

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

MEMOIRE DE MAGISTER

SPÉCIALITÉ : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES ET MATÉRIAUX

THEME

Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables

Composition du jury :

M ^r HANNACHI Naceur-Eddine	Professeur- U.M.M.T.O.	Président
M ^r HAMIZI Mohand	Professeur- U.M.M.T.O.	Rapporteur
M ^r AIT Tahar Kamel	Professeur- U.M.M.T.O.	Examineur
M ^r HAMMOUM Hocine	Maitre de conférences classe A -U.M.M.T.O.	Examineur

Présenté par : BELAID Hania

Remerciements

Je remercie d'abord le bon DIEU le tout puissant qui m'a guidé et ma donné la force et la volonté de réaliser cette modeste recherche.

Je tiens à exprimer mes remerciements respectueux à Monsieur HAMIZI Mohand, Professeur à l'U.M.M.T.O, qui a proposé et dirigé cette thèse, pour son aide, ses précieux conseils et ses orientations durant la réalisation de ce travail.

Mes remerciements s'adressent, également, à M^f HANNACHI Naceur-Eddine qui m'a fait l'honneur de présider le jury, M^f AIT TAHAR Kamel et M^f HAMMOUM Hocine, pour avoir bien voulu examiner mon travail et participer au jury.

Que tous ceux qui ont apporté une contribution petite soit elle, pour l'élaboration de cette étude, trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus chaleureux.

Je remercie de tout mon cœur mes parents, mon mari Karim, ma grande famille et ma belle famille(HASSANI), ainsi mes ami(es) pour leur soutien et leurs encouragements.

RESUME

L'analyse pathologique de quelques constructions endommagées durant les séismes récents en Algérie a montré un manque significatif dans leur comportement sismique. En effet le manque de ductilité est l'un des paramètres primordial qui conduit les structures de type auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé à réagir d'une façon fragile sans avertissement suffisant vis-à-vis d'une sollicitation sismique sévère, qui mène la structure à une ruine prématurée.

En conséquence dans les zones fortement sollicitées par l'action sismique, la ductilité devient un paramètre extrêmement important pour l'étude de la performance sismique des structures dans le domaine post élastique.

L'objectif principal de cette étude est d'identifier les facteurs qui influencent la ductilité globale de la structure et d'étudier leur incidence sur le comportement sismique des structures auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé. Nous nous sommes intéressés à ce type des structures par leurs vulnérabilités d'après les observations post sismique.

L'objectif secondaire est de voir aussi l'influence de ces paramètres sur d'autres types de critères de performance sismique des structures, notamment la rigidité et la résistance.

Afin de réaliser cette étude, deux structures en portiques auto-stables en béton armé de 3 et 7 étages sont considérées. Des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive (analyse push-over) sont effectuées à l'aide du logiciel de calcul ETABS v 9.6.0 afin d'établir les courbes de capacité qui conviennent à chaque structure, en faisant varier, à chaque analyse, les paramètres influençant sur la performance sismique des structures étudiées, tels que la résistance à la compression du béton ; la limite élastique des armatures longitudinales; la section du béton des poteaux et le diamètre des armatures longitudinales des poteaux.

Mots clés : ductilité, résistance, rigidité, structures auto-stables, méthode Push-Over.

SUMMARY

Pathological analysis of some constructions damaged during the recent seisms in Algeria showed a lack meaning in their seismic behavior. Indeed the lack of ductility is one of the parameters paramount which leads structures of the self-stabilizing type (column-beams) out of reinforced concrete to react in a brutal way without sufficient warning with respect to a severe seismic request, which leads the structure to a premature ruin.

Consequently in the zones strongly requested by the seismic action, ductility becomes an extremely important parameter for the study of the seismic performance of the structures in the elastic post field.

The main aim of this study is to identify the factors which influence the total ductility of the structure and to study their incidence on the seismic behavior of the self-stabilizing structures (post-beams) out of reinforced concrete. We summons ourselves interested in this type of the structures by their vulnerable according to the observations post seismic.

The secondary objective is to also see the influence of these parameters on other types of criteria of seismic performance of the structures, in particular rigidity and resistance.

