) par le déplacement maximal d'un système élastique linéaire à un seul degré de liberté [7].

La courbe de capacité obtenue précédemment à partir de la méthode Pushover, qui représente l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet, est transformée point par point en coordonnées spectrales. Cette transformation utilise les propriétés dynamiques du système. Elle est réalisée en appliquant le modèle structurel non linéaire au vecteur de charge d'inertie du premier mode.

Le spectre de réponse ainsi obtenu est considéré comme un spectre de demande sismique. Ce dernier est ensuite superposé au spectre de capacité, représentant la courbe de capacité en coordonnées spectrales. L'intersection de ces deux graphiques donne un point d'égalité entre la capacité et la demande, connu sous le nom de point de performance. Ce point indique le déplacement réel attendu de la structure.

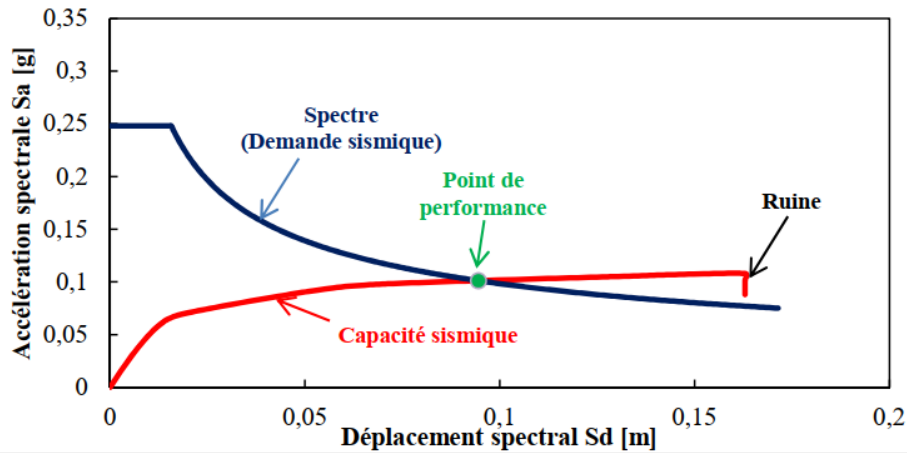


Figure I. 18 : point de performance par la méthode de spectre de capacité [7]

I.15.2 Méthode des coefficients (Coefficients method)

La méthode des coefficients est initialement présentée dans les guides américains ATC-40 [7], FEMA-273[19] et FEMA-356[17] comme une approche simplifiée pour estimer le déplacement cible des structures. Elle a ensuite été améliorée dans le guide FEMA-440 [21] et l'ASCE 41-13[6] en introduisant de nouvelles équations et propositions pour obtenir des estimations plus précises.

Le principe de cette méthode est simple : elle utilise une série de coefficients appropriés pour convertir le déplacement maximal d'un système linéaire à un seul degré de liberté en un déplacement maximal non linéaire, qui est ensuite utilisé comme déplacement cible pour l'analyse Push over afin de déterminer les demandes sismiques.

Ces coefficients dépendent des paramètres de la courbe push over non linéaire idéalisée. Cette méthode est largement acceptée et appliquée dans la pratique pour divers types de structures de bâtiments [24].

L'expression de calcul du déplacement cible donnée dans le (ASCE 41-13) est présenté dans la formule

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

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.

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

I.15.3 Méthode N2 Présentée dans l'Eurocode 8

La méthode N2, développée à l'Université de Ljubljana en Slovénie, implique l'utilisation de deux modèles mathématiques et de trois étapes principales dans le processus d'analyse [16]. Initialement proposée par Fajfar et Fischinger en 1987 [17] et 1989 [18], cette méthode est particulièrement utile pour les structures régulières [5] :

- 1- Détermination des propriétés de la structure ; consiste à évaluer la rigidité, la résistance et la ductilité de la structure grâce à une analyse statique non linéaire de type Push over à plusieurs degrés de liberté.
- 2- Simplification du système ; dans un deuxième temps, le système est simplifié à un seul degré de liberté basé sur la relation force-déplacement obtenue lors de l'analyse initiale.
- 3- Détermination du déplacement maximal ; la dernière étape consiste à déterminer le déplacement maximal en effectuant une analyse dynamique non linéaire du système avec un seul degré de liberté.

En suivant ces trois étapes, la méthode N2 permet une évaluation complète du comportement de la structure dans diverses conditions de charge, fournissant ainsi des informations précieuses pour la conception et la rénovation des bâtiments afin d'améliorer leurs performances sismiques.

I.16 Evaluation de la performance sismique

I.16.1 Le déplacement inter-étage

Le déplacement inter-étages d'un bâtiment, qui correspond à la force latérale, inclut le déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation. Cela fournit des informations cruciales sur le comportement structurel du bâtiment sous l'effet de séismes.

Les déplacements relatifs entre les étages sont causés par la flexion, le cisaillement et les déformations axiales des éléments structurels, tels que les poutres, poteaux, et voiles [46].

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas excéder 1 % de la hauteur de l'étage, conformément à l'article 5.10 RPA 99 /2003 [42].

I.16.2 Performances sismiques

Afin de saisir la réaction d'une structure face aux séismes, il est crucial d'employer des outils de simulation numérique avancés. Cependant, ces outils peuvent être complexes, et présente des difficultés, ce qui rend indispensable le développement des méthodes simplifiées pour évaluer la performance sismique inélastique. Ces méthodes doivent garantir que les critères de conception choisis assurent que la structure reste intacte ou ne subisse que des dommages acceptables face à des séismes spécifiques [43].

La déformation est considérée comme le meilleur indicateur des dommages subis par une structure. La réponse structurelle en termes de déplacement peut être associée à un état limite de déformation, lequel correspond à un certain niveau de dommage.

I.17 Conclusion

L'objet de ce chapitre est de présenter les notions fondamentales nécessaires à la compréhension et à la conception des structures en béton armé ; les types du contreventement, les différentes méthodes d'estimation du point de performance, ainsi la modélisation des matériaux.

**CHAPITRE II : MODELISATION
LINEAIRE ET CALCUL DES
STRUCTURES SELON LE RPA99/2003**

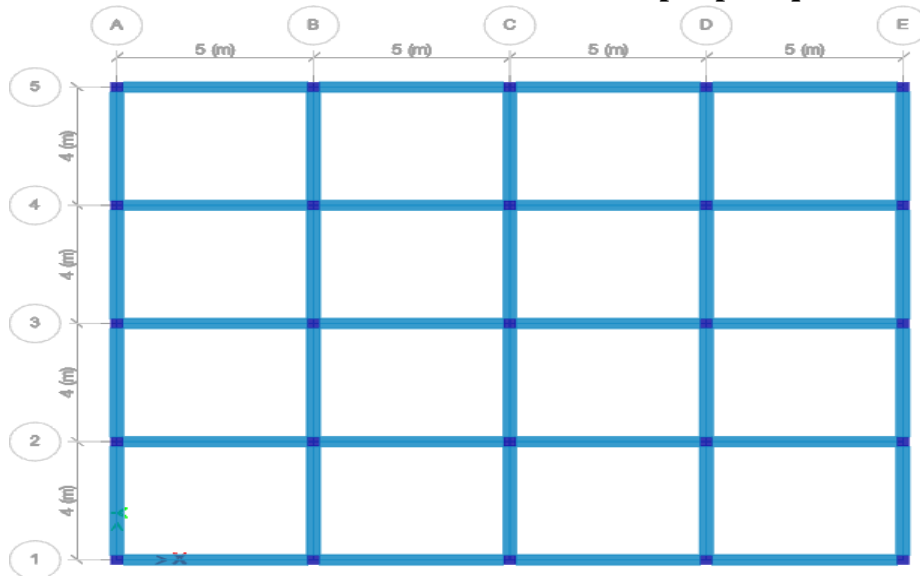
II.1 Introduction

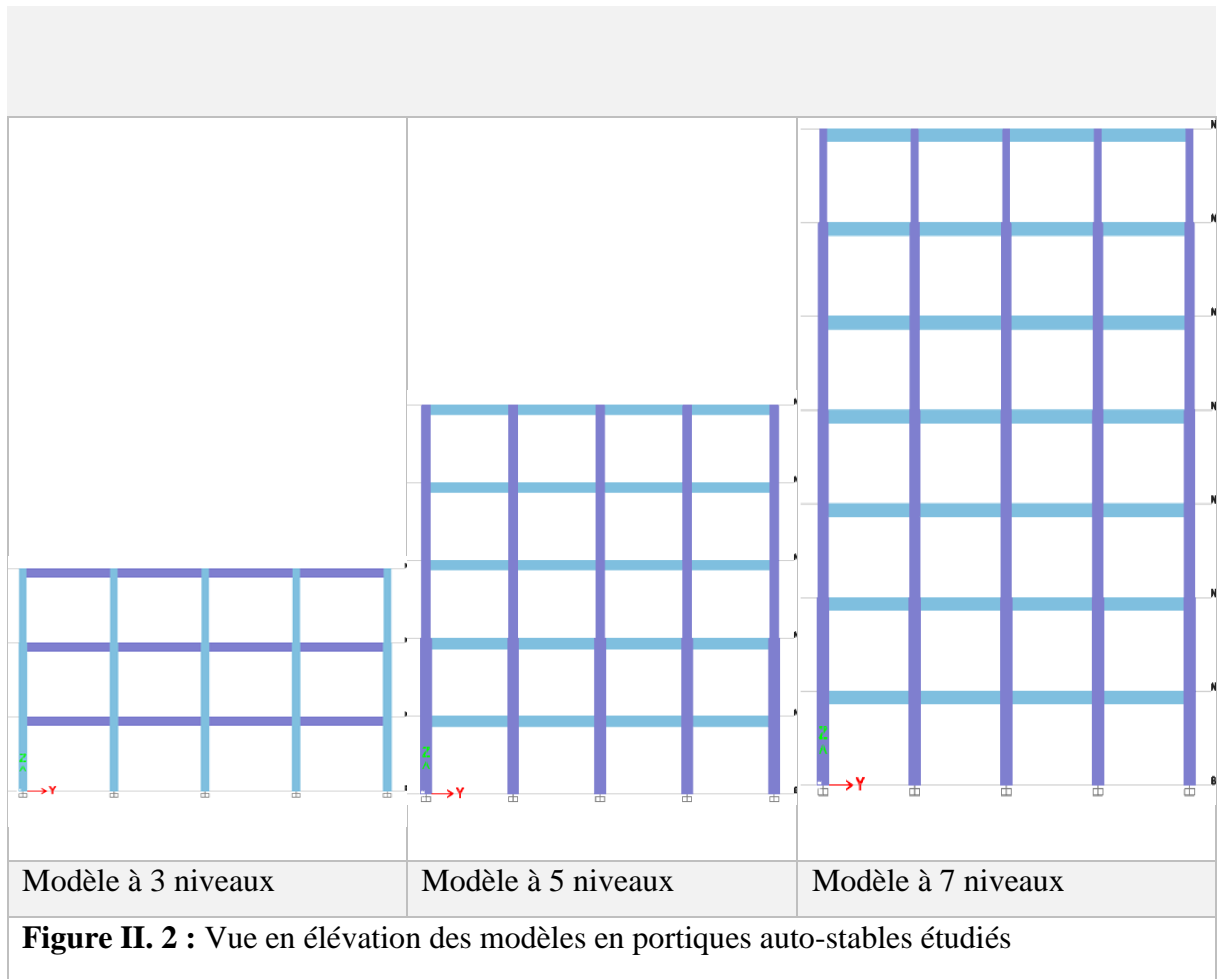
Ce chapitre présente les structures étudiées : R+2, R+4, et R+6 selon deux conceptions : Auto-stables et voiles. Aussi, le prédimensionnement des éléments (poteaux, poutres, et voiles), les propriétés mécaniques de leurs matériaux béton et acier, les charges appliquées sont présentées. Enfin, les vérifications ainsi le ferrailage selon le minimum des Règlements parasismique Algérien (RPA99/2003) et Béton Armé aux Etats Limites (BAEL99) sont effectués.

II.2 Présentation des structures étudiées

Six structures en béton armé ; trois en portiques, et trois structures considérées, de référence, en voiles sont présentées. Les structures à usages d'habitation ont une même géométrie en plan avec des hauteurs différentes (3, 5 et 7 niveaux, de 3m de hauteur chacun). Les 6 modèles sont implantés sur site meuble dans la zone III de forte sismicité. Les longueurs des travées sont de 5 m dans le sens longitudinale X-X et de 4m dans le sens transversal Y-Y.

Partie A : étude des structures contreventées par portiques





I.1 Prédimensionnement

II.1.1 prédimensionnement du plancher

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant

- Les règlements RPA99/ version2003.
- C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- a) **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- b) **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont reprises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

N.B : Les résistances caractéristiques du béton et de l'acier ont été prises respectivement : 25 MPa et 500 MPa.

Tout bâtiment possède un plancher qui sépare deux niveaux, cet élément supporte également l'excès de poids et la pression qui lui est directement appliquée sur les autres composants tout en apportant un confort acoustique, thermique. Il est constitué de corps creux (remplissage sans aucune fonction de résistance « coffrage perdu »), de poutrelles et de poutres en béton armé.

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

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

D'où $h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$

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 poteau. Elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article (A.7.4.1 du RPA 99 version 2003).

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte un plancher de (16+4).}$$

NB : on fixe ce même plancher de (16+4) pour les six structures (en portiques et en voiles).

II.1.2 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont généralement des éléments en béton coulés sur place, elles sont reliées aux poteaux, à d'autres poutres ou aux murs cisailés qui reçoivent les charges.

D'après le (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions :

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

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.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \text{RPA 99.2003 – Art 7.5.1}$$

a) Poutres principales

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

Selon le BAEL 91

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm}$$

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

$$14 \leq b \leq 24.5 \rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Selon (RPA 99 Version 2003, Art 7-5-1)

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \rightarrow PP 30 \times 40 \text{ cm}^2$$

b) Poutres secondaires

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

L_{max} : portée entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91

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

24.66 cm $\leq h_t \leq$ 37 cm \rightarrow On prend $h_t = 35$ cm

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

12cm $\leq b \leq$ 21 cm \rightarrow On prend $b = 30$ cm

Selon (RPA 99 Version2003, Art 7-5-1)

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1.166 < 4 \end{array} \right\} \rightarrow PS 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

II.1.3 Prédimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon la condition liée à B_c (section de béton). Cette valeur est déterminée comme suit :

À l'état limite ultime de résistance, le code RPA 99/version 2003 stipule que dans le but d'éviter ou de 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, ν), est limité par la condition suivante [43] :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Section de béton du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3f_{c28}}$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99 (Article : 7.4.1) [35]

- 1) On fixe $a=35$ cm ; $b=35$ cm ;

$$\left. \begin{aligned} \text{Min}(b_1, h_1) &\geq 30 \text{ cm en zone III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) &\geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} &< \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{aligned} \right\}$$

Avec (a=b1, b=h1) les dimensions de la section de poteaux et he est la hauteur d'étage.

$$\left. \begin{aligned} \text{Min}(35, 35) &\geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{Min}(35, 35) &\geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ 0.25 &< \frac{35}{35} < 4 \rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{POT } 35 \times 35 \text{ cm}^2 \text{ pour NIV 1 et 2.}$$

2) On fixe a=30cm ; b=30cm

$$\left. \begin{aligned} \text{Min}(30, 30) &\geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ \text{Min}(30, 30) &\geq 15 \text{ cm} \rightarrow \text{CV} \\ 0.25 &< \frac{30}{30} < 4 \rightarrow \text{CV} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{POT } 30 \times 30 \text{ cm}^2 \text{ pour NIV 3.}$$

NB : les structures R+4 et R+6 sont dimensionnées avec la même méthodologie, les sections adoptées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.A.1: récapitulatif des sections pour chaque structure auto stable

Modèles Auto stables	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires
R+2	35x35 NIV 1 et 2 30x30 NIV 3	30x40	30x35
R+4	50x50 NIV 1 et 2 40x40 NIV 3, 4 et 5	30x45 NIV 1 et 2 30x40 NIV 3, 4 et 5	30x40 NIV 1 et 2 30x35 NIV 3, 4 et 5
R+6	50x50 NIV 1 et 2 45x45 NIV 3 et 4 40x40 NIV 5 et 6 30x30 NIV 7	30x45	30x40

II.2 Charges appliquées

II.2.1 Charges gravitaires

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d'après le (DTR. B.C 2.2).

Tableau II.A. 2: Charges permanentes plancher terrasse

	Composition	Epaisseur [cm]	Poids volumique [KN/m³]	G [KN/m²]
1	Gravier	5	20	1
2	Etanchéité	2	/	0.12
3	Pente en béton	8	25	2
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	4	4	0.16
6	Feuille de polvane	/	/	0.01
7	Plancher en corps creux	16+4	/	2.85
8	Enduit de platre	2	1	0.2

Tableau II.A. 3: Charge permanentes planchers étages courants

	Composition	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m²)	G(KN/m²)
1	Cloison interne	10	/	1
2	Carellage	1	20	0.2
3	Mortier	3	22	0.66
5	Lit de sable	3	/	0.54
6	Plancher corps creux	16+4	/	2.85
7	Enduit platre	2	1	0.2

Tableau II.A. 4: Récapitulatif des charges permanentes et des charges d'exploitation

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Étages courants	5.45	1.5
Étage terrasse	6.35	1

II.2.2 Charges sismiques

Les différents niveaux sont soumis à différentes contraintes dues au tremblement de terre. Ces forces sismiques représentent une partie de la force totale qui agit sur le bâtiment dans son ensemble, y compris le portique. L'activité sismique est représentée par le spectre calculé à partir du RPA99/version 2003.

A : Coefficient d'accélération de zone, A=0.25 (zone III, groupe d'usage 2)

R : Coefficient de comportement de la structure, dans notre cas il est égal à 3.5 (structures autostables avec remplissage en maçonnerie).

η : Facteur de correction d'amortissement égale à 7% (remplissage dense).

Q : facteur de qualité égale à 1.

II.3 Spécification des propriétés des matériaux introduite dans la modélisation

- Masse per unit volume (masse volumique du béton) : 2,5kN/m3.
- Weight per unit volume (poids volumique du béton) : 25kN/m3.
- Modulus of Elasticity (module de Young) : 32164200 kN/m2.
- Specified concrete compstrenght (contrainte max dans le béton à la compression) : 25 MPA
- Bending Reinf, Yield Stress (contrainte max des aciers longitudinaux) : 500 MPA

$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Shear Reinf, Yield Stress (contrainte max dans les aciers transversaux) : 500 MPA
--	---

II.4 Détermination de la période de la structure pour R+2

a) La période analytique

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on obtient la période :

$T_{analytique} = 0.562 \text{ sec}$

$T_{analytique}$: période caractéristique du 1 er mode de vibration.

b) La période empirique :

$$T_{emp} = \min \left[C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_X}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_Y}} \right] \quad (\text{II.4})$$

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 en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

$$T_{emp} = \min \left[0.075 \times (9)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 * 9}{\sqrt{20}} ; \frac{0.09 * 9}{\sqrt{16}} \right]$$

$$T_{emp} = \min[0.3897 ; 0.181; 0.2025]$$

$$T_{emp} = 0.181 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{emp} = 0.235 \text{ sec} \quad T_{analytique} > 1.3 T_{emp} \Rightarrow T = 1.3 T_{emp} \Leftrightarrow T = 0.235 \text{ sec}$$

II.5 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale selon RPA

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.562	0	0.8392	0	0	0.8392
2	0.54	0.8428	0	0	0.8428	0.8392
3	0.481	0	0	0	0.8428	0.8392
4	0.189	0	0.1202	0	0.8428	0.9594
5	0.185	0.1183	0	0	0.9611	0.9594
6	0.164	0	0	0	0.9611	0.9594
7	0.102	0	0.0406	0	0.9611	1

Figure II. 3 : pourcentage de participation de la masse modale

Mode 1 : UY=83.92 % il mobilise plus de 50% de la masse ↔ translation suivant Y-Y.

Mode 2 : UX=84.28 % il mobilise plus de 50% de la masse ↔ translation suivant X-X.

Mode 3 : UX= UY=0 Torsion.

On doit retenir les 5 premiers modes que la masse éteignant les 90% de la masse totale de la structure.

II.6 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

II.6.1 L'effort tranchant à la base selon la MSE

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA99/2003 exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être

inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [35]

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1RPA99VS2003)(II.5)$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R

a) Coefficient d'accélération de zone A

Donné dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau II.A. 5: coefficient d'accélération de zone A

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Dans notre cas : Zone III, Groupe d'usage 2 ⇒ **A=0.25**

b) Facteur d'amplification dynamique moyen D

Donné par la formule (4.2) du RPA99/2003, il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (II.6)$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

On a choisi pour ce travail de recherche un site d'implantation S3, classé meuble par le RPA99/2003. Sa période est estimée à 0.5 s.

$$T1 = 0.15 \text{ sec et } T2 = 0.5 \text{ sec}$$

$$T = 0.3926 \text{ sec} \Rightarrow 0 \leq T \leq 0.5 \text{ sec}$$

D'où : $D = 2.5\eta$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0.7 \quad \text{Avec : } \zeta = 7\% ; \text{ structure autostable remplissage dense.}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.8819 \geq 0.7 \Rightarrow D = 2.5 * 0.8819 \Rightarrow D = 2.2047$$

N.B : Le site d'implantation S3 est le plus rencontré dans la région nord centre de l'Algérie, selon des études antérieures.

c) Coefficient de comportement de la structure R

Sa valeur est donnée par le tableau (RPA 99/2003, Tableau 4.3) en fonction du système de contreventement.

Dans cette première partie du travail : Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide : $R= 3.5$.

d) Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Art4.4RPA99vs2003(II.7)

Tableau II.A. 6: récapitulation des différents coefficients liés au facteur de qualité Q.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	2.2047

Facteur de qualité Q	1
Coefficient de comportement R	3.5
Groupe d'usage	Groupe 2
Le poids total de la structure W [KN]	8573.5244

$$V_{MSE} = \frac{0.25 \times 2.2047 \times 1}{3.5} \times 8573.5244 = 1350.146375 \text{ kN}$$

II.6.2 L'effort tranchant dynamique selon MSP

On doit vérifier la condition : $V_{dyn} \geq 0.8VMSE$

$$V_{x\ dyn} = 1354.3594 \text{ KN} > 1080.1171 \text{ KN} = 1080.1171 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y\ dyn} = 1315.914 \text{ KN} > 1080.1171 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. D'où, l'effort tranchant à la base est vérifié.

II.7 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux selon RPA

Afin d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/ version 2003 (Article 7.4.3.1) [35] nous exige la vérification pour chaque niveau :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \quad (\text{II. 8})$$

Tableau II.A. 7: effort normal réduit du R+2 en portiques

Poteaux	Nd [KN]	ϑ	Observations
NIV 1 POT 35x35	518.7451	0.001693862	CV
NIV 2 POT 35x35	352.859	0.001152193	CV
NIV 3 POT 30x30	235.9589	0.001048706	CV

II.8 Vérification des déplacements relatifs selon RPA

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (Formule 4 -19 de RPA)}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = |\delta_k - \delta_{k-1}| \text{ (Formule 4 -20 de RPA 99)}$$

Tableau II.A. 8 : déplacements relatifs suivant x-

Story	Ux	R	δ_{kx} [m]	ΔKx	1%He	Vérification
NIV 3	0.017	3.5	0.0595	/	0.03	CV
NIV 2	0.012	3.5	0.042	0.0175	0,03	CV
NIV 1	0.005	3.5	0.0175	0.0245	0,03	CV

Tableau II.A. 9: déplacements relatifs suivant y-y

Story	UY	R	δ_{ky} [m]	ΔKy	1%He	Verification
NIV 3	0.018	3.5	0.063	/	0.03	CV
NIV 2	0.012	3.5	0.042	0.021	0,03	CV
NIV 1	0.005	3.5	0.0175	0.0245	0,03	CV

II.9 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 ; \text{ les effets du 2}^{\text{ème}} \text{ ordre sont négligés.}$$

$0.10 < \theta < 0.20$; il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta k}$.

$\theta k > 0.20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau II.A. 10: Effet P-Δ suivant x-x

Niveaux	P _k [kN]	Δ _{kx}	V _{kx} [kN]	V _{kx} × h _k	Θ
NIV 3	3013.7695	/	766.5764	2299.7292	/
NIV 2	5793.647	0.0175	1280.3851	3841.1553	0.0263954
NIV 1	8573.5244	0.0245	1546.4386	4639.3158	0.04527636

Tableau II.A. 11: Effet P-Δ suivant y-y

Niv	P _k (kN)	Δ _{ky}	V _{ky} (kN)	V _{ky} × h _k	Θ
NIV 3	3013.7695	/	748.0365	2244.1095	/
NIV 2	5793.647	0.021	1244.648	3733.944	0.03258393
NIV 1	8573.5244	0.0245	1499.7852	4499.3556	0.04668476

$\theta < 0.10 \rightarrow$ les effets du 2ème ordre sont négligés dans chaque sens.

Remarque 1 : les vérifications du RPA99/2003 pour le R+4 et R+6 sont effectuées avec la même procédure que R+2.

Remarque 2 : lorsque l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié ; c'est-à-dire que :

$V_{dyn} \geq 0.8V_{MSE}$, comme le cas du R+6, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) suivant le sens qui n'est pas vérifié dans le rapport :

$$\frac{0.8 V_{MSE}}{V_{dyn}}$$

II.10 Ferrailage minimal pour R+2 selon RPA pour les éléments des structures autostables

II.10.1 Poutres

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section, et la section minimale exigée pour chaque nappe est de 3 cm².

$$A_{min} = 0.5\% b h \quad (\text{II. 9})$$

- Poutres 30x40 : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres 30x35 : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

D'après RPA :

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

II.10.2 Poteaux

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage minimal sera de 0.9% en zone III. (RPA99– Addenda2003- Art7.4.2.1) [35]

$$A_{min} = 0.9\% b h \quad (\text{II. 10})$$

$$\text{Poteaux } 35 \times 35 : A_{min} = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } 30 \times 30 : A_{min} = 0.009 \times 30 \times 30 = 8.1 \text{ cm}^2$$

a) Armatures transversales dans les poteaux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \cdot Vu}{h1 \cdot fe} \quad (\text{II. 11})$$

V_u : effort tranchant de calcul.

$h1$: hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris entre 2.50 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t : espacement des armatures transversales

Les armatures transversales utilisées sont des cadres en T8 avec un espacement :

- a) Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III.
- b) Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\varnothing_l \right)$ en zone III

Où \varnothing est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

N.B : le ferrailage minimal des éléments des structures auto stables est calculé suivant la même méthode, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.A. 12: ferrailage minimal des éléments des structures auto stables

Poteaux		$A_{min} = 0.9\%bh \text{ [cm}^2\text{]}$
30x30	8.1	
35x35	11.025	
40x40	14.4	
45x45	18.225	
50x50	22.5	
Poutres		$A_{min} = 0.5\%bh \text{ [cm}^2\text{]}$
30x40	6	
30x45	6.75	
30x35	5.25	

II.11 ferrailages des éléments des structures

II.11.1 calculs de ferrailage du R+2

a) Poteaux

	Sollicitation	Combinaison	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	Obs	A_{sup}	A_{inf}	Section adoptée	Barres / nappe
Pot 35x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+E X	-30.0571	48.985 3	SPC	0	2,91	9.42	3HA20

Pot 30 x 30	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+E Y	-900.2484	1.0933	SEC	0	0		
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	G+Q+1.2 EY	-279.4992	140.99 0	SPC		7,76		
	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+E X	-20.9843	42.167 1	SPC	0	3.13		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.8G+E Y	-329.5996	3.0468	SET	0	0	6.03	3HA16
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	G+Q+1.2 EX	-75.842	61.791 9	SPC	0	4.31		

Tableau II.A. 13 : ferrailages des poteaux du R+2 en portiques

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} \frac{es - 0.455 \times d}{es - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Tableau II.A 14: condition de non fragilité

	Sollicitations	M_{ser} [KN.m]	N_{ser} [kN]	A_{min} [cm²]
Pot 35x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	11.9023	- 105.8747	0
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0.7443	- 593.1735	2.695131269
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	30.1854	- 200.182	0.061305182
Pot 30x30	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	15.3347	- 48.8568	0.566329118
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	1.984	- 206.8894	2.195761791
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	26.3467	- 92.3838	0.539975927

b) Poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables et seront ensuite vérifiées à l'ELS. Les combinaisons de calcul sont :

1.35G + 1.5Q : à L'ELU.

G + Q : à L'ELS.

G + Q ± E : RPA99 révisé 2003.

0.8G ± E : RPA99 révisé 2003

Tableau II.A 15: ferrailage des poutres du R+2

		Combinaison	Moment [KN.m]	Acalculé [cm ²]	Aadopté [cm ²]	Barres/nappe
PP 30X40	Nappe supérieure	G+Q+EX	-131.1339	7.72	8.01	3HA12+3HA14
	Nappe inférieure	0.8G+EX	76.325	4.32	4.62	3HA14
PS 30X35		G+Q+EY	-89.4151	6.04	8.01	3HA12+3HA14

Condition de non fragilité

$$1) A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{500} = 0.92 \text{ cm}^2 \ll A_{st}$$

$$2) A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{500} = 1.07 \text{ cm}^2 \ll A_{st}$$

Remarque : le calcul du ferrailage des structures est effectué selon la même procédure pour les deux autres modèles (à 5 et 7 niveaux). Les résultats sont donnés sur les tableaux suivants.

Tableau II.A 16: récapitulatif des ferrailages des éléments du R+2

	AS adp /nappe [cm ²]	A_{st} total [cm ²]	A_{min} RPA [cm ²]	obs	Barres / nappe	Barres totales
R+2	POT 35x35	9.42	25.13	11.02	CV	3HA20 8HA20
	POT 30x30	6.03	16.08	8.1	CV	3HA16 8HA16
	PP 30x40	8.01 4.62	12.63	6	CV	3HA12+3HA14 3HA14 3HA12+6HA14
	PS 30x35	8.01	16.02	5.25	CV	3HA12+3HA14 6HA12+6HA14

Tableau II.A. 17 : récapitulatif des ferrailages des éléments du R+4

	AS adp /nappe [cm²]	A_{st total} [cm²]	A_{min} RPA [cm²]	obs	Barres / nappe	Barres totales	
R+4	POT 50X50	8.04	24.13	22.5	CV	4HA16	12HA16
	POT 40X40	6.16	18.47	14.4	CV	4HA14	12HA14
	PP 30X45	9.42 5.65	15.07	6.75	CV	3HA12+3HA16 5HA12	8HA12+3HA16
	PP 30X40	9.42 5.65	15.07	6	CV	3HA12+3HA16 5HA12	8HA12+3HA16
	PS 30X35	9.42	18.84	5.25		3HA12+3HA16	6HA12+6HA16
	PS 30X40	6.79	13.58	6		6HA12	12HA12

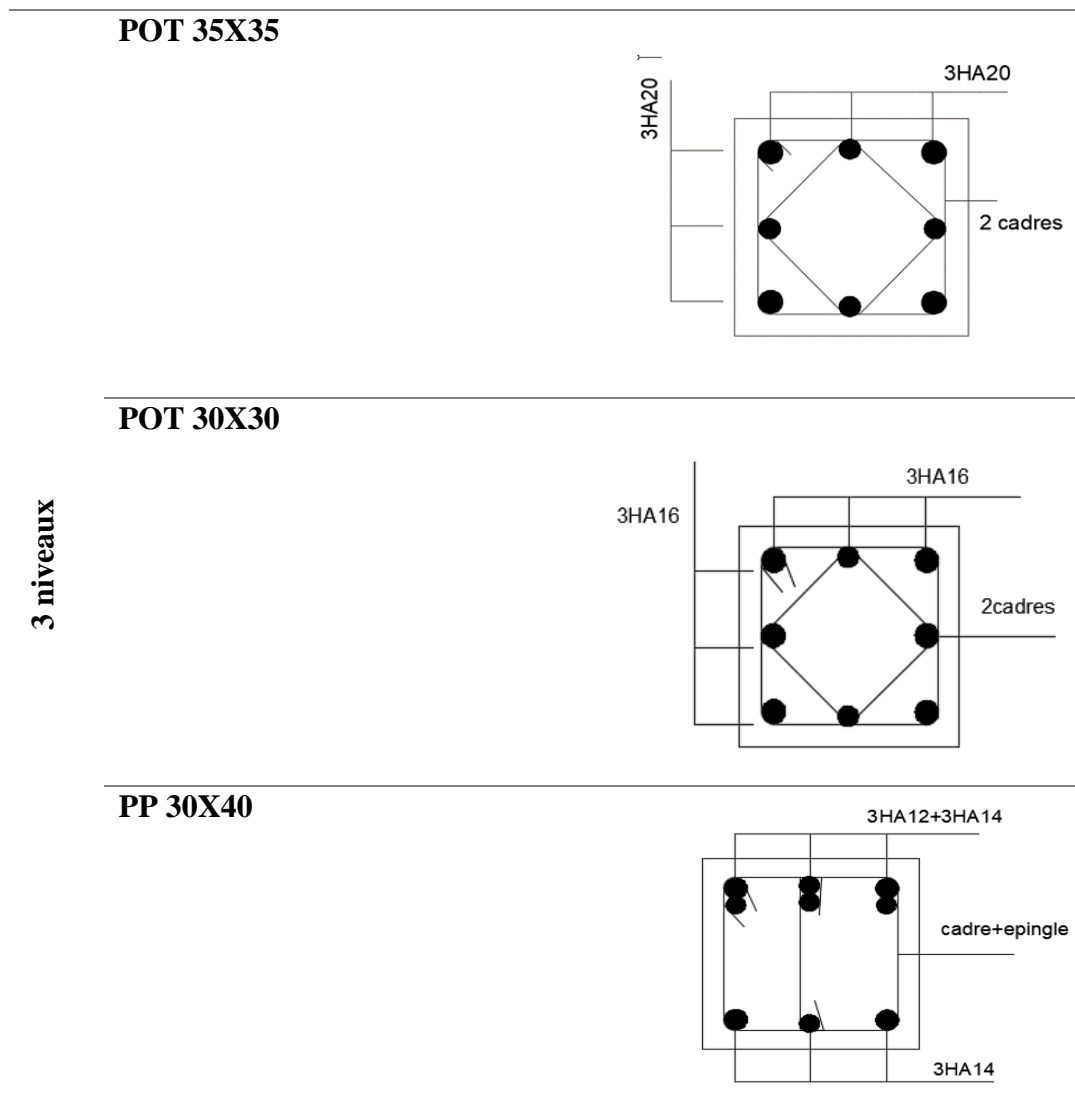
Tableau II.A. 18: récapitulatif des ferrailages des éléments du R+6

	AS adp /nappe [cm²]	A_{st total} [cm²]	A_{min} RPA [cm²]	obs	Barres / nappe	Barres totales	
R+6	POT 50X50	12.57	37.70	22.5	CV	4HA20	12HA20
	POT 45X45	8.04	24.13	18.225	CV	4HA16	12HA16
	POT 40X40	6.16	18.47	14.4	CV	4HA14	12HA14
	POT 30X30	4.62	12.32	8.1	CV	3HA14	8HA14

PP	12.56			4HA12+4HA16	
35X45	10.68	20.68	7.875	4HA12+4HA14	8HA12+8HA16
PS	12.56			4HA12+4HA16	
35X40	12.56	25.12	7	4HA12+4HA16	8HA12+8HA16

II.12 Schémas de ferrailages des modèles en portiques autostables

Tableau II.A. 19: schémas de ferrailage modèles à 3 niveaux en portiques



PS 30X35

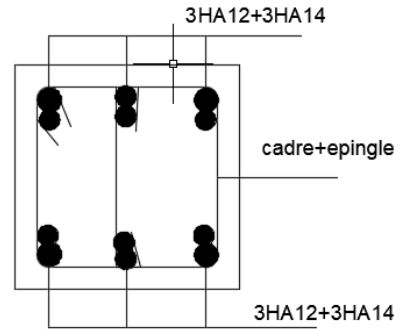
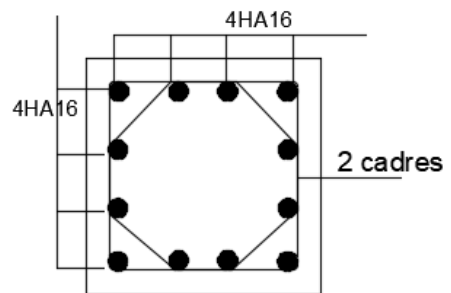
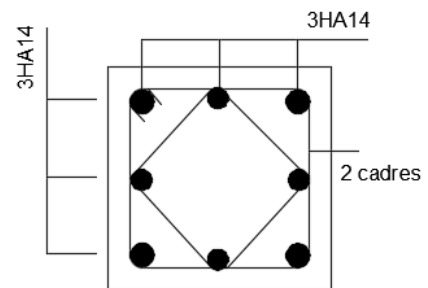


Tableau II.A. 20: schémas de ferrailage des modèles à 5 niveaux en portiques

POT 50X50

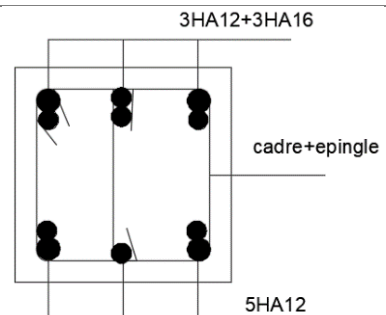


POT 40X40

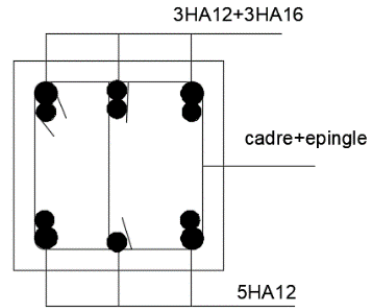


5 niveaux

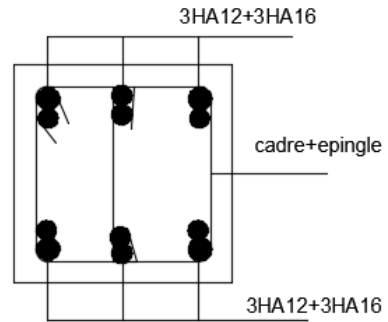
PP 30X45



PP 30X40



PS30X35



PS 30X40

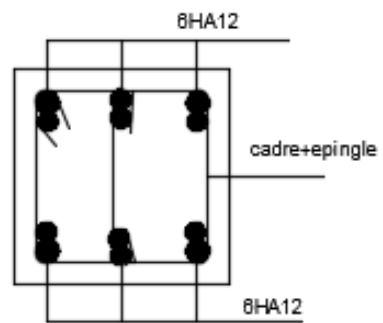
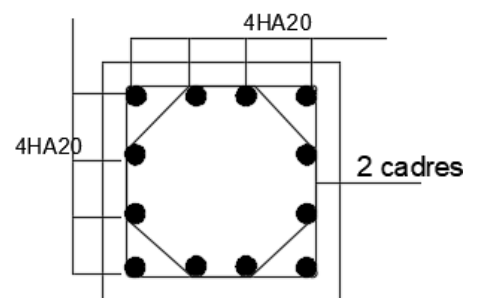


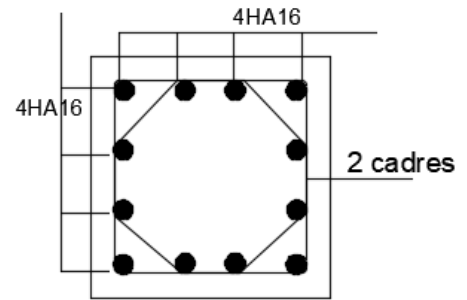
Tableau II.A. 21: schémas de ferrailage du modèle à 7 niveaux en portiques

7 niveaux

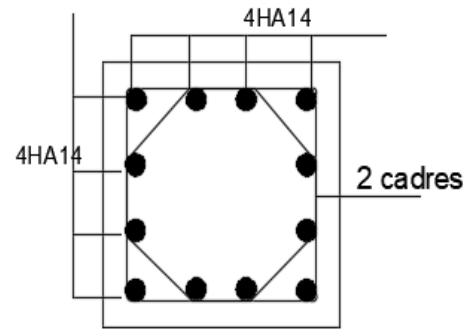
POT 50X50



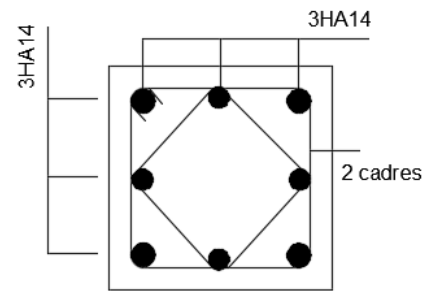
POT 45X45



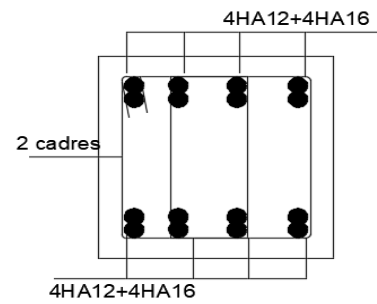
POT 40X40



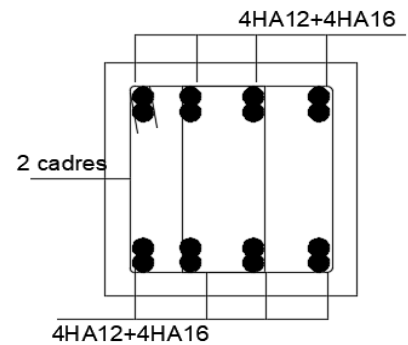
POT 30X30



PP 35X45



PS 35X40



Partie B : étude des structures contreventées par voiles

Dans cette partie, on considère trois structures en voiles (à 3, 5 et 7 niveaux) comme des structures de références, on prend les mêmes charges gravitaires et même type de plancher avec les structures en portiques.

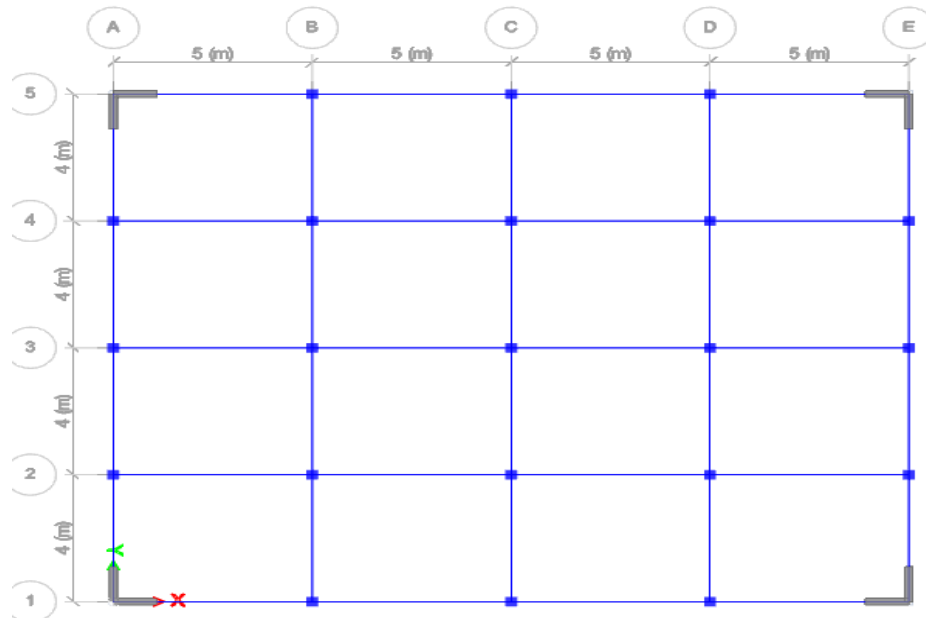


Figure II. 4 : vue en plan des modèles en voiles de référence étudiées.

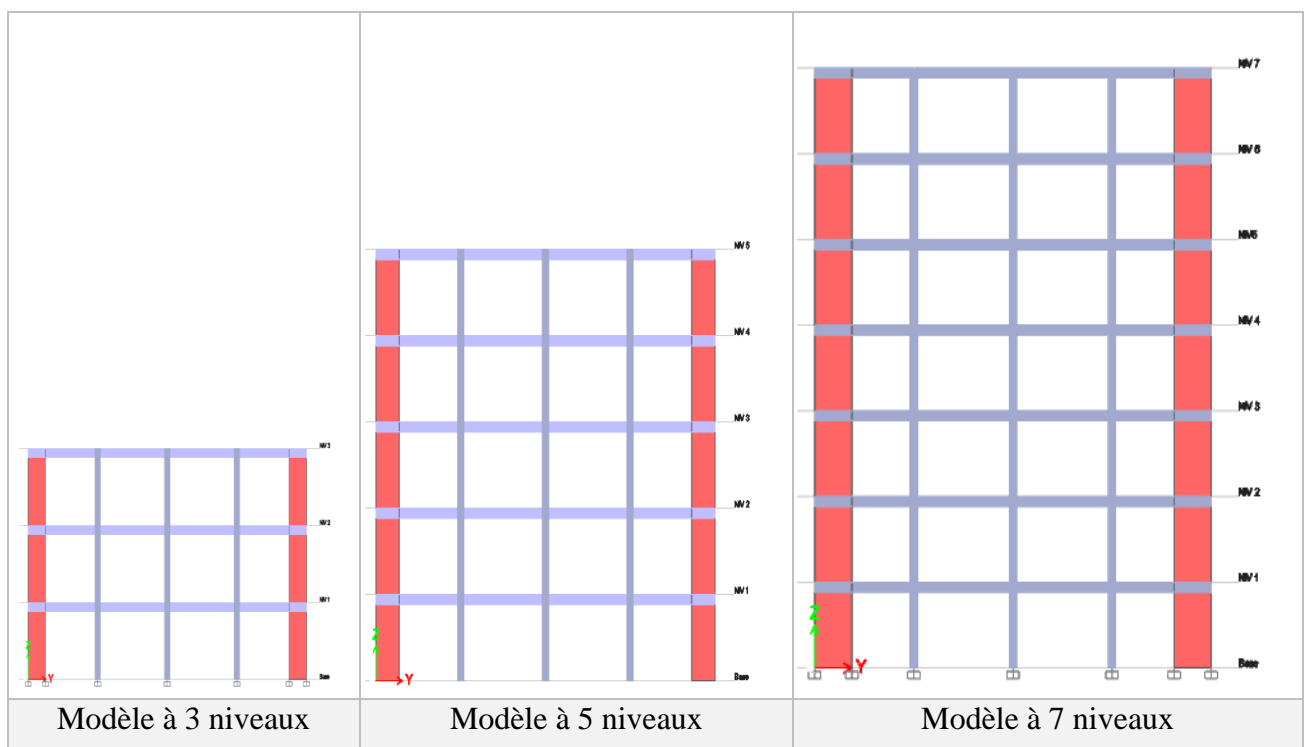


Figure II. 5 : Vue en élévation des modèles en voiles de référence étudiées

II.1 Prédimensionnement des éléments

II.1.1 Prédimensionnement des poteaux et poutres

Le prédimensionnement de ces éléments est effectué avec la même méthodologie que celle adoptée pour les structures auto stables.