In order to make this study, two structures out of concrete gantry reinforced with 3 and 7 stages are considered. Non-linear static analyzes in progressive push (pushover analyzes) are carried out using the computation software ETABS v 9.6.0 in order to establish the curves of capacity which are appropriate for each structure, while varying, with each analysis, the parameters influencing on the seismic performance of the studied structures, such as the compressive strength of the concrete; yield stress of the longitudinal reinforcements; the section of the concrete of the posts and the diameter of the longitudinal reinforcements of the columns.

Key words: ductility, resistance, rigidity, structures self-stabilizing, Push-Over method.

Table de matières

Liste des figures	<i>I</i>
Liste des tableaux	<i>IV</i>
Chapitre I : Introduction Générale	
I.1. Introduction	<i>1</i>
I.2. Problématique	<i>1</i>
I.3. Objectif du mémoire	<i>4</i>
I.4. Structuration du mémoire	<i>4</i>
Chapitre II: Revue bibliographique sur la dissipation d'énergie et la notion de ductilité	
II.1. Introduction	<i>7</i>
II.2. Processus d'absorption et de dissipation de l'énergie sismique	<i>7</i>
II.3. Critères de performance	<i>8</i>
II.3.1. Niveaux de performance	<i>9</i>
II.3.2. Cohérence dans la conception parasismique	<i>9</i>
II.3.3. Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance	<i>10</i>
II.3.3. 1. Critère de rigidité	<i>10</i>
II.3.3. 2. Critère de résistance	<i>10</i>
II. 3.3.3. Critère de ductilité	<i>11</i>
II.4. Notions sur la ductilité	<i>12</i>
II.4.1. Facteurs de ductilité	<i>12</i>
II.4.1.1. Ductilité du matériau (ductilité de déformation)	<i>12</i>
II.4.1.2. Ductilité en courbure ou ductilité locale	<i>13</i>
II.4.1.3. Ductilité de déplacement	<i>13</i>
II.4.2. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité	<i>14</i>
II.4.3. Critère de ductilité locale	<i>15</i>
II. 4.4. Les facteurs influençant la ductilité	<i>16</i>
II.4.5. Relation déformabilité-ductilité	<i>17</i>
II.4.6. Comportement ductile et fragile	<i>18</i>
II.4.7. Objectif global du projet d'ossature parasismique	<i>18</i>
II.4.8. Classes de ductilité selon l'Eurocode8	<i>19</i>
II.4.9. Comportement des structures selon le code FEMA440	<i>20</i>
II.5. Conclusion	<i>20</i>
Chapitre III: Présentation de l'analyse PUSHOVER	
III.1. Introduction	<i>22</i>
III.2. L'analyse PUSHOVER	<i>22</i>
III.2.1. Définition de l'analyse PUSHOVER	<i>22</i>
III.2.2. Origine de l'analyse PUSHOVER	<i>24</i>

Table de matières

III.2.3. But de l'analyse PUSHOVER	24
III.2.4. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode	25
III.2.5. Distribution des charges latérales	26
III.2.6. Le déplacement cible	27
III.2.7. Idéalisation de la courbe de capacité	28
III.3. Approche du code utilisé pour cette étude	28
III.3.1. Approche globale du règlement ATC40	29
III.3.1.1. Conversion du spectre de la demande sismique au format accélération-déplacement	29
III.3.1.2. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité	31
III.3.2. Evaluation du point de performance	32
III.3.2.1. Introduction	32
III.3.2.2 Développement des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$)	32
III.3.2.3. Superposition des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$) _D et ($\beta_{eff} - S_d$) _C	37
Chapitre IV: Modélisation des Structures auto stables étudiées	
IV.1. Introduction	38
IV.2. Présentation et description des structures étudiées	38
IV.3. Dimensionnement des structures étudiées	40
IV.3.1. Pré dimensionnement des sections de béton poutres et poteaux	40
IV.3.1.1. Les poutres	40
IV.3.1.2. Les poteaux	40
IV.4. Charges appliquées	41
IV.5. Caractéristiques dynamiques des structures étudiées	41
IV.5.1. Masses sismiques des structures étudiées	41
IV.5.2. Calcul du facteur de participation modale et du coefficient de masse modale	42
IV.6. Ferrailage des éléments structuraux des structures étudiées	43
IV.6.1. Ferrailage des poutres	43
IV.6.1.a. Armatures longitudinales	43
IV.6.1.b. Armatures transversales	43
IV.6.2. Ferrailage des poteaux	43
IV.6.2.a. Armatures longitudinales	43
IV.6.2.b. Armatures transversales	44
IV.7. Modélisation des poutres et poteaux des structures étudiées	44
Chapitre V: Présentation et discussion des résultats	
V.1. Introduction	48
V.2. Résultats obtenus pour la structure (R+2)	49
V.2. 1. Influence de la résistance à la compression du béton f_{c28}	49

Table de matières

V.2.1.1. Courbes de capacité [Effort tranchant à la base-déplacement au sommet]	49
V.2.1.2. Analyse comparative des résultats obtenus	50
V.2.1.3. Détermination des points de performance	53
V.2.1.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]	55
V.2. 2. Influence de la section du béton des poteaux	55
V.2.2.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	55
V.2.2.2. Analyse comparative des résultats obtenus	57
V.2.2.3. Détermination des points de performance	58
V.2.2.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]	59
V.2. 3. Influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux	59
V.2.3.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	59
V.2.3.2. Analyse comparative des résultats obtenus	61
V.2.3.3. Détermination des points de performance	62
V.2.3.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]	63
V.2. 4. Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux	63
V.2.4.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	63
V.2.4.2. Analyse comparative des résultats obtenus	65
V.2.4.3. Détermination des points de performance	66
V.2.4.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]	67
V.3. Résultats obtenus pour la structure (R+6)	68
V.3. 1. Influence de la résistance à la compression du béton f_{c28}	68
V.3.1.1. Courbes de capacité [Effort tranchant à la base-déplacement au sommet]	68
V.3.1.2. Analyse comparative des résultats obtenus	69
V.3.1.3. Détermination des points de performance	71
V.3.1.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+6)]	72
V.3. 2. Influence de la section du béton des poteaux	72
V.3.2.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	72
V.3.2.2. Analyse comparative des résultats obtenus	74
V.3.2.3. Détermination des points de performance	75
V.3.2.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+6)]	76
V.3. 3. Influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux	76
V.3.3.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	76
V.3.3.2. Analyse comparative des résultats obtenus	78
V.3.3.3. Détermination des points de performance	79
V.3.3.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+6)]	79

Table de matières

V.3.4. Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux	80
V.3.4.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires	80
V.3.4.2. Analyse comparative des résultats obtenus	81
V.3.4.3. Détermination des points de performance	83
V.3.4.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique 1 de la structure (R+6)]	83
V.4. Analyse comparative de la ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés	84
Chapitre VI: Conclusion générale	88
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des figures

Figure I.1 : Comportement ductile (exemple de confinement d'une pile de viaduc (Document EQIIS –USA). (Séisme de Kobé, Japon, 1995).	2
Figure I.2 : Comportement ductile	2
Figure I.3 : Mode de ruine fragile (effondrement des structures en béton armé manquant de « ductilité »(Séisme Boumerdès, Algérie, 2003) à gauche, (Séisme d'Izmit, Turquie,1999) à droite.	3
Figure I.4 : Comportement fragile.	3
Figure II.1 : Réponse élastique	8
Figure II.2 : Réponse élasto-plastique	8
Figure II.3 : ductilité de déformation	12
Figure II.4 : ductilité de courbure	13
Figure II.5 : ductilité de déplacement	13
Figure II.6 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité	15
Figure II.7: Courbe charge-déformation « relation déformabilité-ductilité »	17
Figure II.8: Déformation et ductilité des voiles et portiques en béton armé	17
Figure II.9 : Comportement d'un élément ' ductile et fragile'	18
Figure II.10 : Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive	19
Figure II.11: comportements des structures (code FEMA440)	20
Figure III.1 : Courbe de capacité (PUSHOVER) d'une structure	23
Figure III.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité d'une structure	23
Figure III.3 : Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité.	28
Figure III.4 : Conversion du spectre de réponse (Sa-T) au format (Sa-Sd)	30
Figure III.5 : Spectre de réponse de calcul.	31
Figure III.6 : Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité	32
Figure III.7 : Capacité de la structure à dissiper de l'énergie dans le domaine non linéaire	33
Figure III.8 : Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique	35
Figure III.9: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	36
Figure III.10 : Diagramme($\beta_{eff} - S_d$) de la capacité sismique	36
Figure III.11 : Superposition des diagrammes($\beta_{eff} - S_d$) _D et ($\beta_{eff} - S_d$)	37
Figure IV.1 : Vue en plan des structures en (R+2) et (R+6)	39
Figure IV.2 : Vues en 3D des deux structures.	39
Figure IV.3 : Masses sismiques des modèles en oscillateurs multiples en console verticale (modèle brochette) associés aux bâtiments (R+2) et (R+6)	42