II.1.2 Prédimensionnement des voiles

Dans cette étude, on a choisi des voiles composés, sous formes de L, leur prédimensionnement se fait comme suit :

$$a \geq \frac{he}{22} = \frac{300}{22} \Leftrightarrow a \geq 13.63 \text{ cm} \rightarrow a = 20 \text{ cm} \quad (\text{II. 12})$$

$$l \geq 4a \rightarrow l \geq 80 \text{ cm}$$

On adopte des voiles d'épaisseur 20 cm et 1 m de largeur.

Les sections des éléments adoptées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.B. 1: récapitulatif des sections pour chaque structure en voiles

Structure	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles
R+2	30x30	30x40	30x35	1 m
R+4	30x30	30x40	30x35	1.10 m
R+6	30x30	30x40	30x35	1.50 m

II.2 Justification de système de contreventement

On suppose que la structure est constituée de voiles porteurs R=3.5, et on vérifie avec le pourcentage de participation des voiles et des portiques

$$N_{global} = 13520.9248 \text{ KN.}$$

$$N_{Voiles} = (347.881 + 227.6256 + 124.0485) \times 4 = 2798.2204 \text{ KN}$$

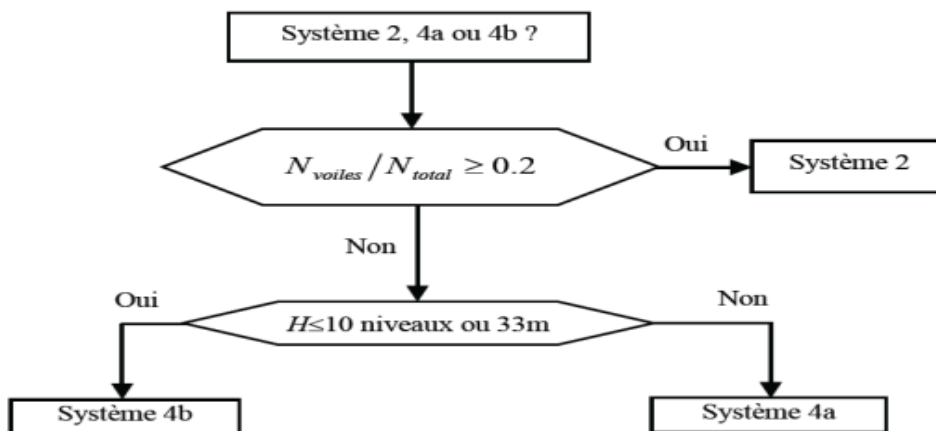
Avec :

N_{global} : l'effort normal de la structure global.

N_{voiles} : l'effort normal des voiles.

Figure II. 5 : Organigramme de classification des systèmes de contreventements [26]

Avec :



Système 2 : voiles porteurs.

Système 4a : mixte portiques/voiles avec interaction.

Système 4b : portiques contreventés par des voiles.

On a :

$$\frac{N_{Voiles}}{N_{global}} = 0.2069 > 0.2$$

D'où :

$$\%_{Voiles} = 20.69 \%$$

$$\%_{Portiques} = 79.31 \%$$

⇒ Système 2 ⇔ voiles porteurs ; R=3.5

Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles [35].

La justification du système de contreventement pour chaque structure est donnée dans le tableau suivant :

Tableau II.B. 2: justification de système de contreventement pour chaque structure

Structure	% Portiques	% Voiles	Type de contreventement
R+2	79.31 %	20.69 %	Voiles porteurs
R+4	64.33 %	35.67 %	
R+6	35.33 %	64.67 %	

II.3 Vérification des résultats selon RPA99/2003

II.3.1 Détermination de la période de la structure R+2

a) La période analytique

$$T_{analytique} = 0.423 \text{sec}$$

b) La période empirique :

$$T = \min \left[C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_X}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_Y}} \right] \quad (\text{II.13})$$

$$Temp = \min \left[0.050 \times (9)^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 * 9}{\sqrt{20}} ; \frac{0.09 * 9}{\sqrt{16}} \right] = \min[0.259 ; 0.181 ; 0.2025]$$

$$Temp = 0.181 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{emp} = 0.235 \text{ sec} \quad T_{analytique} > 1.3 Temp \rightarrow T = 1.3 Temp \Leftrightarrow T = 0.235 \text{ sec}$$

II.3.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.423	0	0.7693	0	0	0.7693
2	0.417	0.7704	0	0	0.7704	0.7693
3	0.281	0	0	0	0.7704	0.7693
4	0.095	0	0.1715	0	0.7704	0.9408
5	0.094	0.1704	0	0	0.9409	0.9408
6	0.057	0	0	0	0.9409	0.9408
7	0.035	0.0591	0	0	1	0.9408

Figure II. 7 : participation de la masse modale du R+2 en voiles

Mode 1 : UY=76.93 % il mobilise plus de 50% de la masse ↔ translation suivant Y-Y.

Mode 2 : UX=767.04 % il mobilise plus de 50% de la masse ↔ translation suivant X-X.

Mode 3 : UX= UY=0 Torsion.

On doit retenir les 5 modes pour que la masse éteigne les 90%.

II.3.3Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

$$T = 0.235 \text{ sec} \Rightarrow 0 \leq T \leq T2$$

$$D'où : D = 2.5\eta$$

$\zeta = 10 \%$; voiles en béton armé.

$$\Rightarrow D = 1.90940654.$$

Tableau II.B. 3: récapitulation des différents coefficients

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,25
Facteur d'amplification dynamique D	1.90940654
Facteur de qualité Q	1
Coefficient de comportement R	3.5
Groupe d'usage	Groupe 2
Le poids total de la structure W [kN]	8822.1569

$$V_{MSE} = \frac{0.25 \times 1.90940654 \times 1}{3.5} \times 8822.1569 = 1203.220292 \text{ kN}$$

On doit vérifier la condition : $V_{dyn} \geq 0.8V_{MSE}$

$$V_{xdyn} = 1197.6629 \text{ KN} > 962.5762332 \text{ KN} \quad CV$$

$$V_{ydyn} = 1196.5151 \text{ KN} > 962.5762332 \text{ KN} \quad CV$$

II.3.4 Vérification des déplacements relatifs

Tableau II.B. 4: déplacements relatifs suivant x-x

Story	U _x	R	δ _{kx} [m]	Δ _{Kx}	1%H _e	Vérification
NIV 3	0.009	3.5	0.0315	/	0.03	CV
NIV 2	0.006	3.5	0.021	0.0105	0,03	CV
NIV 1	0.002	3.5	0.007	0.014	0,03	CV

Tableau II.B. 5: déplacements relatifs suivant y-y

Story	U _y	R	δ _{ky} [m]	Δ _{Ky}	1%H _e	Vérification
NIV 3	0.01	3.5	0.035	/	0.03	CV
NIV 2	0.006	3.5	0.021	0.014	0,03	CV
NIV 1	0.002	3.5	0.007	0.014	0,03	CV

II.3.5 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Tableau II.B. 6: Effet P-Δ suivant x-x

Niv	P _k (kN)	Δ _{Kx}	V _{kx} (KN)	V _{kx} × h _k	Θ
NIV 3	3133.7695	/	766.5764	2299.7292	/
NIV 2	5977.9632	0.0105	1280.3851	3841.1553	0.01634108
NIV 1	8822.1569	0.014	1546.4386	4639.3158	0.0266225

Tableau II.B. 7: Effet P-Δ suivant y-y

Niv	P _k (KN)	Δ _{Ky}	V _{ky} (KN)	V _{ky} × h _k	Θ
NIV 3	3133.7695	/	748.0365	2244.1095	/
NIV 2	5977.9632	0.014	1244.648	3733.944	0.0224137
NIV 1	8822.1569	0.014	1499.7852	4499.3556	0.02745064

$\theta < 0.10 \rightarrow$ les effets du 2^{ème} ordre sont négligés dans chaque sens.

Remarque : pour ce type de contreventement, on ne calcul pas le ferrailage minimal des éléments, car ce sont les voiles qui reprennent toutes les charges. Les poteaux sont considérés comme éléments secondaires ; ne participent pas à la reprise des effets du séisme.

II.4 Calcul des ferrailages des éléments

II.4.1 calculs de ferrailage du R+2

a) Poteaux

Tableau II.B. 8: ferrailage des poteaux du R+2 avec voiles

	Sollicitation	Combinaison	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	Obs	A ^{sup}	A ^{inf}	Section adoptée/	Barres/ nappe
Pot 30x30	N _{max} →M _{corr}	0.8G+EY	-39.7651	42.9725	SPC	0	2.95		
	N _{min} →M _{corr}	0.8G+EX	-897.2746	1.3313	SEC	0	0	4.62	3HA14
	N _{corr} →M _{max}	G+Q+EX	-72.1424	53.8994	SPC		3.56		
Pot 30x30 adhéré	N _{min} →M _{corr}	G+Q+EY	209.5749	6.5369	SEC	0	0		
	N _{max} →M _{corr}	0.8G+EX	-310.8329	-11.6532	SPC	1.55	2.64	3.39	3HA12
	N _{corr} →M _{max}	G+Q+EX	200.9606	11.6532	SDA	1.04	2.98		

Condition de non fragilité

On doit vérifier que la section d'armatures adoptée dépasse la section d'armatures minimale A_{min} de BAEL99.

Tableau II.B. 9: condition de non fragilité

	Sollicitations	Moment [kN.m]	Effort normal [kN]	A _{min} [cm ²]
Pot 30 x 30	N _{max} →M _{corr}	0.4261	-7.0277	1.29
	N _{min} →M _{corr}	0.9144	-582.6939	1.96
	N _{corr} →M _{max}	27.3387	-96.8455	1.99

b) Poutres

Tableau II.B. 10: ferrailage des poutres du R+2 en voiles

		Moment [kN.m]	Section trouvée [cm ²]	Section adoptée [cm ²]	Barres/ nappe
PP 30x40	Nappe _{sup}	-99.0202	5.7	6.03	3HA16
	Nappe _{inf}	71.9912	4.07	4.62	3HA14
PP 30x40 adhéré aux voiles	Nappe _{sup}	-121.4687	7.1	9.42	3HA16+3HA12
	Nappe _{inf}	76.0388	4.31	4.62	3HA14
PS 30x35		-48.1704	3.13	3.39	3HA12
PS 30x35 Adhéré		-103.7988	7.11	8.01	3HA12+3HA14

Condition de non fragilité

$$1) A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{500} = 1.07 \text{ cm}^2 < A_{st}$$

$$2) A_{min} = 0.23bd \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{500} = 0.92 \text{ cm}^2 < Ast$$

c) Voiles

Pour les voiles, on a choisi d'adopter un ferrailage pour la zone tendue, et ferrailer la zone comprimée par symétrie.

$$\sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{128.5897 (10)^3}{1000 \times 200} + \frac{937.031 (10^6)}{\frac{200 \times 1000^3}{12}} \times 500 = 27.4680 \text{ MPA}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot y = \frac{128.5897(10)^3}{1000*200} - \frac{937.031(10^6)}{\frac{200 \times 1000^3}{12}} \times 500 = -28.7539 \text{ MPA}$$

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} L = \frac{27.4680}{27.4680 + 28.7539} \times 1000 = 0.51 \text{ m}$$

D'où : $L_t = 1 - 0.51 = 0.49 \text{ m}$ et $F = 1470.06 \text{ KN}$

$$A_s = \frac{F}{f_e/\gamma_s} = \frac{1470.06 \times 10^3}{500} = 2940.12 \text{ mm}^2 = 29.41 \text{ cm}^2$$

Tableau II.B. 11 : ferrailage des voiles du R+2

	sollicitations	comb	N [kN]	M [kN.m]	L _t	A _s	A _{s adp}	A _{min}	Nbr de barres L _t
NIV 1.2.3	N _{max} →M _{cor}	0.8G+EX	0.2332	149.1172	0.49	4.24		1.99	
	XX N _{min} →M _{cor}	0.8G+EY	- 419.230	-34.4496	/	/			10HA20
	N _{cor} →M _{max}	G+Q+EY	- 128.589	937.031	0.51	29.41	31.42	2.05	
	N _{max} →M _{cor}	G+Q+EY	0.2332	149.1172	0.49	4.24		1.99	
	YY N _{min} →M _{cor}	G+Q+EY	- 419.230	-34.4496	/	/			10HA20
	N _{cor} →M _{max}	G+Q+EY	- 128.589	937.031	0.51	29.41	31.42	2.05	

Remarque : les voiles de chaque structure sont calculés suivant la même méthode suivant les deux sens xx et y-y. Les sections de ferrillages adoptées sont données dans les tableaux suivants.

Tableau II.B. 11: Récapitulatif du ferrailage des éléments structuraux de la structure à 3 niveaux (R+2)

		A _{s adp} /napp e [cm ²]	A _{st total} [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	Obs	Barres/ nappe	Barres totales
3 Niveaux	POT 30x30	4.62	12.32	8.1	CV	3HA14	8HA14
	POT 30x30 adhérent	3.39	9.05	8.1	CV	3HA12	8HA12
	PP 30x40	6.03 4.62	10.65	6	CV	3HA16 3HA14	3HA14+3HA16
	PP 30x40 adhérent	9.42 4.62	14.04	6	CV	3HA12+3HA16 3HA14	6HA12+6HA16+3HA14
	PS 30x35	3.39	6.79	5.25	CV	3HA12	6HA12
	PS 30x35 adhérent	8.01	16.02	5.25	CV	3HA12+3HA14	6HA12+6HA14

Chapitre II - Modélisation linéaire et calcul des structures selon le RPA99/2003

Voiles de 1m		A_s Lt	A_s adp Lt	A_s total	Espacement	Barres Lt	Total des barres
NIV 1.2.3	X-X	28.24	31.42	62.83	10 cm	10HA20	20HA20
	Y-Y	28.24	31.42	62.83	10 cm	10HA20	20HA20

Tableau II.B. 12: récapitulation du ferrailage des éléments du R+4

		A_s adp /nappe [cm ²]	A_{st} total [cm ²]	A_{min} RPA [cm ²]	obs	Barre/ nappe	Barres totales
		5 Niveaux	POT 30x30	6.03	16.08	8.1	CV
POT 30x30 adhésés	4.62		12.32	8.1	CV	3HA14	8HA14
PP 30x40	8.01		13.66	6	CV	3HA12+3HA14	8HA12+3HA14
	5.65					5HA12	
PP 30x40 adhésées	10.8		18.81	6	CV	2HA20+4HA12	7HA12+3HA14
	8.01					3HA12+3HA14	
PS 30X35	5.65		11.3	5.25	CV	3HA14	6HA14
PS 30X35 adhésées	12.44	21.62	5.25	CV	4HA14+2HA20	8HA12+4HA20	

Voiles de 1.10 m		A_s Lt	A_s adp Lt	A_s TOT	Espacement	Barres Lt	Barres TOT
NIV 1.2	X-X	16.12	20.11	40.21	15 cm	10HA16	20HA16
	Y-Y	16.38	20.11	40.21	15 cm	10HA16	20HA16
NIV 3.4.5	X-X	7.33	9.24	18.47	20cm	6HA14	12HA14
	Y-Y	7.4	9.24	18.47	20cm	6HA14	12HA14

Tableau II.B. 13: récapitulation du ferrailage des éléments du R+6

	$A_{s\ adp}$	$A_{st\ total}$	A_{min}	obs	Barre/ nappe	Barres totales
	/nappe [cm ²]	[cm ²]	RPA [cm ²]			
POT 30x30	8.29	20.61	8.1	CV	2HA20+1HA16	4HA20+4HA16
POT 30x30 adhérés	6.03	16.08	8.1	CV	3HA16	8HA16
PP 30x40	7.7	13.73	6	CV	5HA14	5HA14+3HA16
	6.03				3HA16	
PP 30x40 adhérées	15.65	23.35	6	CV	2HA14+4HA20	2HA14+4HA20+
	10.05				5HA16	5HA16
PS 30X35	9.42	18.84	5.25	CV	3HA20	6HA20
PS 30X35 adhérées	18.85	34.92	5.25	CV	6HA20	12HA20

7 Niveaux

	Voiles de 1.50 m	$A_{s\ Lt}$	$A_{s\ adp}$ Lt	$A_{s\ TOT}$	Espacement	Barres Lt	Barres TOT
NIV	X-X	19.74	20.11	40.21	15	10HA16	20HA16
1.2	Y-Y	19.74	20.11	40.21	15	10HA16	20HA16
NIV	X-X	12.87	15.39	30.79	15	10HA14	20HA14
3.4	Y-Y	12.01	15.39	30.79	15	10HA14	20HA14
NIV	X-X	6.49	7.85	15.71	15	10HA10	20HA10
5.6.7	Y-Y	6.20	7.85	15.71	15	10HA10	20HA10

II.5 Schémas de ferrailages

Tableau II.B. 14: schémas du ferrailage des éléments du R+2

3 Niveaux	POT 30x30	
	POT 30x30 adhérés	
	PP 30x40	
	PP 30x40 adhérées	

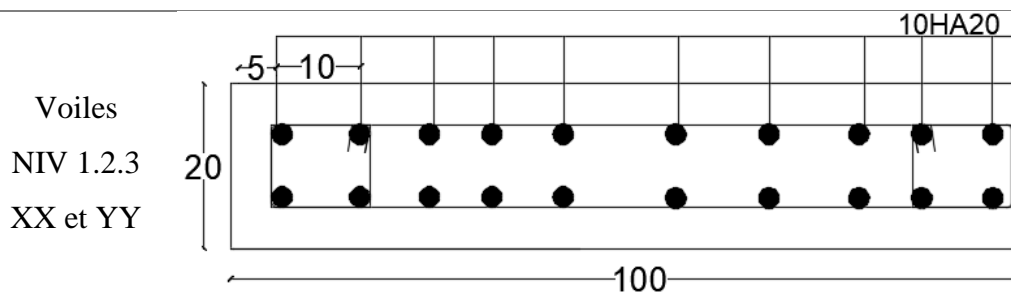
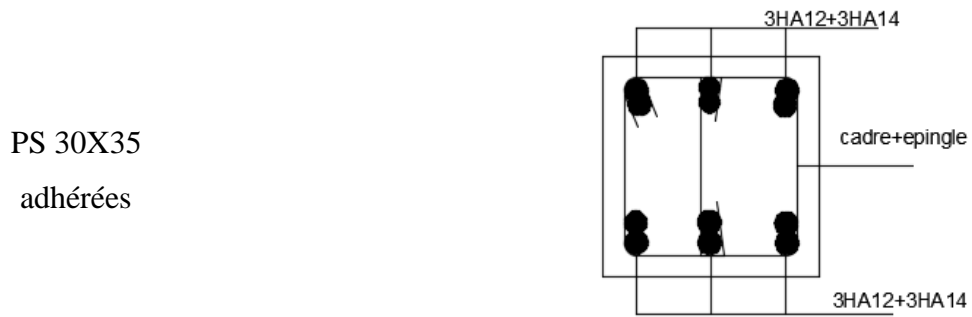
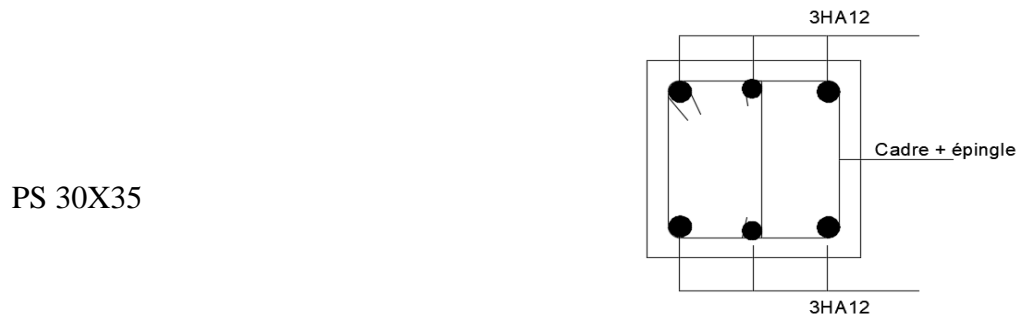
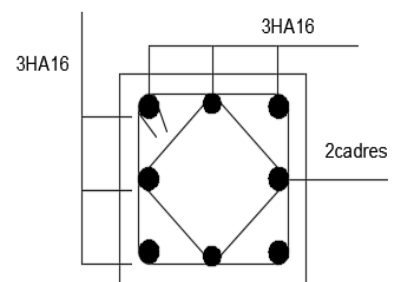


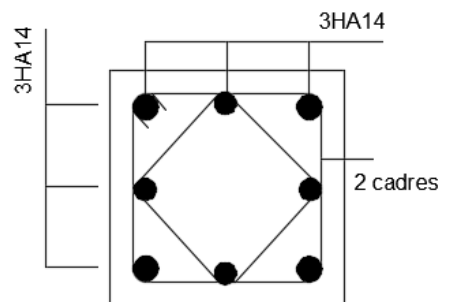
Tableau II.B. 15: schémas du ferrailage des éléments du R+4

5 Niveaux

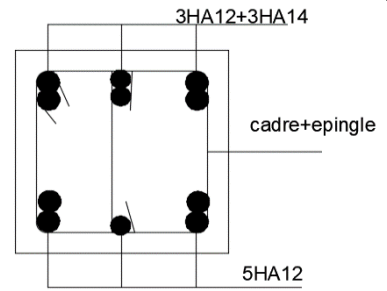
POT 30x30



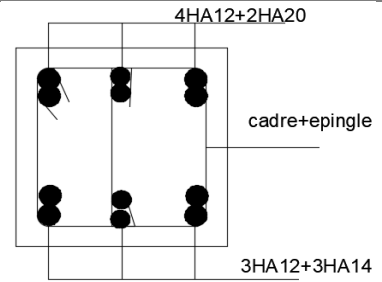
POT 30x30
adhérés



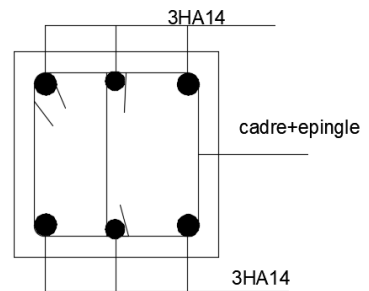
PP 30x40



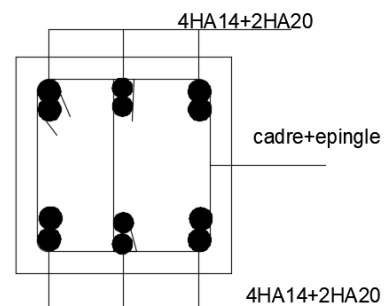
PP 30x40
adhérées



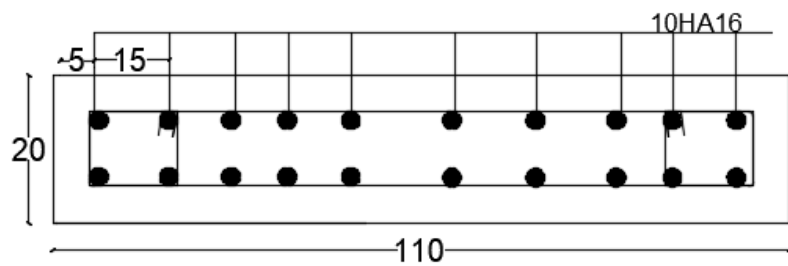
PS 30X35



PS 30X35
adhérées



Voiles NIV 1.2
XX et YY



Voiles 3.4.5
XX et YY

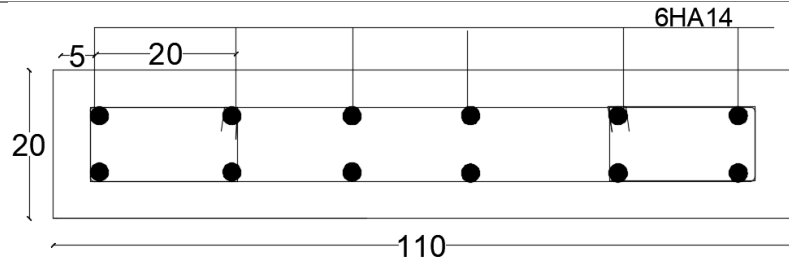
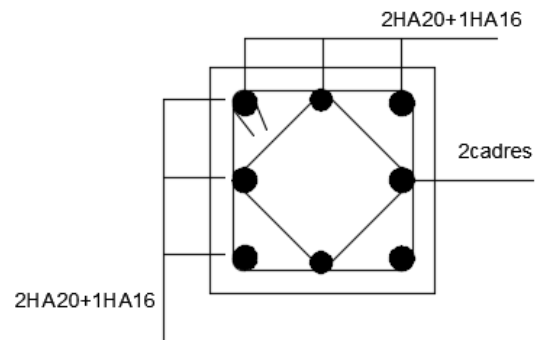
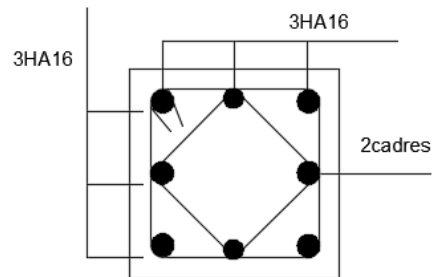


Tableau II.B. 16: schémas du ferrailage des éléments du R+6

POT 30x30

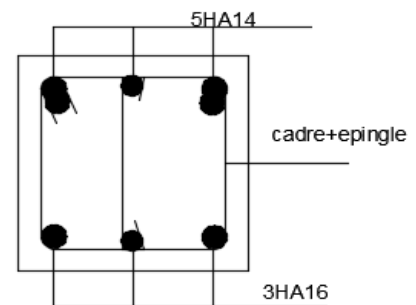


POT 30x30
adhérés

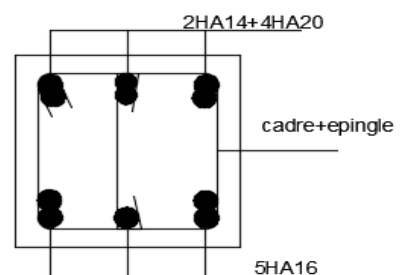


7 Niveaux

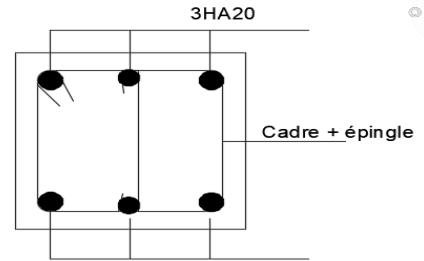
PP 30x40



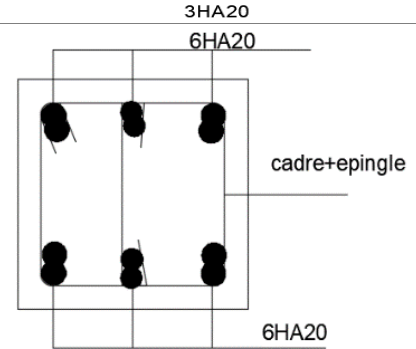
PP 30x40
adhérées



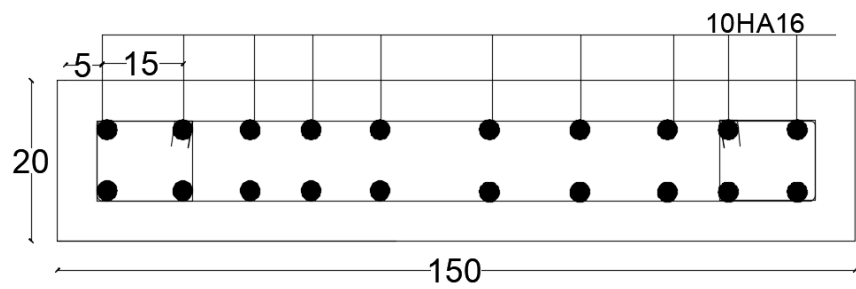
PS 30X35



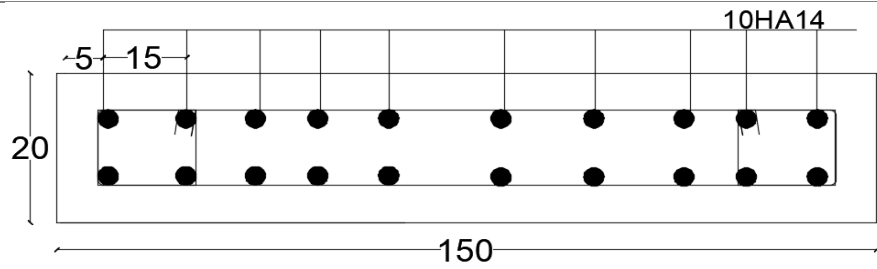
PS 30X35
adhérées



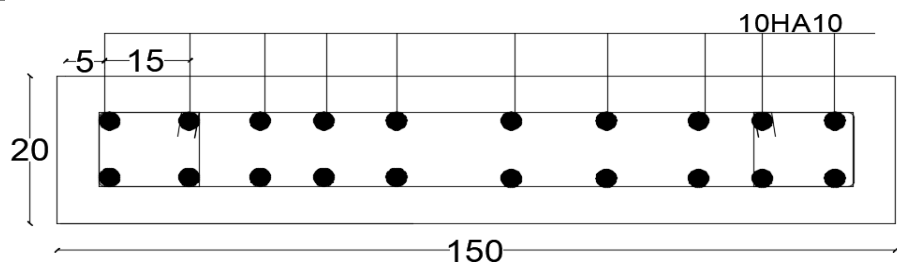
Voiles NIV 1.2
XX et YY



Voiles 3.4
XX et YY



Voiles 5.6.7
XX et YY



II.6 Conclusion

Dans cette analyse statique linéaire, nous avons présenté les six structures en portiques et les six structures avec voiles porteur, leur dimensionnement ainsi que leurs ferrailages. Dans ce qui suit, nous allons traiter le comportement non linéaire de ces 12 modèles, selon la méthode statique non linéaire.

CHAPITRE III

**MODELISATION NON-
LINEAIRE ET EVALUATION DE
LA PERFORMANCE DES
STRUCTURES**

III.1 Introduction

Dans ce chapitre une comparaison entre le comportement non linéaire des structures en portiques auto-stables et les contreventées par voiles, est entreprise. Le travail est mené par la méthode statique non linéaire « Push Over », est une approche qui permet de modéliser la déformée d'une structure par poussée progressive jusqu'à rupture. Cette rupture est une plastification d'un ou plusieurs éléments structuraux entraînant une rupture globale de la structure modélisée. Les résultats de la méthode d'analyse sont présentés selon trois aspects en premier; courbes de capacités en format accélérations/déplacements, performance sismique calculé selon la méthode du déplacement cible (ASCE 41-13 NSP) et classifications des structures selon les critères d'acceptation et niveau de performance des guides Américains (FEMA273 et ATC40), puis, une évaluation de performance sismique au point de performance en termes de capacité, de déplacements cibles, et de déplacements inter étage est effectuée.

III.2 Modélisation statique non linéaire

III.2.1 Types de rotules plastiques

- Pour les poutres, le modèle global de plasticité concentrée (voir § I.16.3, chapitre I), sous sollicitations de flexion est modélisé.
- Les poteaux et les voiles sont modélisés selon le modèle de plasticité distribué (multifibre), sous sollicitation composés (Effort normal- moment fléchissant).

III.2.2 Spectre élastique

Afin de connaître le comportement des six (6) modèles étudiés face à une sollicitation sismique (séisme), le spectre de réponse élastique du Règlement Parasismique Algérien est utilisé, en tenant compte des caractéristiques suivantes :

Coefficient de comportement $R=1$, $A=0.25$, coefficient d'amortissement $\xi=5$, et facteur de qualité $Q=1$, et une période caractéristique pour un site meuble $T_2=0.5s$

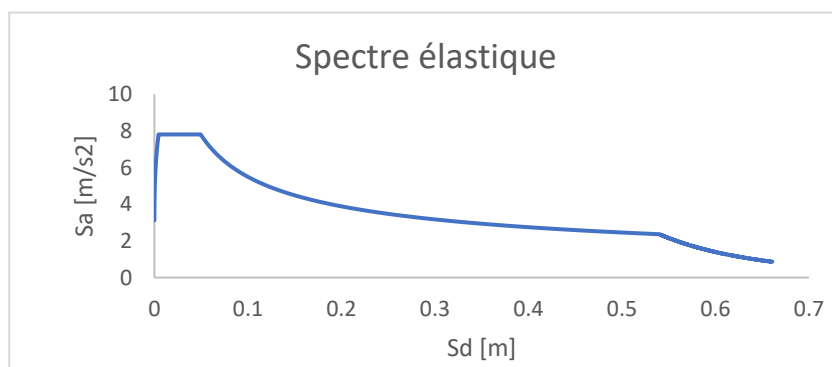


Figure III. 1 : Spectre de réponse élastique

III.3 Courbes de capacité spectrales Sa-Sd selon FEMA 440 EL

Tableau III. 1: Courbes de capacité spectrales S_a - S_d selon FEMA 440 EL

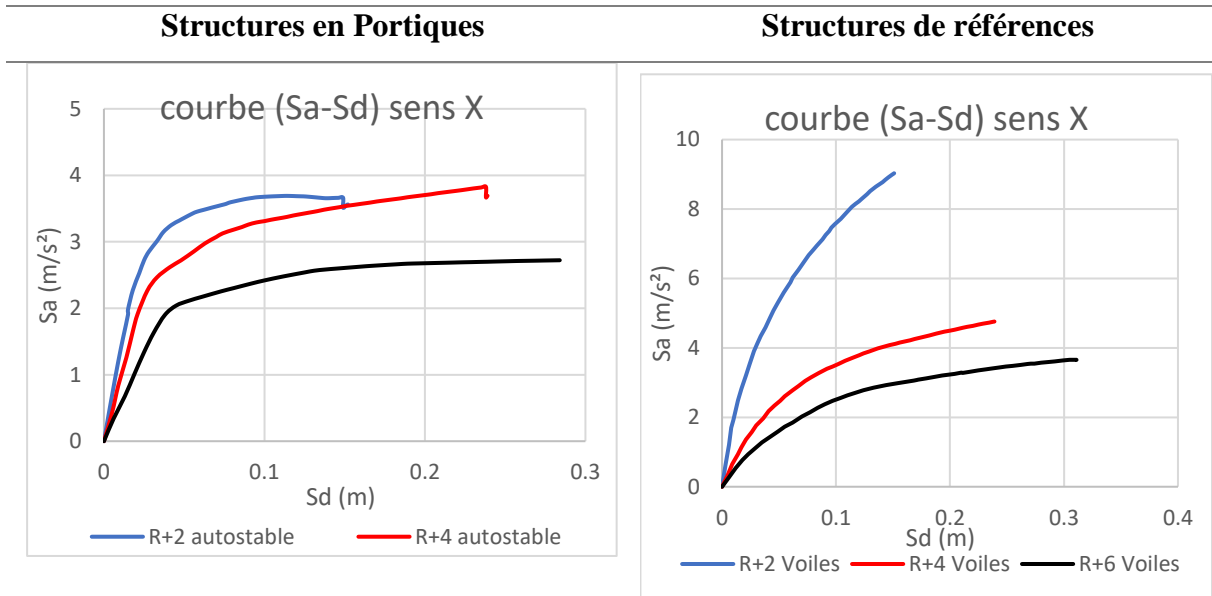


Figure III. 2 : Courbe de capacité spectrale des structures auto stables sens xx

Figure III. 3 : Courbe de capacité spectrale des structures en voiles sens xx

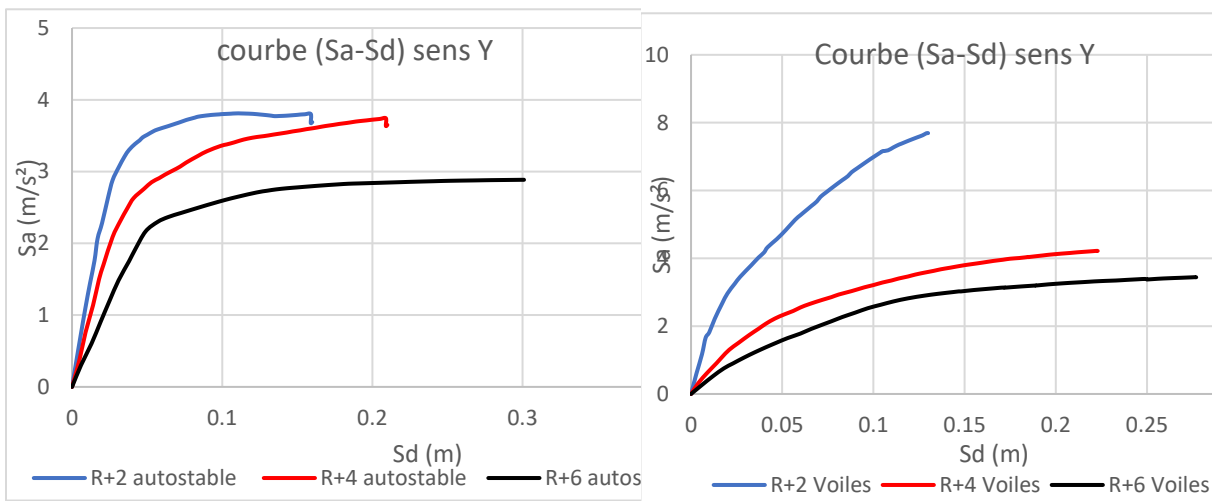


Figure III. 4 : courbe de capacité spectrale des structures auto stables sens yy

Figure III. 5 : courbes de capacité spectrale des structures en voiles sens yy

Observations et interprétations

a) Pour les structures auto-stables

- D'après la courbe de capacité des structures auto stables, on voit bien que le nombre d'étage influence sur la rigidité, et la plage de plasticité au même temps ; la rigidité diminue en fonction du nombre d'étage, de ce fait, la structure devient plus flexible, ce qui augmente la plage de plasticité.
- On constate que la rigidité des structures pour le sens y-y est plus importante que celle du sens x-x, et la plage de plasticité est moins importantes que celle de sens x-x, cette différence est par rapport à la différence de longueurs des travées.

b) Pour les structures en voiles

- On observe d'après la courbe de capacité des structures de référence contreventées par voiles qu'il y a une relation inverse entre la rigidité et le nombre d'étage, on voit une différence remarquable entre la rigidité du modèle à 3 niveaux par rapport à celle de modèle à 7 niveaux, d'où les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité (la plage de plasticité).
- En comparant les deux sens, on remarque que la rigidité est importante dans le sens y-y de 4m de travées, et la ductilité est importante dans le sens x-x qui a des travées de 5m.

c) Comparaison des courbes de capacité des structures auto stables avec les structures de références

- En faisant la comparaison, il apparait que pour les deux types de contreventements, il existe une relation opposée entre le nombre d'étage et la rigidité de la structure. La longueur de la plage de plasticité des structures contreventées par portiques est très proche de celle des structures de références contreventées par voiles.
- Dans les deux sens, la rigidité des structures contreventées par portiques suivant le sens y-y de travées de 4m est importante et très proche avec les contreventées par voiles porteurs.
- Il est à noter que le domaine élastique est manifestant apparent dans la courbe de capacité des structures auto stables que celle des structures contreventées par voiles.

III.4 Premières plastifications

Un niveau de performance, décrit une condition limite d'endommagement d'une structure sous une action sismique donnée [33], trois critères d'acceptation (cités §I.16, chapitre I) sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique, correspondant à

différents niveaux de performance structurelle [27], les tableaux III.2 et III.3 présente la première plastification des modèles en portiques et des modèles de références.

Tableau III. 2: Début d'endommagement des structures

Modèles en Portiques

Sens x-x

Sens y-y

R+2

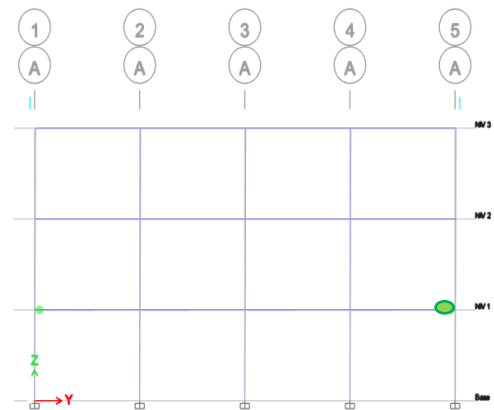
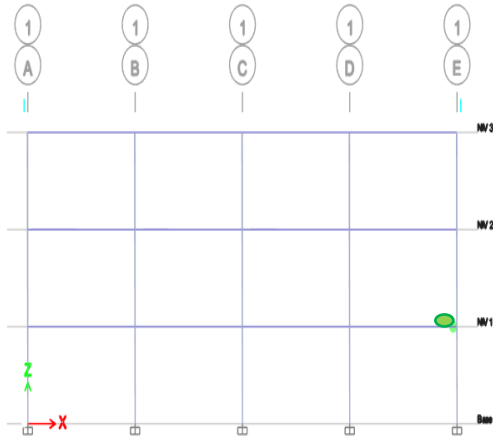


Figure III. 6 : début de plastification du R+2 sens xx step 7

Figure III. 7 : début de plastification R+2 sens yy step 8

R+4

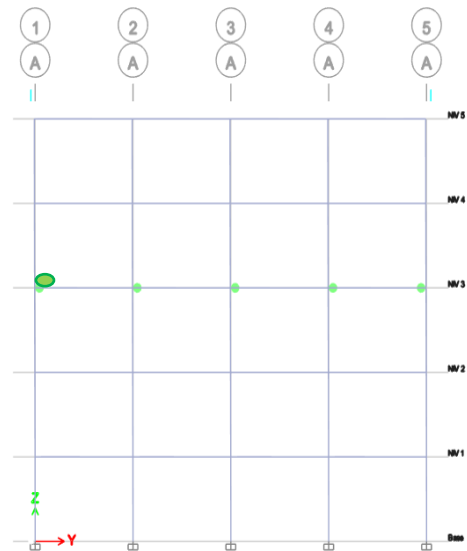
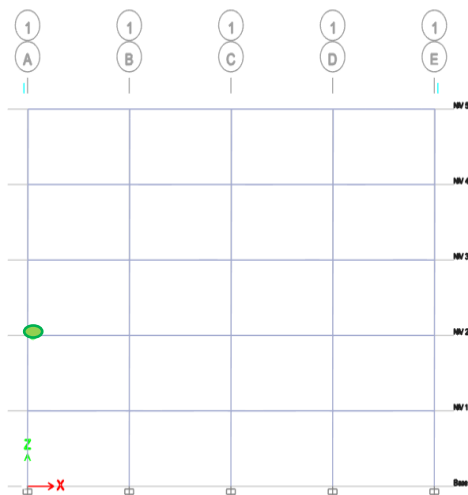


Figure III. 8 : début de plastification du R+4 sens xx step 5

Figure III. 9 : début de plastification R+4 sens yy step 6

R+6

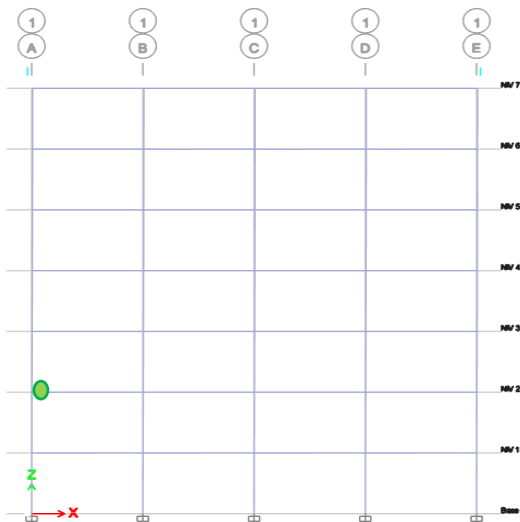


Figure III. 10 : début de plastification du R+4 sens xx step

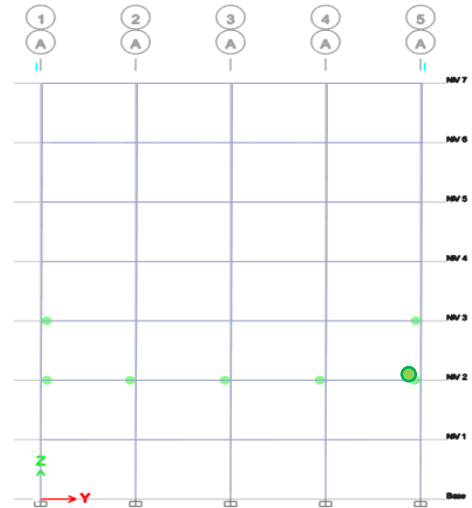


Figure III. 11 : début de plastification du R+6 sens yy step 8

N.B : Cette schématisation ● représente la première rotule plastique apparue dans les modèles étudiés (Premiers endommagement des structures face à l'excitation sismique imposée).

Observations et interprétations

- La première plastification des 3 modèles auto-stables est localisée au niveau des poutres, dans les travées de rives. Le critère poteaux fort poutres faibles du RPA99/2003 est respecté.
- Les endommagements (rotules plastiques) se propagent u fur et à mesure sur l'ensemble des poutres avant de se créer dans les poteaux.
- Les rotules plastiques se créent en premiers lieu dans les niveaux intermédiaires puis se propagent vers les étages inférieurs et supérieurs jusqu'à atteindre en dernier lui les derniers niveaux qui sont par conséquent les moins endommagés.
- Pas de différence notable entre les deux sens xx et yy. Les plastifications apparaissent pratiquement aux mêmes niveaux.