Figure IV.4 : Courbe Force-Déformation idéalisée	45
Figure V.1 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)	49
Figure V.2 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)	50
Figure V.3: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de f_{c28} ; $f_y=400\text{MPa}$ suivant (xx) et (yy)	53
Figure V.4: Courbe de capacité et la représentation bilinéaire de la structure (R+2) direction (xx) $f_{c28} = 25\text{MPa}$	53
Figure V.5 : Point de performance de la structure (R+2) direction (xx), $f_{c28}= 25\text{MPa}$	54
Figure V.6 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)	55
Figure V.7: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)	56
Figure V.8: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)	56
Figure V.9: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de La section du beton des poteaux suivant (xx) et (yy)	58
Figure V.10: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)	59
Figure V.11: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)	60
Figure V.12: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)	60
Figure V.13: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales des poteaux suivant (xx) et (yy)	62
Figure V.14 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)	63
Figure V.15: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)	64
Figure V.16: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)	64
Figure V.17: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales suivant (xx) et (yy)	66
Figure V.18: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)	67
Figure V.19 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6) (Direction xx)	68
Figure V.20 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	69

(Direction yy)	
Figure V.21: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de f_{c28} ; $f_y=400\text{MPa}$ suivant (xx)et (yy)	71
Figure V.22 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)	72
Figure V.23: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction xx)	73
Figure V.24: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction yy)	73
Figure V.25: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de La section du beton des poteaux suivant (xx) et (yy)	75
Figure V.26: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)	76
Figure V.27: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction xx)	77
Figure V.28: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction yy)	77
Figure V.29: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales des poteaux suivant (xx) et (yy)	79
Figure V.30 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)	79
Figure V.31: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction xx)	80
Figure V.32: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)	
(Direction yy)	81
FigureV.33: Comparaison des différentes Courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales suivant (xx)	82
Figure V.34: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)	83
Figure V.35: Ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés	85

Liste des tableaux

Tableau II.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement	19
Tableau IV.1 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des deux bâtiments	41
Tableau IV.2 : Facteur de participation modale et du coefficient de masse modale	42
Tableau IV.3 : Tableau de ferrailage des éléments des bâtiments	44
Tableau V.1: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)	51
Tableau V.2: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy)	51
Tableau V.3 : Courbe de capacité de la structure (R+2) direction (xx)	53
Tableau V.4 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)	54
Tableau V.5: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)	57
Tableau V.6: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy)	57
Tableau V.7 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)	58
Tableau V.8: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)	61
Tableau V.9: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy)	61
Tableau V.10 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)	62
Tableau V.11: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)	65
Tableau V.12: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy)	65
Tableau V.13 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)	66
Tableau V.14: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)	70
Tableau V.15: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy)	70
Tableau V.16 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)	71

Tableau V.17: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)	74
Tableau V.18: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy)	74
Tableau V.19 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)	75
Tableau V.20: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)	78
Tableau V.21: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy)	78
Tableau V.22 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)	79
Tableau V.23: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)	81
Tableau V.24: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy)	82
Tableau V.25 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)	83
Tableau V.26: Ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés	84

CHAPITRE I



*Introduction
générale*

Chapitre I : Introduction générale

I.1. Introduction

Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux-poutres, flambement des barres dans les poteaux ou rupture par effort tranchant dans les poteaux ou poutres. En ce qui concerne les structures contreventées par voiles, les dommages se produisent généralement par excès de compression en rive de voile ou bien par effort tranchant à la base.