Tableau III. 3: Premières plastifications des structures en voiles

Structures de référence

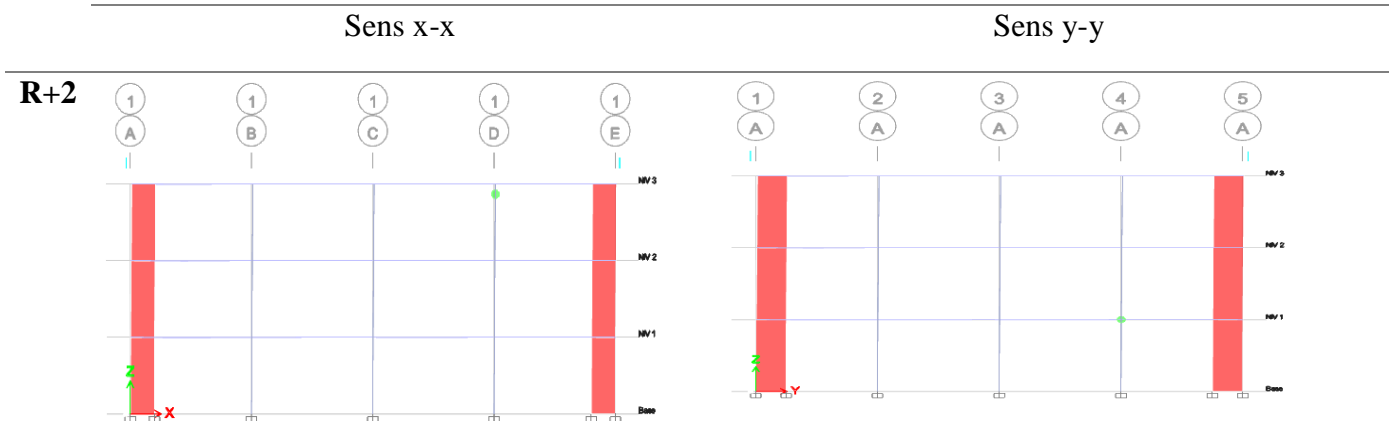


Figure III. 12: premières plastifications du R+2 voiles sens xx step 13

Figure III. 13: premières plastifications du R+2 sens yy step 11

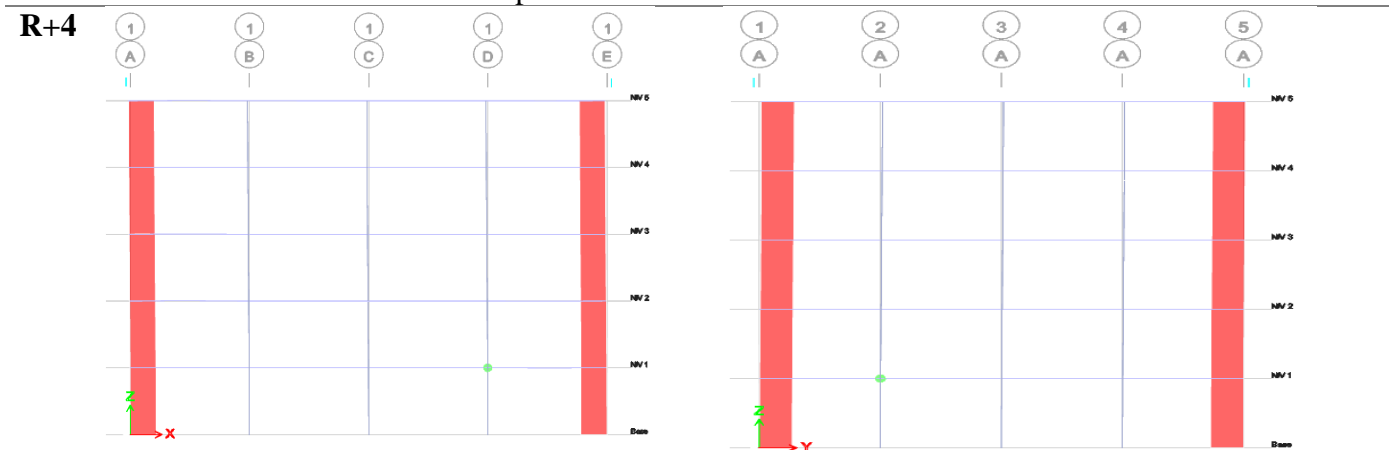


Figure III. 14: premières plastifications du R+4 sens xx step 13

Figure III. 15 : premières plastifications du R+4 sens yy step 12

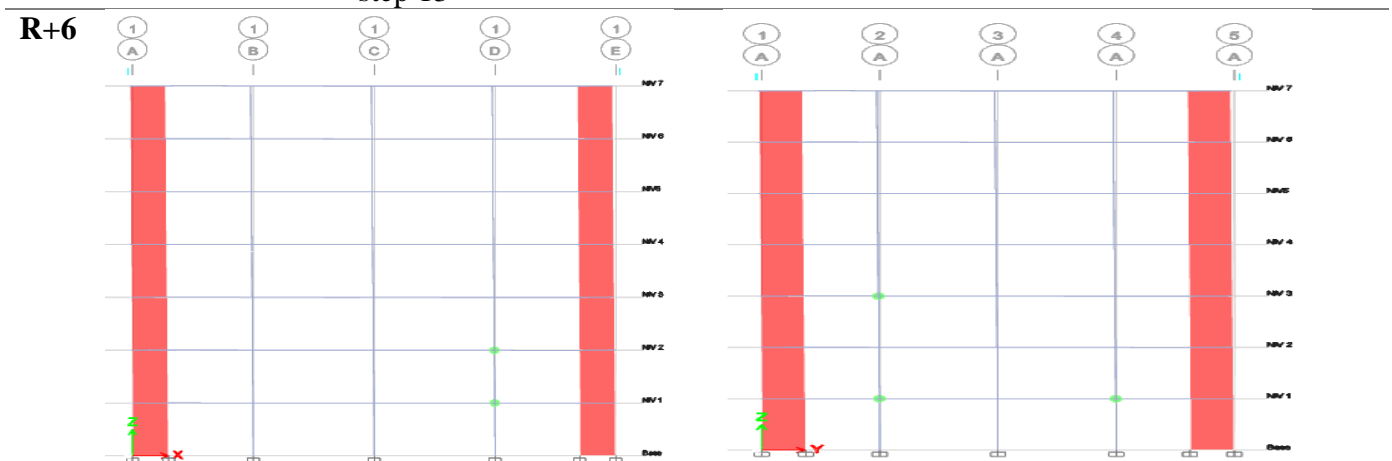


Figure III. 16: premières plastifications du R+6 sens xx step 13

Figure III. 17: premières plastifications du R+6 sens yy step 12

Observations et interprétations

- Le début des plastifications pour les structures contreventées par voiles apparait dans les poteaux en premier.
- Ce sont les éléments des travées de rives qui se plastifient en premier.
- Les voiles reprenant la totalité des sollicitations sismiques ne présentent aucune plastification à ce stade de la poussée progressive.
- Les poteaux dimensionnés comme éléments secondaires qui ne participent pas aux charges sismiques sont les premiers endommagés.
- Le début d'endommagement des structures contreventées par voiles selon les deux sens xx et yy est pratiquement de la même sauf pour la structure à 3 niveaux où on constate que dans les sens xx c'est le poteau du dernier niveau qui subit en premier une plastification.

III.5 Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP

Le point de performance est représenté par le point en rouge dans chaque courbe de capacité.

Tableau III. 4: Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP des R+2

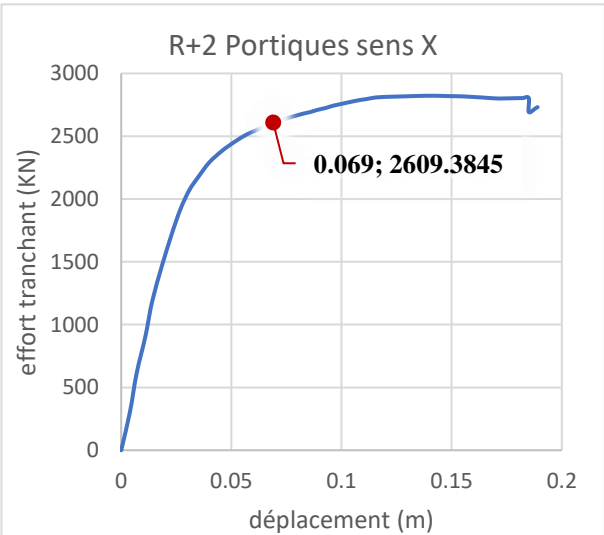
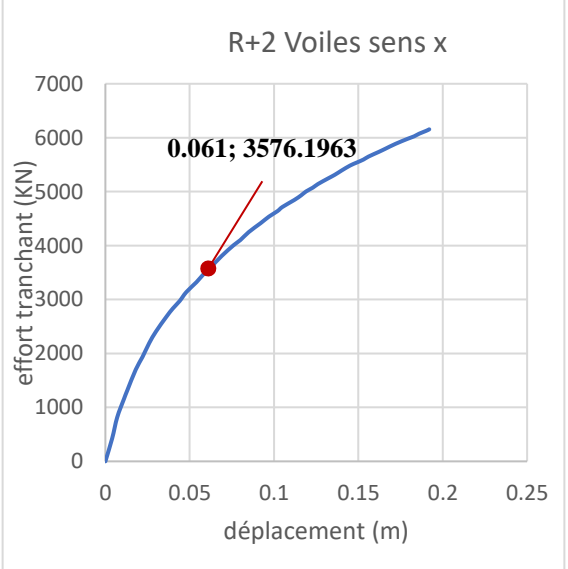
R+2	Portiques	Voiles
Sens x-x		

Figure III. 18 : Courbes de capacité du R+2 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP

Figure III. 13 : Courbes de capacité du R+2 voiles sens xx selon ASCE 41-13 NP

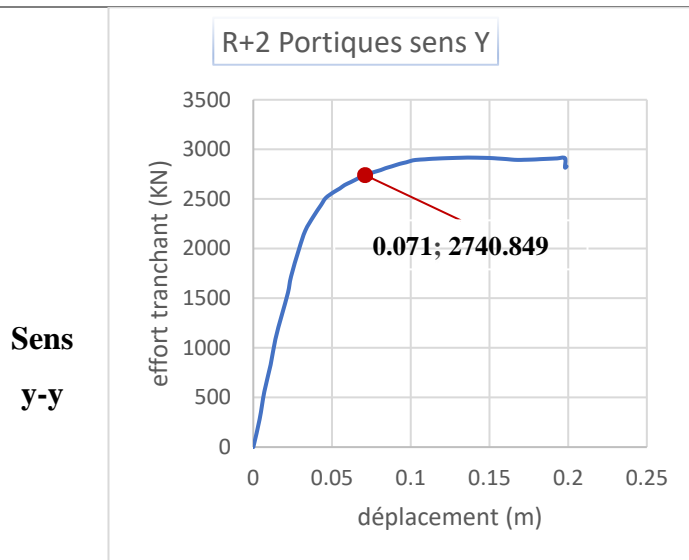


Figure III. 19: Courbes de capacité du R+2 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP

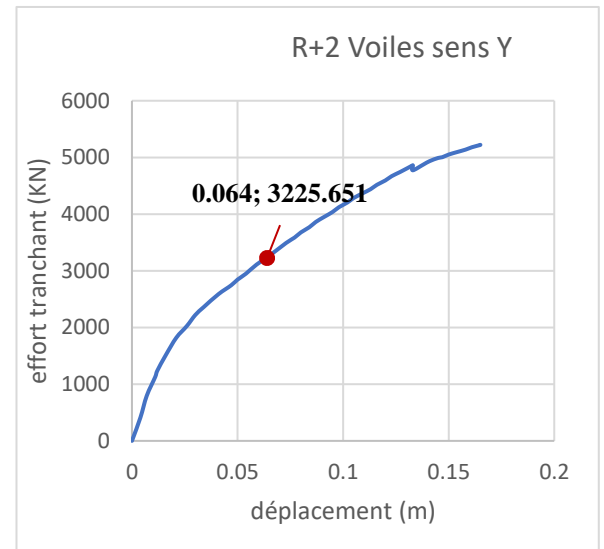
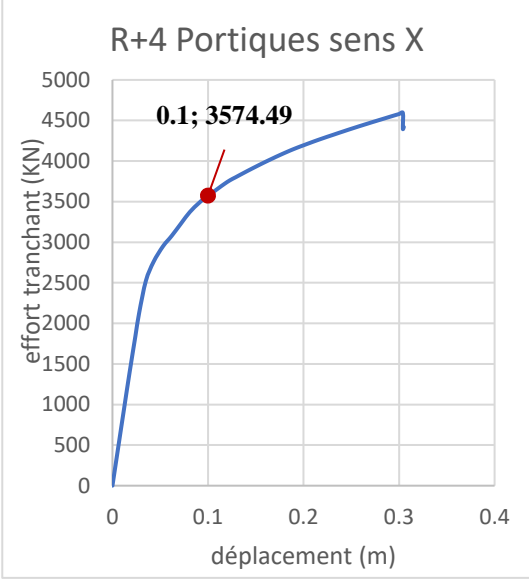
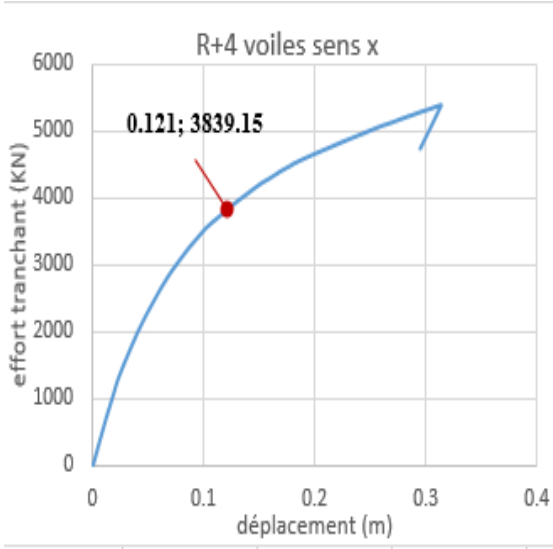
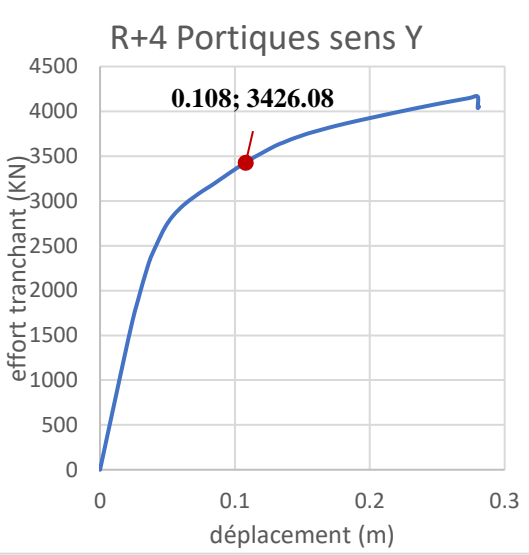
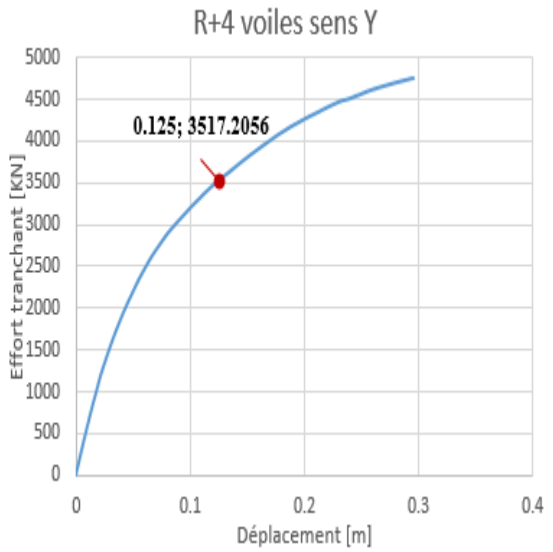


Figure III. 20: Courbes de capacité du R+2 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP

Observations et interprétations

- Pour les structures en portiques, on constate des déplacements au PP de 6.9 cm et 7.1 cm dans les sens xx et yy respectivement. Par contre les structures contreventés voiles, les déplacements au PP sont de l'ordre de 6.1 cm et 6.4 cm dans les sens xx et yy respectivement.
- On peut dire que les déplacements réels, des deux structures soumises à une même excitation sismique, sont pratiquement les mêmes pour les deux typologies de structures (différence de quelques millimètres). Sachent, que la structure en portique de 9 m de hauteur n'est pas autorisée sur une zone de très forte sismicité (ZIII) selon le RPA99 version 2003, mais son comportement est similaire à celui des structures de référence contreventées par des voiles.
- Concernant les valeurs des efforts tranchant à la base : on constate des valeurs plus importantes pour les structures en voiles des différences de l'ordre de 900 kN et 400 kN dans les sens xx et yy respectivement est noté pour les structures contreventées par voiles. Ceci est dû à la forte rigidité des structures avec voiles porteurs, vu que les l'ajout des voiles augmente la rigidité et minimise la ductilité (la plage de plasticité).

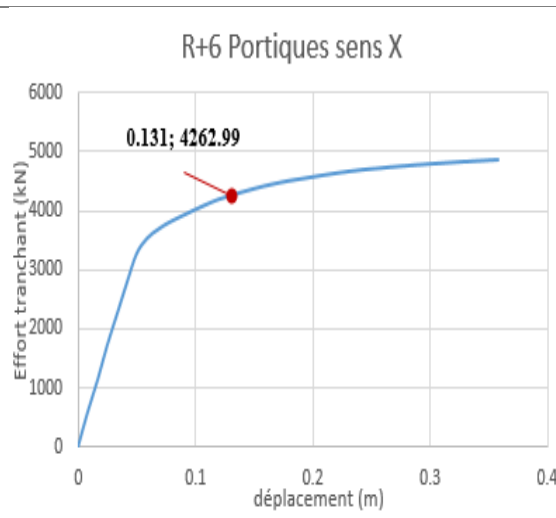
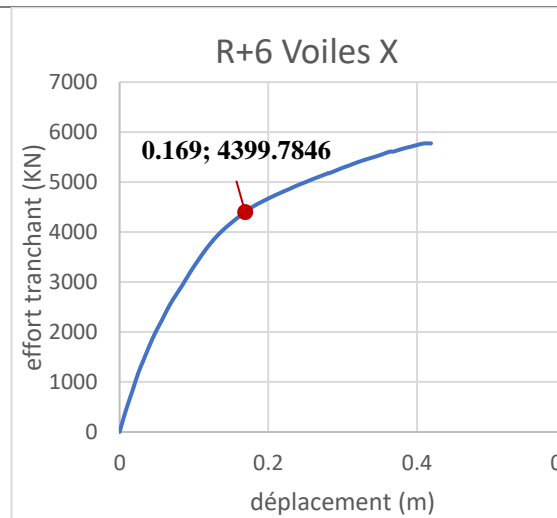
Tableau III. 5: Courbes de capacité selon la méthode ASCE 41-13 NP des R+4

R+4	Portiques	Voiles
Sens x-x	 <p>R+4 Portiques sens X</p> <p>0.1; 3574.49</p>	 <p>R+4 voiles sens x</p> <p>0.121; 3839.15</p>
	<p>Figure III. 21: Courbes de capacité du R+4 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP</p>	<p>Figure III. 22: Courbes de capacité du R+4 voiles sens xx selon ASCE 41-13 NP</p>
Sens y-y	 <p>R+4 Portiques sens Y</p> <p>0.108; 3426.08</p>	 <p>R+4 voiles sens Y</p> <p>0.125; 3517.2056</p>
	<p>Figure III. 23: Courbes de capacité du R+4 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP</p>	<p>Figure III. 24: Courbes de capacité du R+4 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP</p>

Observation et interprétations

- Les déplacements au PP de la structure auto stable à 5 niveaux est de 35.7 cm et 34.2 cm dans les sens xx et yy respectivement, Pour les structures contreventés voiles, les déplacements au PP sont de l'ordre de 12.1cm et 12.5 cm dans les sens xx et yy respectivement.
- On constate des valeurs des efforts tranchants plus élevées pour la structure de référence contreventées par voiles avec un décalage de l'ordre de 200 kN et 100 kN dans les sens xx et yy respectivement.
- Il apparait que la différence en effort tranchant du modèle à 5 niveaux est moins notable par rapport à celle du modèle à 3 niveaux.

Tableau III. 6: Courbes de capacité selon la méthode des R+6

R+6	Portiques	Voiles
Sens	Portiques	Voiles
x-x	 <p align="center">R+6 Portiques sens X</p>	 <p align="center">R+6 Voiles X</p>
	<p>Figure III. 25: Courbes de capacité du R+6 portiques sens xx selon ASCE 41-13 NP</p>	<p>Figure III. 26: Courbes de capacité du R+6 voiles sens xx selon ASCE 41-13 NP</p>

Sens

y-y

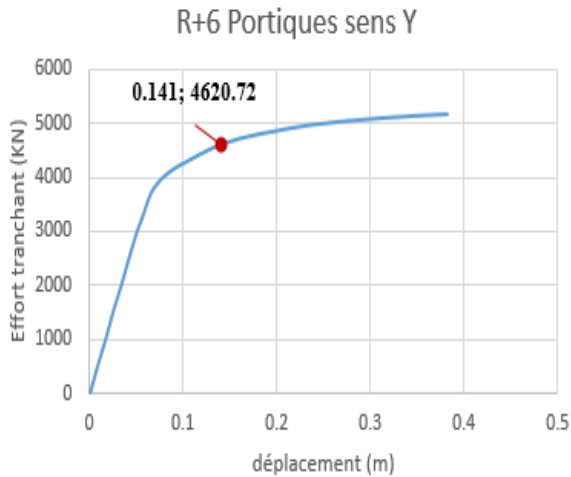


Figure III. 27 : Courbes de capacité du R+6 portiques sens yy selon ASCE 41-13 NP

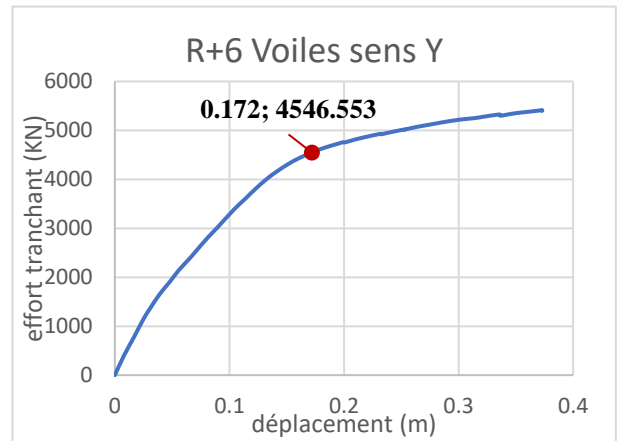


Figure III. 28: Courbes de capacité du R+6 voiles sens yy selon ASCE 41-13 NP

Interprétations

- Les déplacements au PP de la structures auto stable est de 13.1 cm et 14.1 cm dans les sens xx et yy respectivement, Pour la structure à 7 niveaux contreventés voiles, les déplacements au PP sont de l'ordre de 16.9 cm et 17.1 cm dans les sens xx et yy respectivement.
- On constate des valeurs des efforts tranchants plus élevées pour la structure de références contreventées par voiles avec un décalage de l'ordre de 100 kN selon x-x,
- La différence en effort tranchant de modèle à 5 niveaux est moins notable par rapport à celle de modèle à 5 et 3 niveaux, ce qui montre que, plus on va en élévation, la répartition des efforts est plus homogène.

Conclusion

Au point de performance, les valeurs des déplacements cibles et les forces correspondantes des structures auto-stables sont proches de celles des structures de références contreventées par voiles, c'est-à-dire, elles ont un comportement pratiquement similaire.

III.6 Plastifications au point de performance

III.6.1 Classification selon les niveaux d'endommagement des rotules plastiques

Cette classification présente le niveau de performance sismique en se basant sur l'état des rotules plastiques dans les éléments. Comme décrit dans (chapitre I, § I.16.2) la loi de comportement des rotules plastique décrit des états allant de A, B, C, D et E. En effet, il est

constaté pour les 3 modèles auto stables, des plastifications de types B. Cet état désigne la fin de l'état élastique linéaire (voir chapitre I, figure I.15).

Concernant les Modèles contreventés par voiles, il est noté que les 2 modèles à 5 et 7 niveaux ont des plastifications de type C et même de type D (voir chapitre I, figure I.15).

Modèles auto stables

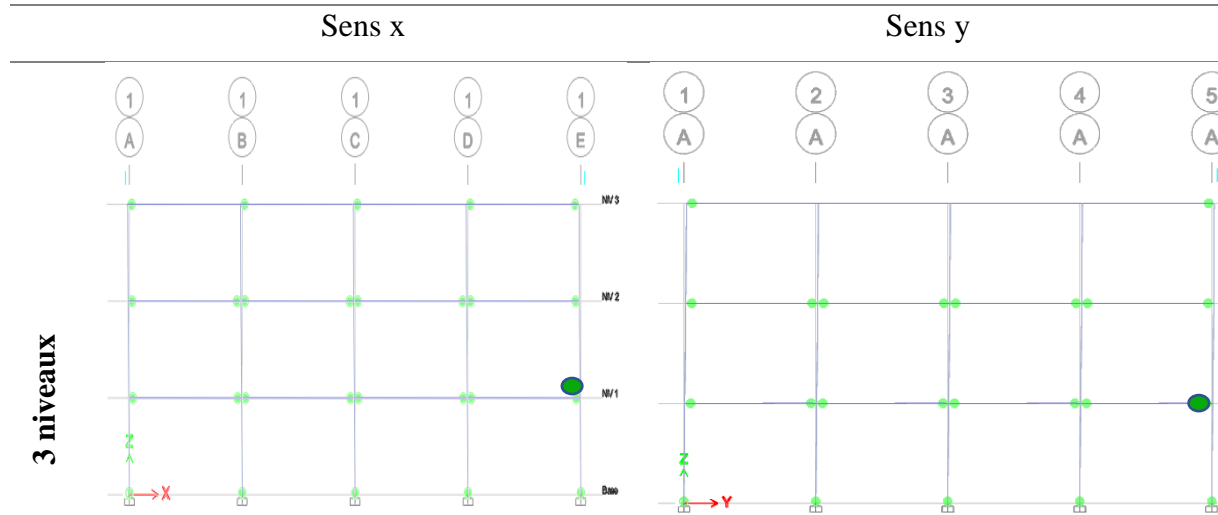


Figure III. 29: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens xx step 18

Figure III. 30: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens yy step 19

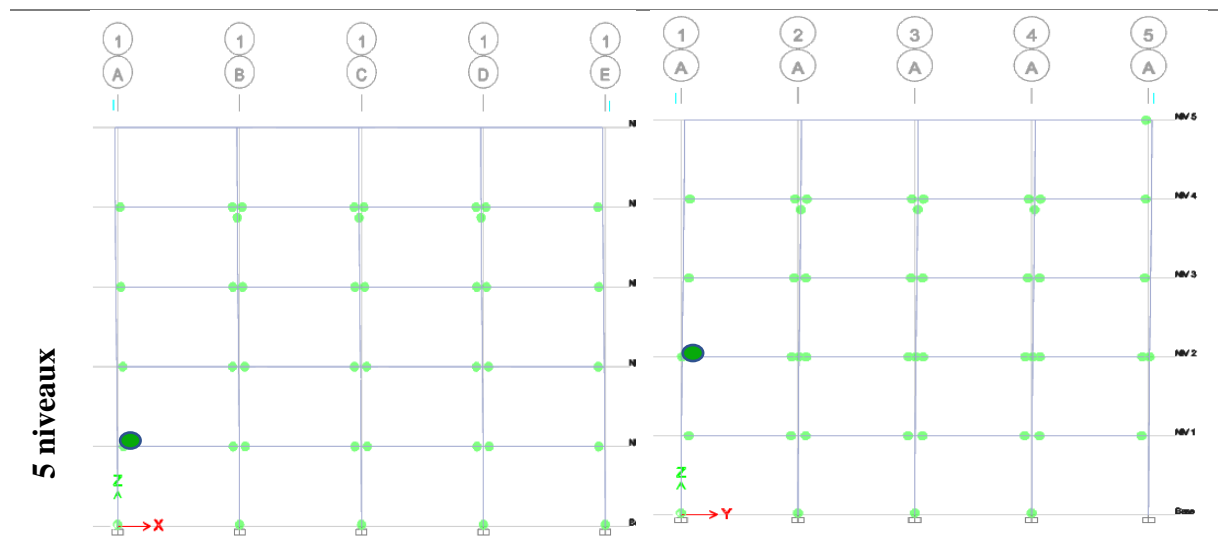


Figure III. 31: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens xx step 15

Figure III. 32: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 18

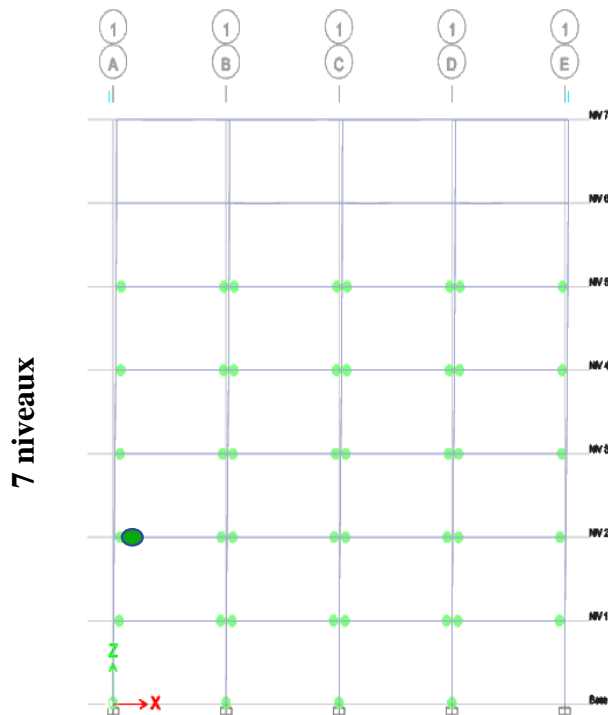


Figure III. 33: plastifications au point de performance du R+6 portiques sens xx step 15

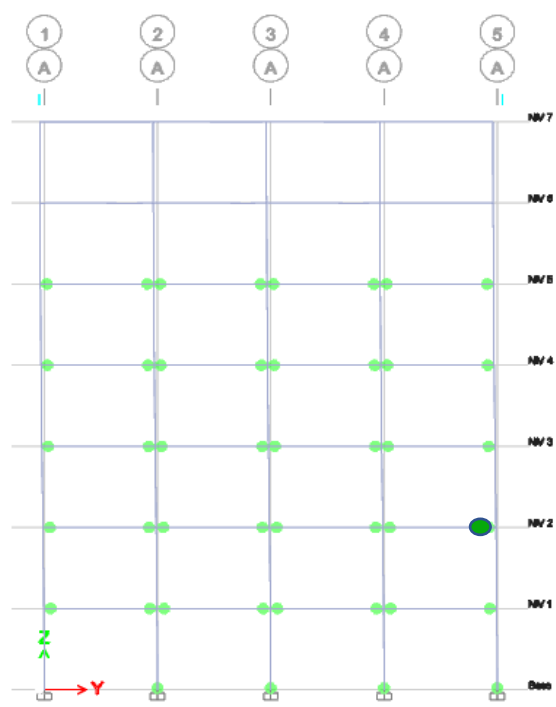


Figure III. 34: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 16

Observation et interprétation

- Au point de performance, toutes les plastifications des 3 modèles auto-stables sont localisées au niveau des poutres des travées de rives en premier.
- Les plastifications apparaissent dans tous les niveaux sauf les deux derniers qui ne sont pas endommagés pour les modèles à 5 et à 7 niveaux, et certains poteaux du modèle à 3 niveaux sont au début de plastification à leurs bases (au niveau de l'encastrement).
- Le modèle à 3 niveaux a eu des plastifications dans toutes les travées du dernier niveau selon x-x, et des rotules uniquement dans les travées de rives selon y-y.
- Concernant le modèle à 5 niveaux, une rotule qui diffère le sens y-y du sens x-x apparaît dans la travée de rive du dernier niveau.
- On remarque qu'il n'y a pas de différence entre les plastifications du modèle à 7 niveaux suivant les deux sens x-x et y-y.

Modèles de référence

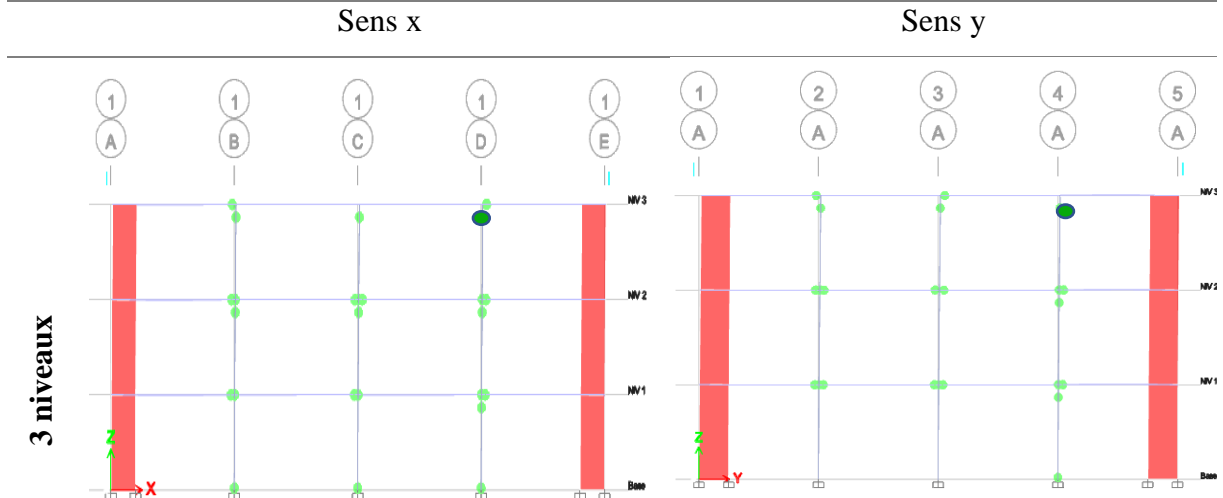


Figure III. 35 : Plastification au point de performance du R+2 voiles sens xx step 16

Figure III. 36: Plastification au point de performance du R+2 portiques sens yy step 16

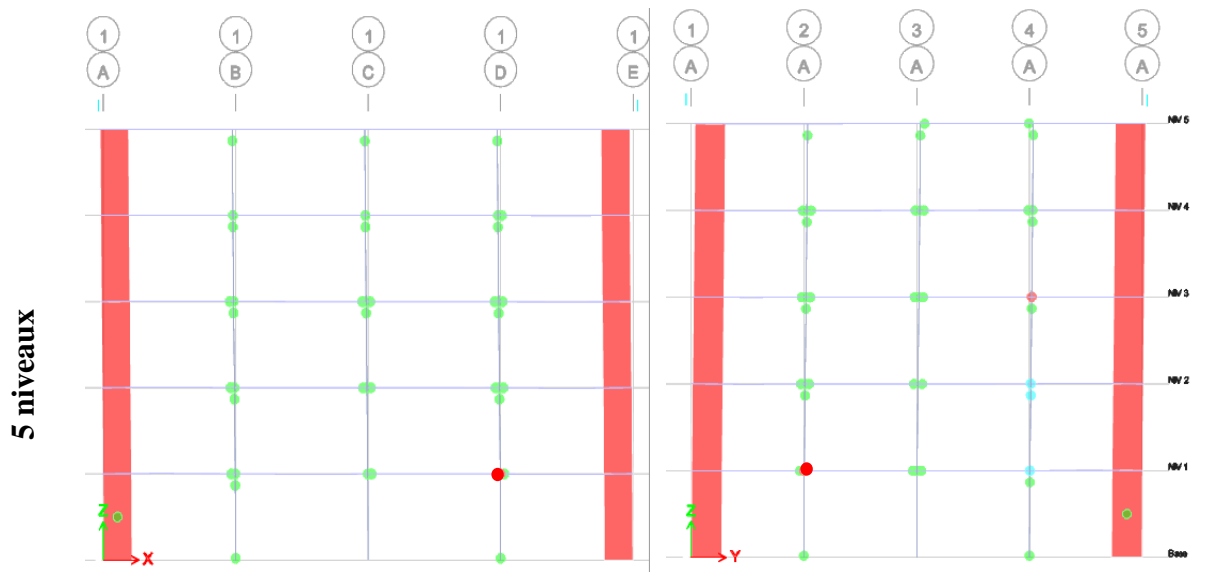


Figure III. 37 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens xx step 19

Figure III. 38 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens yy step 20

19

20

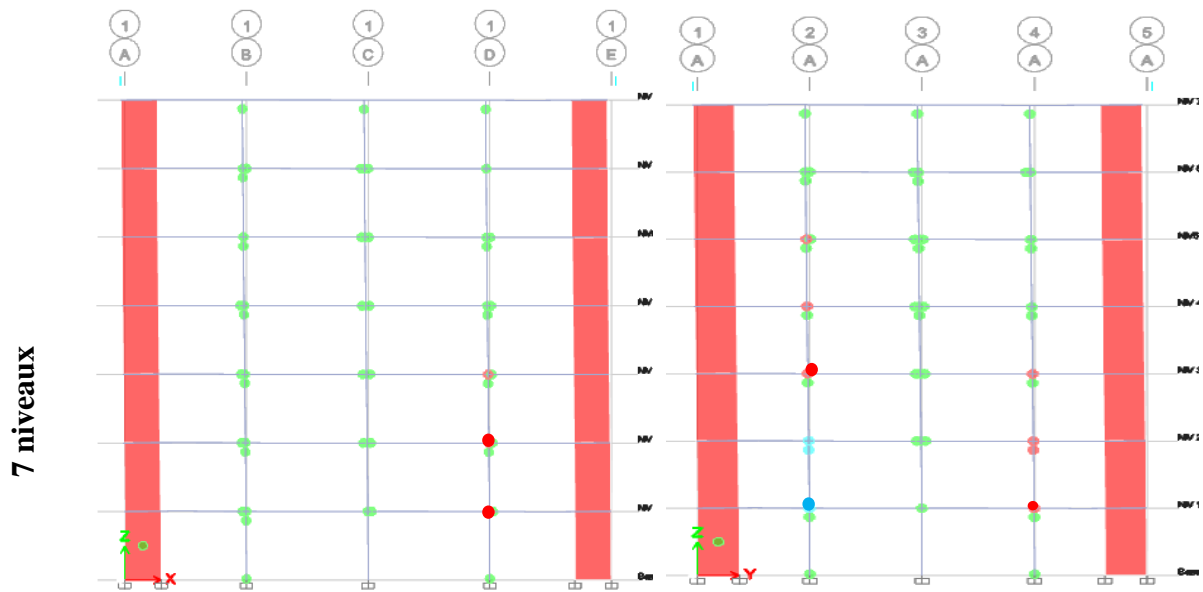


Figure III. 39 : Plastification au point de performance du R+6 voiles sens xx step

Figure III. 40: Plastification au point de performance du R+6 voiles sens yy

19

step 19

Interprétation pour les structures contreventées par voiles

- Au point de performance, le R+2 a certaines poutres ainsi des poteaux qui sont au début de plastification.
- Pour le modèle à 5 et 7 niveaux, la majorité des poteaux sont au début de plastification, on observe le développement de degré de plastification pour la première rotule dans les deux sens x-x et y-y, les éléments répondent avec une résistance réduite.
- L'endommagement des structures contreventées par voiles au point de performance selon les deux sens xx et yy est pratiquement le même pour le modèle à deux niveaux,

III.6.2 Selon les critères d'acceptation global des structures

La classification selon les critères d'acceptation FEMA consiste à évaluer l'état global de la structure.

a) Modèles en portiques

Modèles en portiques

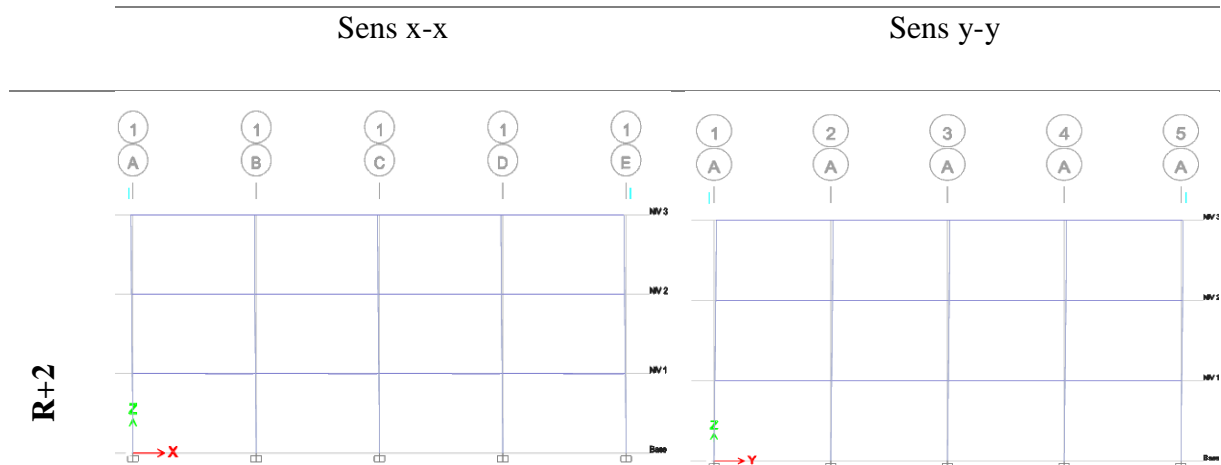


Figure III. 41: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens xx step 18

Figure III. 42: plastifications au point de performance du R+2 portiques sens yy step 19

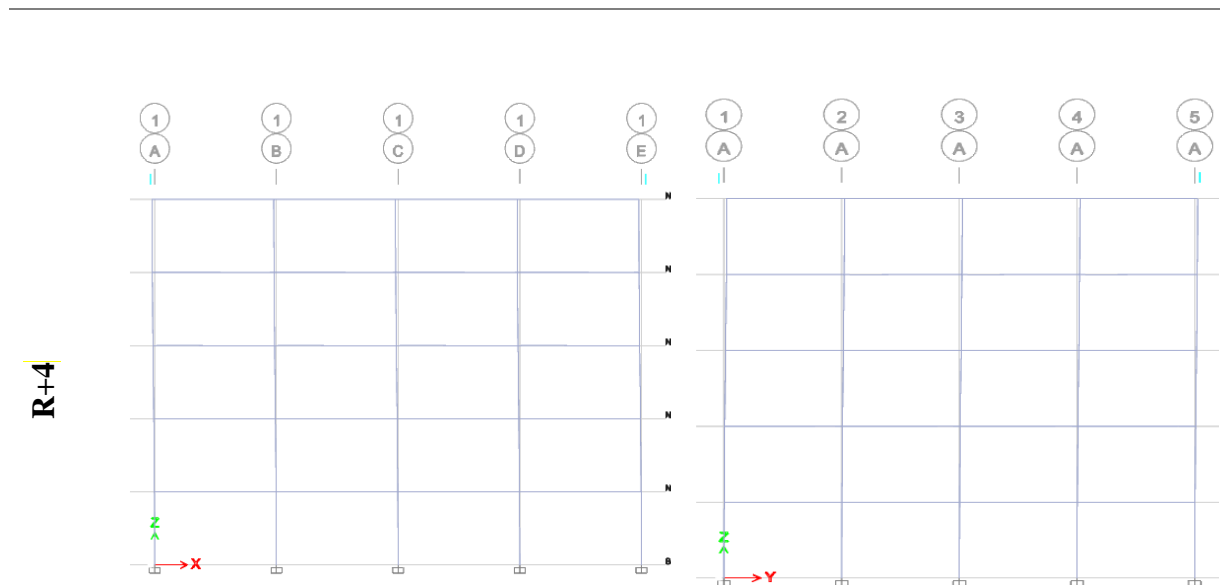


Figure III. 43: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens xx step 15

Figure III. 44: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 18

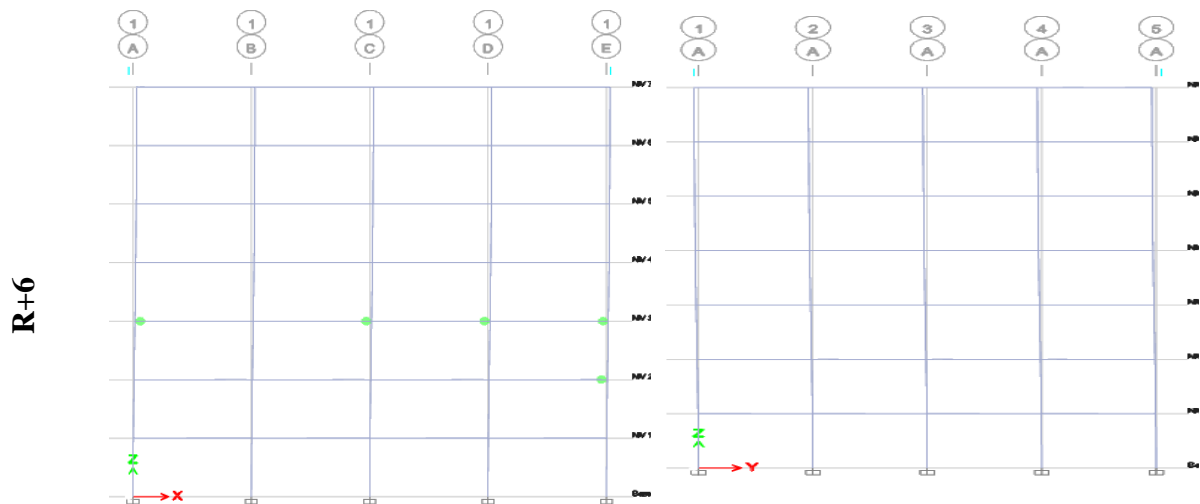


Figure III. 45: plastifications au point de performance du R+6 portiques sens xx step 15

Figure III. 46: plastifications au point de performance du R+4 portiques sens yy step 16

Observations et interprétations

- Au point de performance, les éléments des modèles à 3 et 5 niveaux ne sont pas encore plastifiés, c'est-à-dire, ils sont dans le domaine linéaire élastique.
- Au point de performance, les plastifications du modèle auto-stables à 7 niveaux sont localisées au niveau des poutres.
- On observe que le modèle à 7 niveaux a eu des rotules de type (Immediate Occupancy, IO) suivant le sens y-y uniquement.

b) Modèles de référence

Modèles de référence

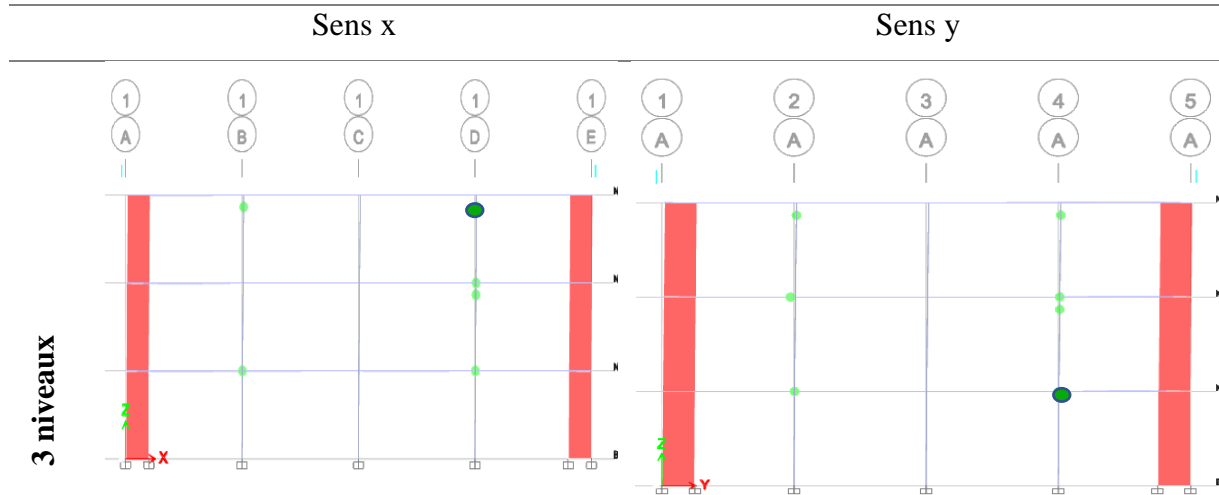


Figure III. 47 : Plastification au point de performance du R+2 voiles sens xx step 16