Les raisons de ces dommages sont multiples :

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

I.2. Problématique

Les séismes majeurs sollicitent la structure en dehors du domaine élastique, or celle-ci devrait préserver non seulement une résistance résiduelle appropriée aux actions engendrées, mais une ductilité suffisante pour garantir l'absorption de l'énergie sismique, sans qu'elle puisse subir des endommagements très préjudiciables. Une importance particulière doit donc être accordée à la ductilité en vue d'augmenter la déformation de la structure dans le palier de plasticité et d'évaluer la performance sismique de la structure (Park, 1989) [1].

Dans les zones fortement sollicitées par le chargement sismique, la ductilité devient une considération extrêmement importante. D'ailleurs la philosophie actuelle des codes est basée sur une conception sismique stipulant que les structures doivent résister élastiquement aux séismes relativement modérés; et développer une ductilité dans le cas d'un séisme sévère; donc il est important de s'assurer, dans l'étape extrême d'une structure chargée jusqu'à la rupture, qu'elle va se comporter d'une manière ductile (comportement ductile)

(figures I.1 et I.2) . Autrement dit s'assurer que la structure ne se rompra pas d'une façon brutale (comportement fragile) (figures I.3 et I.4) c'est à dire sans avertissement, mais sera capable de manifester de grandes déformations au delà de la capacité maximum de chargement. Ces déformations donnent l'avertissement suffisant, et ce en maintenant la capacité de chargement, ainsi une rupture totale peut être prévenue et des vies humaines préservées.

Par conséquent, la ductilité est une propriété importante à considérer dans la conception. Le dimensionnement et le ferrailage des poteaux et des poutres ne peuvent être complets sans la prise en compte de cet aspect.



Figure I.1 : Comportement ductile (exemple de confinement d'une pile de viaduc. (Document EQIIS –USA). (Séisme de Kobé, Japon, 1995).

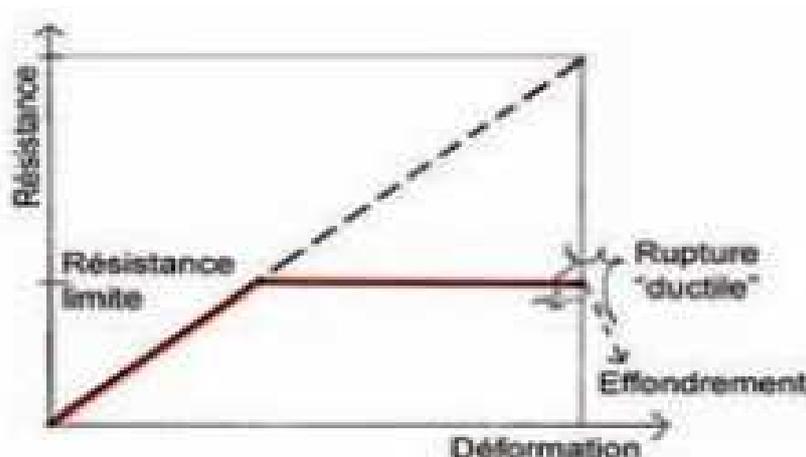


Figure I.2 : Comportement ductile



Figure I.3 : Mode de ruine fragile (effondrement des structures en béton armé manquant de « ductilité ». (Séisme Boumerdès, Algérie, 2003) à gauche, (Séisme d’Izmit, Turquie, 1999) à droite.