Figure III. 48: Plastification au point de performance du R+2 portiques sens yy step 16

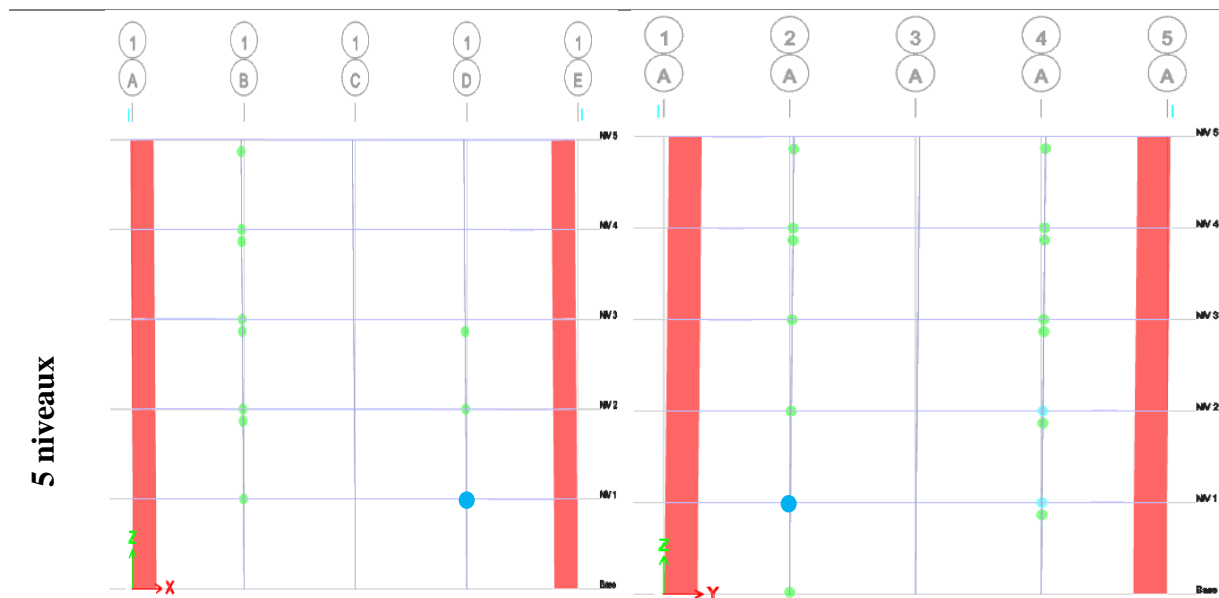


Figure III. 49 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens xx step 19

Figure III. 50 : Plastification au point de performance du R+4 voiles sens yy step 20

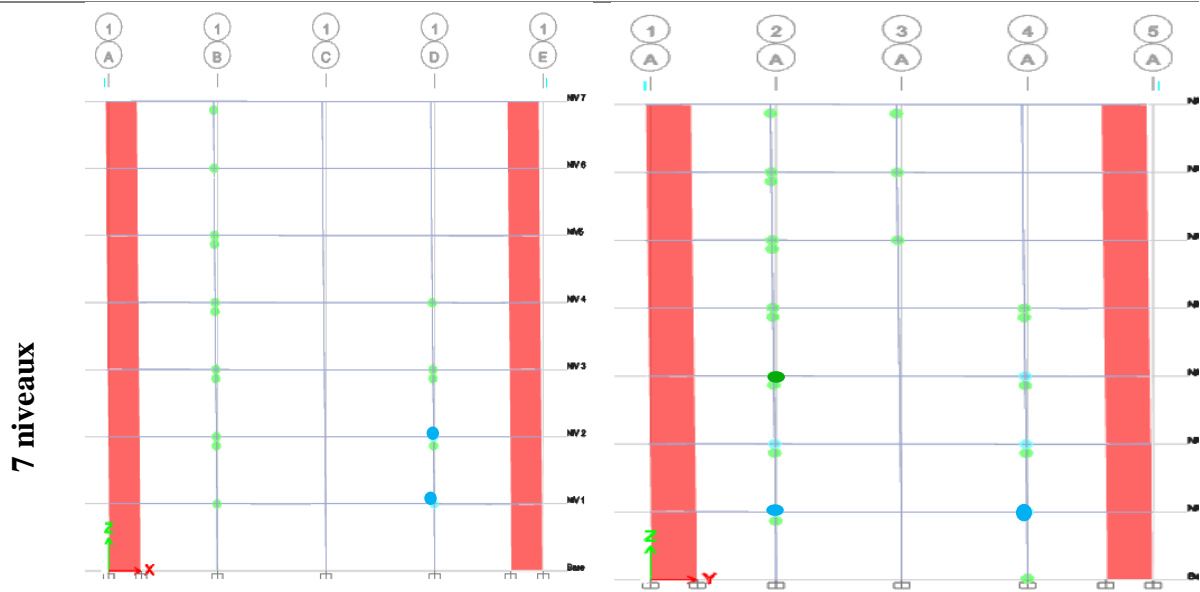


Figure III. 51 : Plastification au point de performance du R+6 voiles sens xx step 19

Figure III. 52: Plastification au point de performance du R+6 voiles sens yy step 19

Interprétation pour les structures contreventées par voiles

- Au point de performance, le R+2 a certaines poutres ainsi des poteaux qui sont plastifiés, ces rotules sont de type (Immediate Occupancy, IO), la structure a subi des dommages légers.
- Pour le modèle à 5 et 7 niveaux, la majorité des poteaux sont au début de plastification (IO), on voit bien le développement de degré de plastification pour la première rotule dans les deux sens x-x et y-y au type (Life Safety, LS), la structure conserve une marge de sécurité suffisante pour prévenir un effondrement, elle reste habitable mais elle pose un risque.
- L'endommagement des structures contreventées par voiles au point de performance selon les deux sens xx et yy est pratiquement le même pour le modèle à deux niveaux.
- Les modèle à 5 et à 7 niveaux ont subi des plastifications au point de performance selon le sens y-y plus que sens x-x, notamment dans les derniers niveaux.

Conclusion

D'après ces résultats, on constate que l'état d'endommagement des structures est en fonction du nombre de niveaux. En effet, on remarque que les modèles à 3 niveaux (le modèle en

portiques et même celui de référence contreventée par voiles) sont moins endommagés par rapport aux modèles de 5 et 7 niveaux.

III.7 Comparaison entre les courbes de capacité et les déplacements cibles ainsi que leurs efforts correspondant au point de performance pour les deux systèmes de contreventement

III.7.1 Comparaison entre les courbes de capacités

Tableau III. 7: Comparaison des courbes de capacités

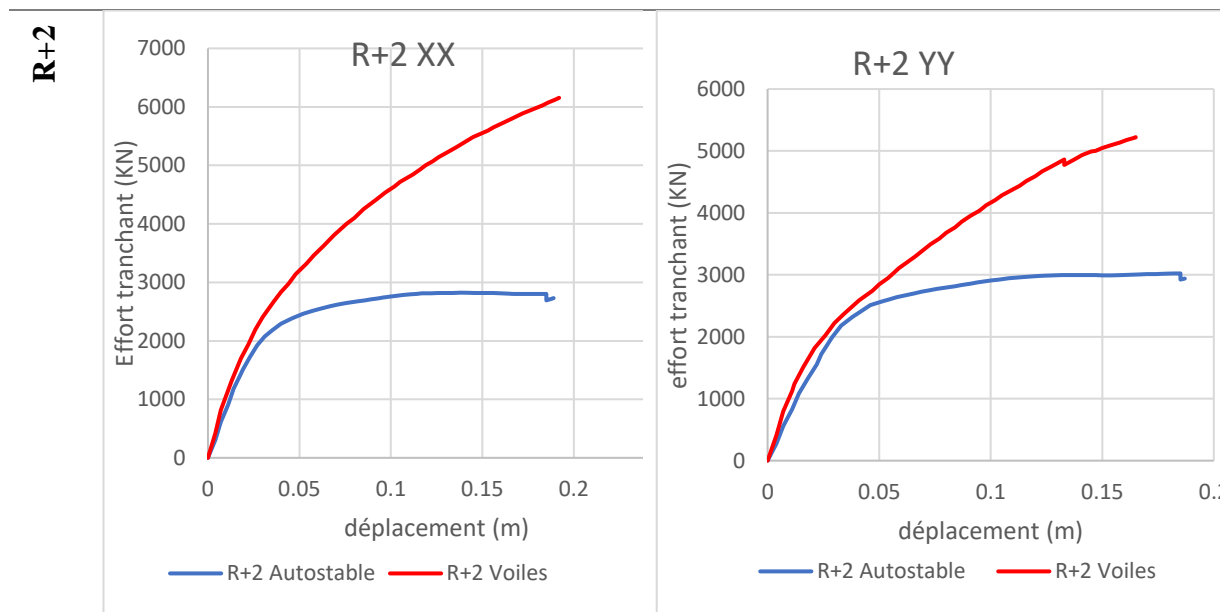


Figure III. 53 : courbes de capacité des R+2 sens xx

Figure III. 54 : courbes de capacité des R+2 sens yy

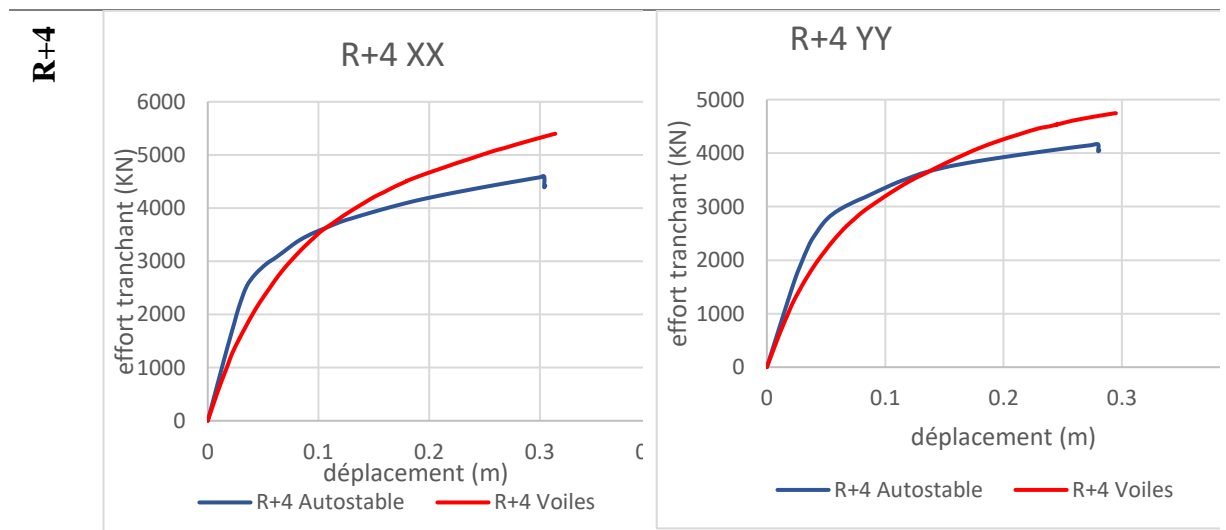


Figure III. 55 : courbes de capacité des R+4 sens xx

Figure III. 56 : courbes de capacité des R+4 sens yy

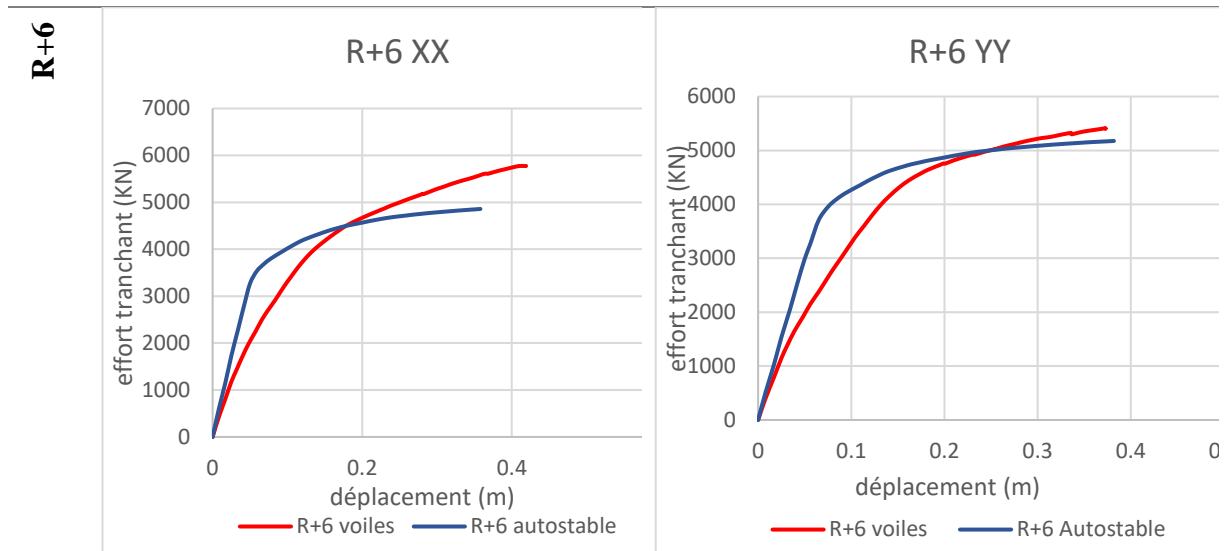


Figure III. 57 : courbes de capacité des R+6 sens xx

Figure III. 58 : courbes de capacité des R+6 sens yy

Interprétation

- On remarque que sous la poussée progressive des deux types de contreventements, les déplacements cible et les efforts tranchant correspondant au point de performance sont pratiquement les mêmes.
- D'après cette comparaison, on voit que les structures de références contreventées par voiles porteurs peuvent se déformer un peu de plus que les structures en portique dans le domaine plastique en mentant en élévation.

III.7.2 Comparaison entre les déplacements cibles et efforts correspondant

Tableau III. 8: Comparaison des déplacements cibles et leurs efforts tranchant correspondant

	Portiques				Voiles			
	Sens XX		Sens YY		Sens XX		Sens YY	
	Déplacement [m]	Effort tranchant [KN]	Déplacement [m]	Effort tranchant [KN]	Déplacement [m]	Effort tranchant [KN]	Déplacement [m]	Effort tranchant [KN]
R+2	0.069	2609.384	0.071	2740.849	0.061	3576.196	0.064	3225.651
R+4	0.10	3574.49	0.108	3426.08	0.121	3839.15	0.125	3517.205
R+6	0.131	4262.99	0.141	4620.72	0.169	4399.784	0.172	4546.553

Interprétation des résultats

D'après ce tableau, nous remarquons que les valeurs du déplacement et de l'effort tranchant correspondant au point de performance augmente en fonction du nombre d'étages pour chaque type de contreventement étudié. On peut interpréter en deux termes :

a) En termes de déplacements

Les déplacements au point de performance pour toutes les structures en portiques et en voiles sont presque identiques.

- Le R+2 auto stable suivant le sens x-x a un déplacement au point de performance de 0.069m, il est proximal de 0.06m ; déplacement de la structure en voiles dans le même sens, mais avec un décalage de 0.8% selon x-x, et de 0.7% selon y-y.

On conclut que ces deux structures en R+2 ont un comportement similaire.

- Le déplacement cible du R+4 en portiques suivant x-x est de 0.10m, il suit celui du R+4 en voiles qui est de 0.121m avec un écart de 2%, et un écart de 1.7% suivant le sens y-y.
- Pour le R+6, le déplacement à ce point est de 0.131m dans le portique, et 0.141m dans la structure en voiles selon x-x, ces deux déplacements présentent un décalage de 1%.

Pour ce qui est de sens y-y, le déplacement du R+6 en portiques est de 0.141m, et 0.172m pour celle en voiles, elles présentent un décalage de 3.1%.

En général, au point de performance, les structures en portiques présentent un comportement identique à celui des structures en voiles vu que la plus grande valeur de décalage est de 3.1%.

b) En termes de capacité

Au point de performance, les efforts résistés pour les structures auto stables est presque les mêmes avec les efforts des structures en voiles.

- La force au point de performance du R+2 auto stable est de 2609.384 KN, et de 3576.196 KN pour les structures en voiles selon le sens x-x, et suivant y-y, elle est de 2740.849KN pour celle en portiques, et de 3225.651 KN pour la structure en voiles.
- Pour le R+4 en portiques, la force au point de performance est de 3574.49 KN, et celle du R+4 en voiles est de 3839.15KN suivant x-x, ces valeurs sont très proches.
- A ce point, la force résistée par le R+6 auto stable égale à 4262.99KN, et 4399.784KN pour celle en voiles suivant x-x. Ce qui concerne le sens y-y, la force de cette dernière est de 4620.72 KN, et de 4546.553 KN pour le R+6 auto stable.

Finalement, ces résultats renforcent les précédentes ; au point de performance, les deux types de contreventement ont un même comportement au séisme.

c) A l'échelle globale

D'après les résultats obtenus dans cette recherche, les deux systèmes de contreventement sont similaires, d'où l'hypothèse supposée « les structures poteaux-poutres peuvent avoir le même comportement que celui des structures en voiles même si on dépasse les limitations du nombre d'étages en zone III exigées par le RPA99/2003 » est valable.

La structure en portique peut avoir le même comportement que celui des structures en voiles en termes de capacité, et de déplacement lorsqu'elle est bien dimensionnée avec un respect du critère poteaux fort-poutres faible.

III.8 Evaluation de performance des structures par rapport au RP99/2003

III.8.1 Evaluation de capacité au point de performance

Les tableaux suivants récapitulent les efforts tranchants au point de performance et les efforts tranchant maximum afin de déduire le pourcentage de décalage de la capacité des deux typologies.

Tableau III. 9: Récapitulation des efforts tranchant pour les structures auto stables au point de performance

Structures contreventées par portiques	V _{PP} (KN)	V _{MAX x} (KN)	V _{MAX y} (KN)	Réduction xx (%)	Réduction yy (%)
R+2	2740.849	2731.422	2828.0336	0.99	1.03
R+4	3574.49	4419.6111	4052.025	1.23	1.13
R+6	4262.99	4858.5053	5175.4706	1.14	1.21

Tableau III. 10: Récapitulation des efforts tranchant pour les structures contreventées par voiles au point de performance

Structures contreventées par voiles	V _{PP} (KN)	V _{MAX x} (KN)	V _{MAX y} (KN)	Réduction xx (%)	Réduction yy (%)
R+2	3576.16	6155.1150	5223.0503	1.72	1.46
R+4	3839.15	5398.0602	4745.47	1.41	1.23
R+6	4546.553	5774.7624	5407.0738	1.27	1.19

Tableau III. 11 : Evaluation de la capacité des six modèles aux points de performance