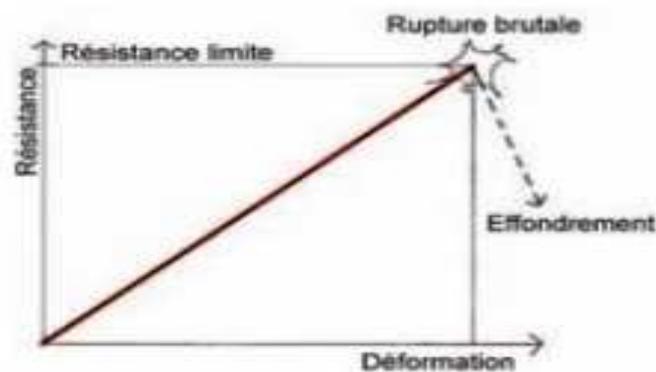


Figure I.4 : Comportement fragile.

La problématique de la ductilité des structures en béton armé peut donc se poser de la façon suivante :

Quels sont les facteurs qui influencent la ductilité et quelles sont leurs incidences sur le comportement sismique des structures en béton armé ?

I.3. Objectif du mémoire

Notre travail consiste en l'étude de l'influence de quelques paramètres sur la ductilité des structures en portiques auto stables en béton armé .

Pour ce faire, on considère deux structures en portiques auto stables en béton armé de même configuration structurale mais de nombre d'étages différent : une structure en (R+2) et une structure en (R+6). Après un dimensionnement des deux structures considérées selon les deux codes de calcul utilisés, à savoir le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91 [4] et le règlement parasismique algérien RPA99/2003[3], on effectue pour chaque structure à l'aide du logiciel ETABS v9.6.0[11] une analyse non-linéaire en poussée progressive (analyse push-over) sous des forces sismiques progressivement croissantes afin d'établir les courbes de capacité qui conviennent à chaque structure, en faisant varier, à chaque analyse, les paramètres influents sur la performance sismique des structures étudiées, tels que la résistance à la compression du béton; la limite élastique des armatures longitudinales; la section du béton des poteaux ;le diamètre des armatures longitudinales des poteaux.

Au terme de ces analyses non-linéaires des structures étudiées, on procèdera à une discussion des résultats de chaque paramètre étudié et leur influence sur la ductilité globale, la résistance, la rigidité et le mode de ruine de chaque structure.

I.4. Structuration du mémoire

Le présent mémoire est structuré en six chapitres

Le premier chapitre est la présente introduction.

Le chapitre 2: Synthèse bibliographique sur la dissipation d'énergie et la notion de ductilité.

Au chapitre 3: Présentation de l'analyse pushover.

Au chapitre 4 on effectue le dimensionnement des deux structures étudiées selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99/2003 et la modélisation des éléments poutres et poteaux des structures étudiées, en tenant compte de leur comportement non-linéaire.

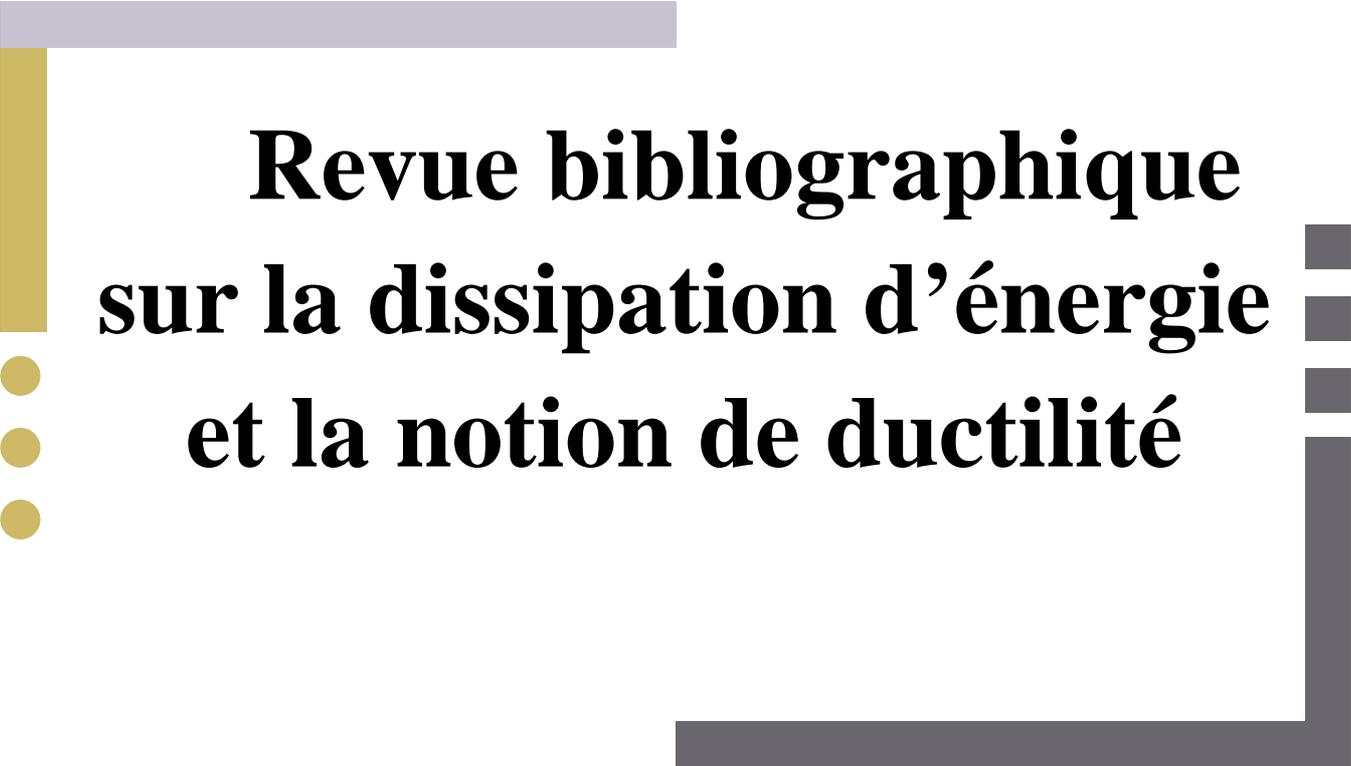
Au chapitre 5 on réalise des analyses non-linéaires pushover pour chaque structure étudiée en utilisant le logiciel de calcul non linéaire ETABS. Les structures sont analysées sous l'évaluation des paramètres suivants :

- La résistance à la compression du béton ;
- La limite élastique des armatures longitudinales ;
- La section du béton des poteaux ;
- Le diamètre des armatures longitudinales des poteaux.

En suite, on procède à une discussion des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré et son influence sur la ductilité globale, la résistance, la rigidité et le mode de ruine de la structure .

Enfin, au chapitre 6, on résume les conclusions principales des résultats obtenus dans cette investigation et les perspectives à entrevoir.

CHAPITRE II



**Revue bibliographique
sur la dissipation d'énergie
et la notion de ductilité**

Chapitre II: Revue bibliographique sur la dissipation d'énergie et la notion de ductilité

II.1. Introduction

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps, qui induit dans la structure des forces d'inertie. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène interaction sol- structure,

une autre partie est dissipée par amortissement le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de déformation élastiques et inélastiques dans les éléments structuraux.

II.2. Processus d'absorption et de dissipation de l'énergie sismique

Durant une secousse sismique sévère, le mode d'absorption d'un oscillateur simple de l'énergie libérée par le sol, répondant élastiquement, aura une relation charge-déplacement (figure II.1) où le point B est la réponse maximale. L'aire ABC sous la courbe représente l'énergie potentielle emmagasinée au déplacement maximal; et quand la masse M retourne à la position d'équilibre, l'énergie sera convertie en une énergie cinétique. Par contre, si l'oscillateur ne subit pas de force élastique, alors il développe une rotule plastique avec des caractéristiques élasto – plastiques. Dans ce cas, la réponse se poursuit le long de l'axe DE.