Sens x-x

Sens y-y

3 niveaux

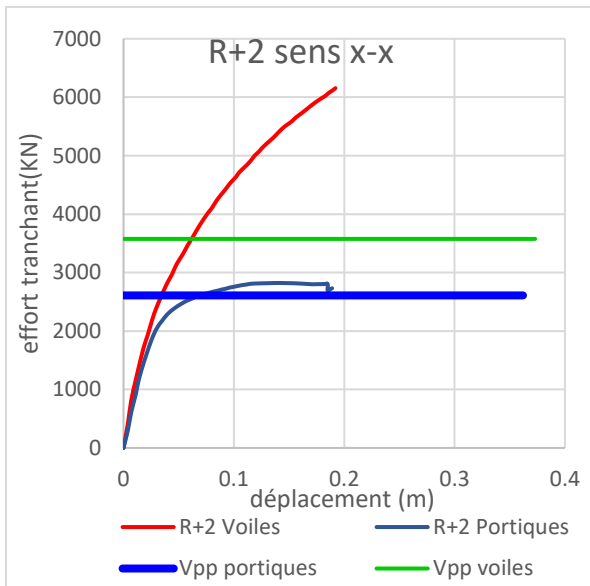


Figure III. 59 : courbes de capacités des R+2 sens xx

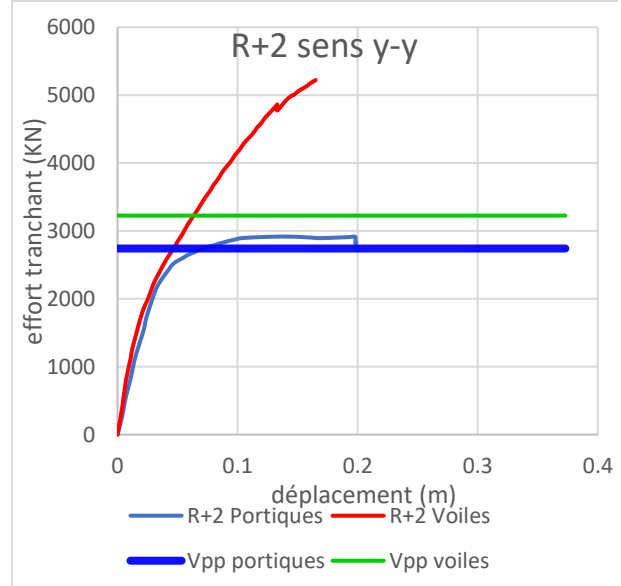


Figure III. 60: courbes de capacités des R+2 sens yy

5 niveaux

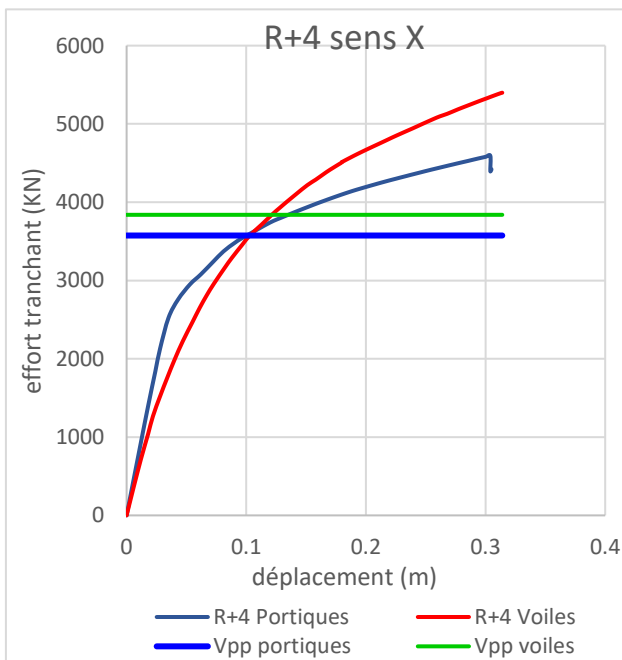


Figure III. 61: courbe de capacités des R+4 sens xx

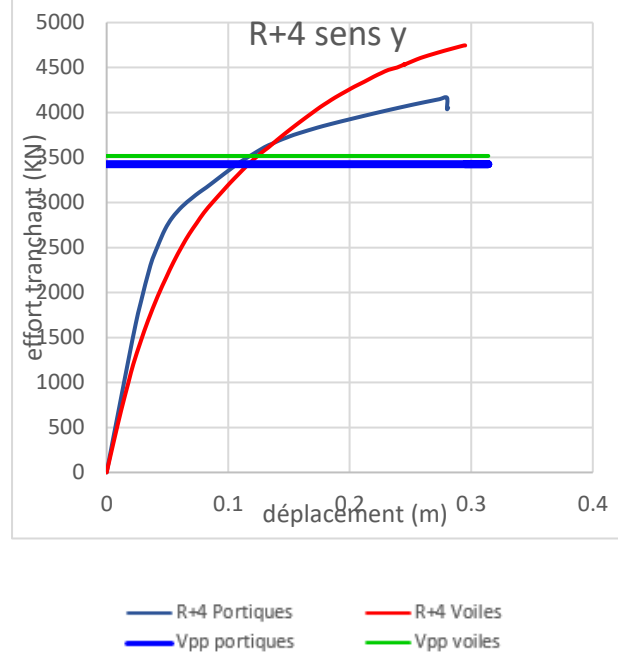


Figure III. 62: courbes de capacités des R+4 sens yy

7 niveaux

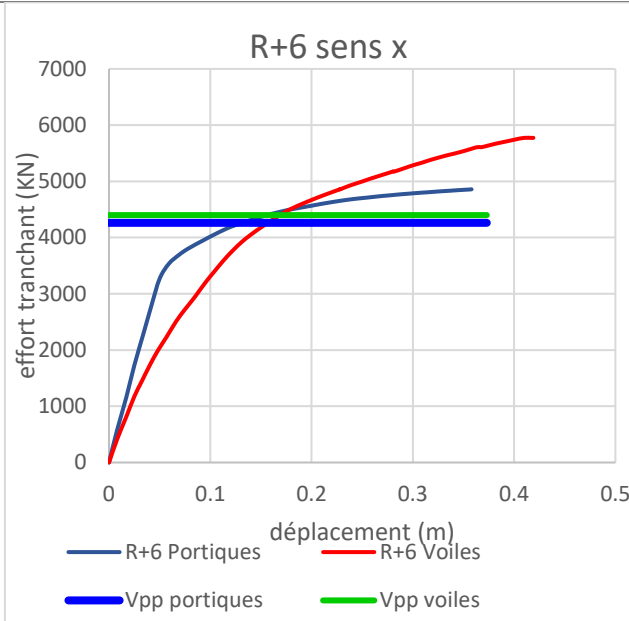


Figure III. 63: courbes de capacités des R+6 sens xx

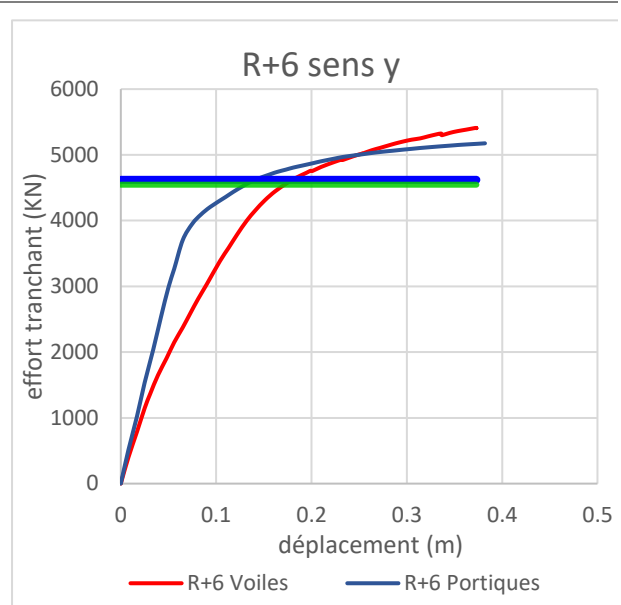


Figure III. 64: courbes de capacités des R+6 sens yy

Interprétation des résultats

- On observe que la capacité du R+2 en voiles au point de performance dépasse la capacité du R+2 en portique avec un pourcentage de 2.25%.
- La capacité de résistance du R+4 en portiques et en voiles au point de performance sont très proches, il y a un petit écart de 1.5%.
- Les deux droites qui représentent la capacité des structures au point de performance sont presque superposées selon sens yy, cependant, elles sont décalées avec 1.3% selon le sens x-x.

D'après ces résultats, les structures contreventées par ces deux types de contreventements ont la même capacité au point de performance, vu que le plus grand décalage est de 2.25%.

III.8.2 Evaluation des déplacements inter étages

Les déplacements inter étages fournit des informations cruciales sur le comportement structural du bâtiment sous l'effet de séismes. Ces déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas excéder 1 % de la hauteur de l'étage, conformément à l'article 5.10 RPA 99 /2003 [35].

Tableau III. 12 : Evaluation des déplacements inter étages

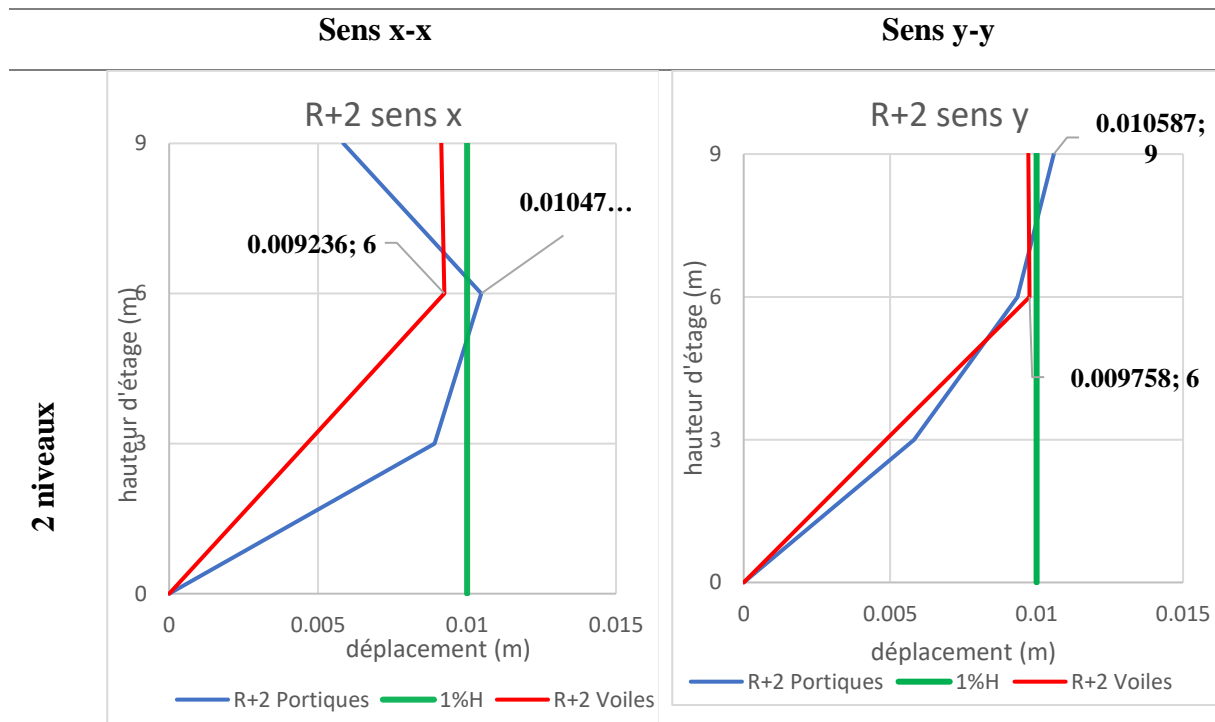


Figure III. 65 : comparaison des déplacements inter étage des R+2 sens xx

Figure III. 66 : comparaison des déplacements inter étage des R+2 sens yy

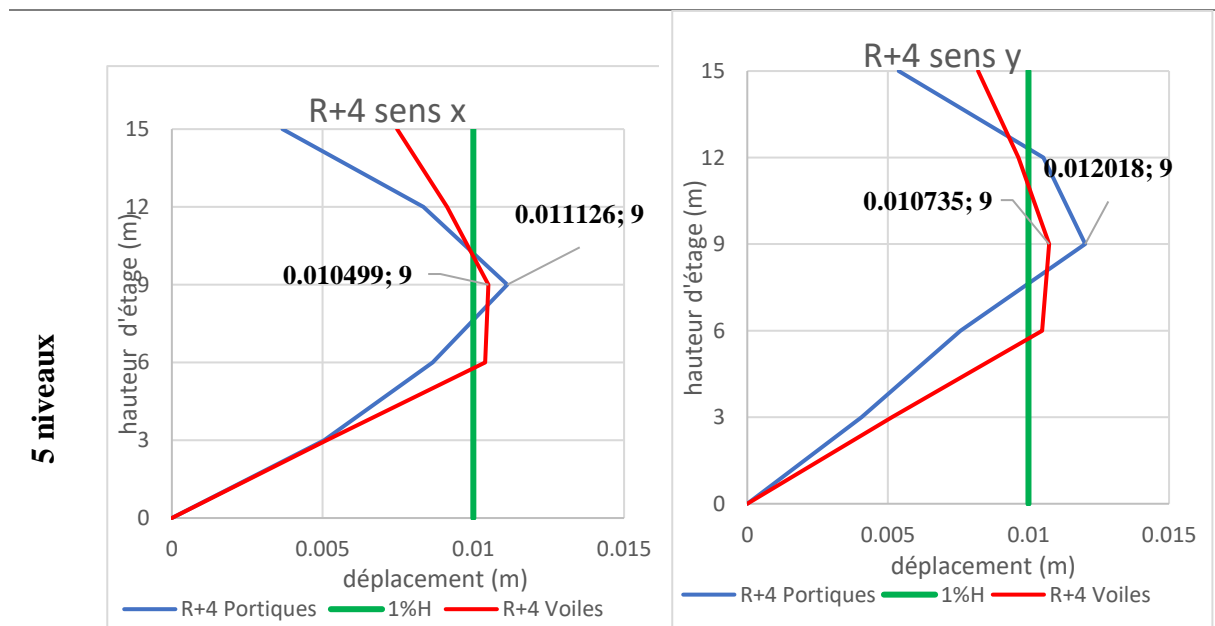


Figure III. 67 : comparaison des déplacements inter étage des R+4 sens xx

Figure III. 68 : comparaison des déplacements inter étage des R+4 sens yy

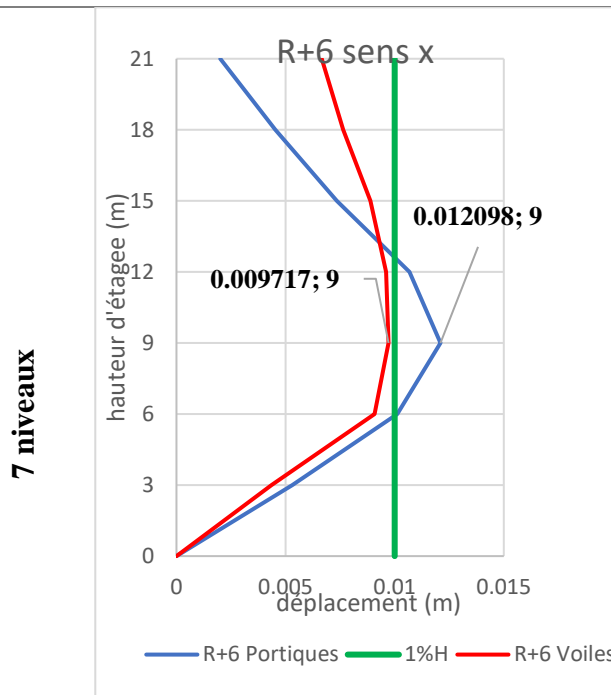


Figure III. 69 : comparaison des déplacements inter étage des R+6 sens xx

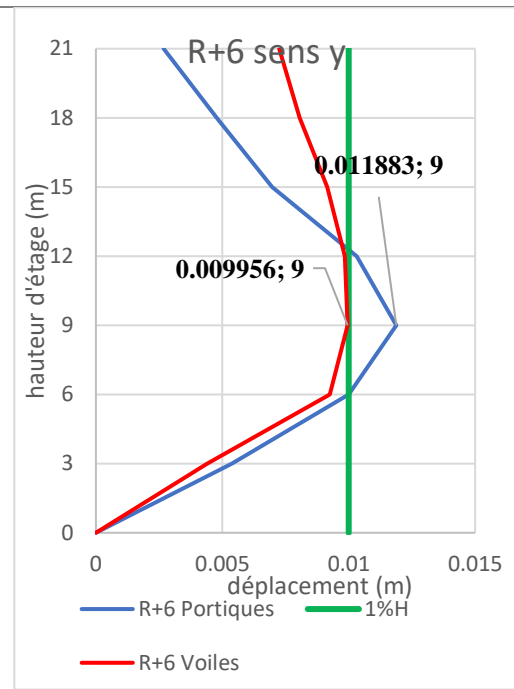


Figure III. 70 : comparaison des déplacements inter étage des R+6 sens yy

Tableau III. 13 : Récapitulatif des déplacements inter étages au point de performance

Déplacements (m)	Modèles autostables				Modèles de référence			
	Sens x-x	Ecart %	Sens y-y	Ecart %	Sens x-x	Ecart %	Sens y-y	Ecart %
R+2	0.0104	1.04	0.0105	1.05	0.0092	0.92	0.0097	0.97
R+4	0.0111	1.11	0.0120	1.2	0.0104	1.04	0.0107	1.07
R+6	0.0120	1.2	0.0118	1.18	0.0097	0.97	0.0099	0.99

Observation et Interprétation des résultats

- Le modèle de référence à 5 niveaux dépasse de 1.04% et de 1.07% le critère de 1%H du RPA99/2003, dans les sens x-x et y-y respectivement.
- Le plus grand écart entre les déplacements des six modèles étudiés est de 1.2%.

D'après ces courbes, on remarque qu'au point de performance, les déplacements inter-étages des structures R+2 et R+6 en voiles selon le sens x-x sont vérifiés par rapport à la limite du RPA99/2003, et suivant y-y, ils sont au voisinage de 1%H.

Les déplacements inter-étages, à ce point, pour les autres structures R+4 en portiques et en voiles ainsi le R+6 auto stable ne sont pas vérifiés dans ce domaine inélastique.

Cela revient aux degrés d'endommagement de ces deux structures R+4 et R+6 au point de performance, elles ont eu des rotules de type LS.

III.9 Conclusion

A la fin de ce chapitre, après l'étude en poussée progressive des six modèles dans les deux sens x-x et y-y, on conclut :

- Au point de performance, les structures auto stables subissent des dommages légers, elles restent habitables et conservent une marge de sécurité suffisante pour prévenir un effondrement.
- Les déplacement cibles et forces correspondantes des structures auto stables au point de performance sont très proches de ceux des structures de référence contreventées par voiles, avec un maximum de 1.3%.
- Au point de performance, le grand écart de capacité est 2.25%, on peut dire que les structures auto stables ont une capacité quasiment identique à celle des contreventées par voiles.
- Au point de performance, les structures auto stables ont un comportement similaire à celui des structures contreventées par des voiles lorsqu'elles sont bien dimensionnées avec respect du critère poteaux fort- poutres faibles.
- Les déplacements inter étages au point de performance sont vérifiés pour les structures de référence à 5 et à 7 niveaux selon les deux sens x-x et y-y. Cependant, les déplacements inter étages des modèles restants sont très proche de 1%H du RPA, avec un dépassement de 1.2% au maximum.

Conclusion générale

Le règlement parasismique Algérien limite les hauteurs des structures auto stables avec remplissage en maçonnerie à deux niveaux ou 8m en zone III. Au-delà, Il exige l'ajout des voiles qui soulèvent souvent des problèmes de dispositions architecturales, de ferrailage inadéquat et d'exécution sur chantier mal maîtrisée par les ouvriers

Pour cela, cette recherche vise à évaluer la performance sismique des structures auto stables au-delà de la hauteur limite fixé par la réglementation parasismique Algérienne.

Pour ce faire, le travail se base sur une modélisation statique non linéaire « Push over » afin de décrire le comportement non-linéaire des structures auto-stables puis le comparer avec celui des structures dites ‘de référence’ contreventées par des voiles en béton armé.

Cette recherche nous a menée aux conclusions suivantes :

- Le nombre de plastifications (endommagements des éléments porteurs) augmente en fonction du nombre d'étage. Les rotules plastiques sont plus importantes dans les étages intermédiaires des modèles.
- Aux points de performance, les structures auto-stables subissent des dommages légers. Elles restent donc habitables avec leurs éléments non endommagés ou avec un début d'endommagement. Ils conservent ainsi une marge de sécurité suffisante pour la sécurité des occupants (Degré IO selon guides Américains).
- Les déplacements cibles et forces correspondantes des structures auto-stables aux points de performance sont très proches de ceux des structures de référence contreventées par voiles, avec un écart maximum de 1.3%.
- Aux points de performance, la capacité des structures en portiques est supérieure de 2.25% au maximum de celle des structures en voiles. On peut dire que leurs capacités sont comparables.
- Les déplacements inter-étages, aux points de performance, sont vérifiés pour les structures de référence à 5 et à 7 niveaux selon les deux sens x-x et y-y. Cependant pour les modèles restants, ils dépassent de très peu (1.2% au maximum) la limite fixée par le RPA99/2003 qui est de 1%H.
- Les structures auto stables ont un comportement similaire à ceux des structures en voiles lorsqu'elles sont bien dimensionnées avec respect du critère poteaux fort- poutres faibles.

Références bibliographiques

- [1] **AFPS. Association française du Génie Parasismique**, (2003), Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, Rapport préliminaire de la mission AFPS, MEDD/DPPR/SDPRM, Version du 8 juillet 2003, Algérie
- [2] **Ait-Ramdane Idir**, Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Mémoire de Magister, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 28/12/2014.
- [3] **Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno**, Fundamentals of earthquake engineering, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication, 2008.
- [4] **Aréde, A** (1997), Seismic Assessment of reinforced concrete frame structures with a New Flexibility Based Element, PhD Dissertation, Porto University, Portugal. Fc
- [5] **Arton Dautaj, Naser Kabashi, Hajdar Sadiku** (2015), Method N2 – According to Fajfar, Proc. Of the Second Intl. Conf. On Advances in Civil, Structural and Construction Engineering, ISBN : 978-1-63248-042-2 doi: 10.15224/ 978-1-63248-042-2-95.
- [6] **ASCE 41-13(2013)**, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston.
- [7] **ATC-40 (1996)**, Seismic evaluation and retrofit of concrete building, Report No.SSC 96-01. Redwood City, CA, USA.
- [8] **Bachmann H**, Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. Auflage. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2002.
- [9] **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.
- [10] **BAEL 91 révisées 99**, Béton Armé aux Etats Limites (1999), Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limite, DTUP 18-702, Fascicule 62.
- [11] **Belazouz Lynda**, Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures, mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU, 2016.
- [12] **Belhadj Lila**, Influence des sections rectangulaire des poteaux sur la rigidité des portiques auto stable, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2018/2019.
- [13] **BOUKAIS Said**, Evaluation des structures endommagées par le séisme, leur confortement et réparation, THESE DE DOCTORAT, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

- [14] **Bouzid Leyla**, Vulnérabilité et fiabilité des constructions auto-stables sur sols meubles armés, thèse de doctorat, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2022.
- [15] **Carvalho Alex Luis Augusto, Fulano Valdemar Sebastiao Alberto**, étude technique d'un bâtiment en r+10 étages+ sous-sol à usage mixte avec un système constructif murs porteurs, mémoire de fin d'étude master académique, Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, Département de Génie Civil et Architecture, 2020/2021.
- [16] **Eurocode 8** (2004), Design for earthquake resistance, part 1 : general rules, seismic actions and rules for buildings, European standard EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- [17] **Fajfar P, Fischinger M** (1987), Non-linear seismic analysis of RC buildings : implications of a case study. *Eur Earthq Eng.*
- [18] **Fajfar P, Fischinger M** (1989), N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In : Proceedings of the 9th world conference earthquake engineering, vol V. Tokyo, Kyoto, 1988, Maruzen, Tokyo, 1989, pp 111–116.
- [19] **FEMA-273** (1997), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Building Seismic Safety Council, Washington DC, USA.
- [20] **FEMA-356** (2000), Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), USA.
- [21] **FEMA-440** (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency.
- [22] **Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., Tyrell, J.V.** (1975), Evaluations of existing buildings for seismic risk—a case study of puget sound naval shipyard, Bremerton, Washington. In: Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering, pp. 113–122. EERI, Oakland
- [23] **Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., Tyrell, J.V.** (1975), Evaluations of existing buildings for seismic risk—a case study of puget sound naval shipyard, Bremerton, Washington. In: Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering, pp. 113–122. EERI, Oakland
- [24] **H. Rodrigues et al. (eds.)** (2018), Facing the Challenges in Structural Engineering, Sustainable Civil Infrastructures, DOI 10.1007/978-3-319-61914-9_15.
- [25] **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.
- [26] **Hadjaz Leila**, Influence du nombre d'étages sur la performance sismique des structures auto-stables en B.A, mémoire de Master, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2017/2018.
- [27] **Hamzaoui Yasmine**, Ghemmour Dyhia, Etude de la Performance sismique des structures auto-stables en béton armé en évaluant leurs déplacements inter étages selon différents codes parasismiques, mémoire de Master, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2021/2022.
- [28] **Hemsas Miloud**, Modélisation par macro- éléments du comportement non – linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse doctorat, école doctorale des sciences pour l'ingénieur, université bordeaux1, 2010.
- [29] **Kacimi Nacéra**, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2013.
- [30] **KAHIL Amar**, évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique thèse de doctorat, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2015
- [31] **Lammari Meriem**, Calcul d'une tour (R+12+ sous-sol) à usage multiple contreventée par voiles et portiques Avec l'application ETABS, mémoire de Master, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2019/2020.
- [32] **Louzai A.**, Evaluation du facteur de comportement de structures en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaire, Thèse de doctorat, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2016
- [33] **Mansouri Redha**, Ductilité et comportement sismique des structures, Mémoire de Master en Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, 2017.
- [34] **Milan Zacek** (novembre 2010), béton & confort sismique (Conception parasismique des immeubles d'habitation collective en béton armé) „“, Livre.
- [35] **Mokrani Samia, Fodil Hassiba**, performance sismique des structures auto-stable en béton armé dépassant les limitations en hauteur exigées par RPA en zone III, mémoire de Master, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2020/2021.
- [36] **Monavari, B., Massumi, A.** (2012), Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria, International Journal of Advanced Structural Engineering, Vol. 4, No 1, Doi :10.1186/2008-6695-4-4.

- [37] **Nekmouche Aghiles**, Investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé Projet de fin d'études, université de Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, 2012/2013.
- [38] **Nekmouche. A (2019)**, Évaluation des dommages plastiques des structures élancées sous sollicitations sismiques, thèse de doctorat, Université A. MIRA-BEJAIA, Algérie.
- [39] **Oriol Bové, Vinod Kumar Golla, Elena Oliver-Saiz, Jordi Bonada, Francisco Lopez Almansa**, 2024, Seismic pushover analysis of unbraced adjustable pallet racks in the down-aisle direction. Need for multimode analysis, ELSEVIER, 16, www.elsevier.com/locate/tws.
- [40] **Paulay T, Priestley M.J.N.** Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures. John Wiley & Sons, New York 1992.
- [41] **Pierre Alain Naze**, Proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures, Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique, Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé, Institut national des sciences appliquées de Lyon, 2004.
- [42] **Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (2003)** : Centre National de recherche en Génie Parasismique, Algérie.
- [43] **Salama Fatma Zohra**, analyse du comportement des portiques auto-stable en béton armé, mémoire de magister, université de Saad Dahleb, Blida, 2016.
- [44] **Tilmatine Thileli**, Etude comparative de la performance sismique entre plusieurs systèmes de contreventement d'une structure en béton armé, mémoire de Master, Université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2019.
- [45] **Yahiaoui D.**, Contribution à l'analyse dynamique non linéaire des portiques en béton armé, Thèse de doctorat, Université de Batna, Algérie.
- [46] **Zendaoui Abdelhakim**, étude de l'influence des paramètres de modélisation sur l'analyse sismique des structures en béton armé, thèse de doctorat, université Mustapha Ben Boulaid Batna 2, 2018.