Comme le montre la (figure II.2) et le point E représente la réponse maximale. L'énergie potentielle emmagasinée au déplacement maximal est représentée par l'aire ADEF. Lorsque la masse retourne à la position d'équilibre, l'énergie sera convertie en une énergie cinétique représenté par l'aire du petit triangle EFG, car l'énergie représentée par l'aire ADEG est dissipée par la rotule plastique par la conversion en une énergie dégagée par la chaleur et l'autre en une énergie irréversible. Donc, il est évident que dans les structures élastiques, l'ensemble de l'énergie emmagasinée sera restituée comme une énergie cinétique dans chaque cycle, par contre dans les structures élasto- plastiques, seulement une partie en sera restituée. Seulement, le potentiel de l'énergie emmagasinée dans les structures élasto- plastiques dans chaque cycle n'est pas nécessairement plus grand comme les structures élastiques. De plus, le déplacement maximal des structures élasto-plastiques n'est pas obligatoirement supérieur à celui des structures élastiques [2].

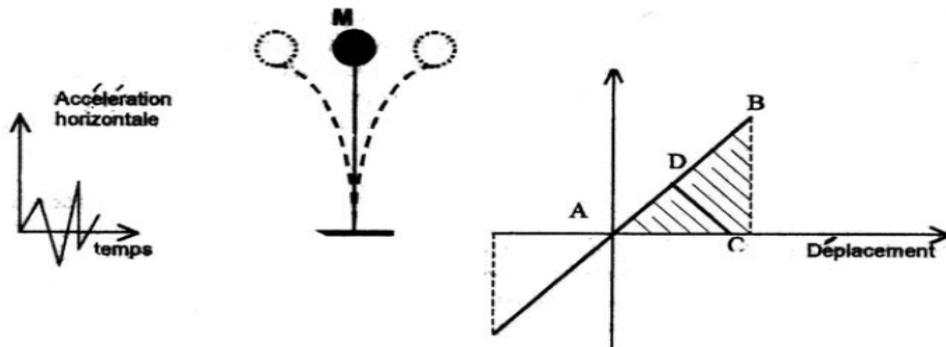


Figure II.1 : Réponse élastique

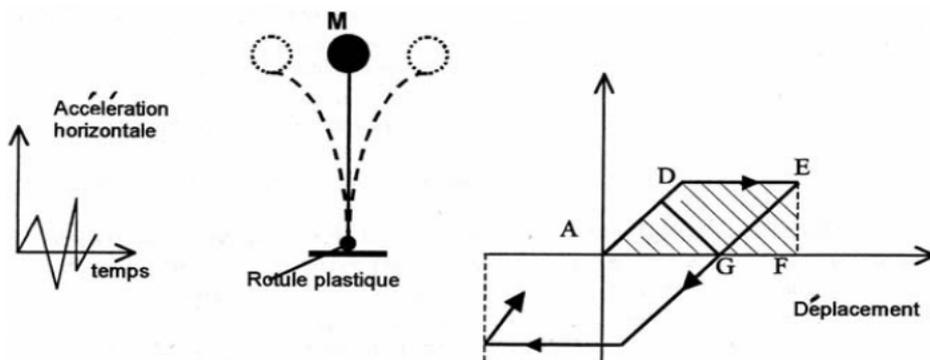


Figure II.2 : Réponse élasto-plastique

II.3. Critères de performance

Les niveaux de performance visés par les codes courants relatifs aux bâtiments sont :

- Sécurité sur les vies humaines.
- Contrôle de l'endommagement.
- Séisme de faible intensité (endommagement négligeable).
- Séisme modéré (endommagement réparable).
- Eviter l'effondrement lors d'un séisme majeur.

Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance, la définition la plus appropriée est que cette approche se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en objectifs de performance à atteindre. Ces objectifs sont des états d'acceptance de la performance de la structure. La performance "cible"

peut être caractérisée par des limites exprimées en termes de contraintes, déformations, déplacements et accélérations etc.

Pour ce, les objectifs de performance sont exprimés en terme d'un état spécifique d'endommagement ou en probabilité de "ruine" contre une probabilité prescrite d'un niveau "demande".

Il est reconnu que les limites exprimées en déplacement relatif spécifiques à différents niveaux d'endommagement peuvent varier considérablement en fonction du système structurel et du matériau de construction.

II.3.1. Niveaux de performance

Il n'existe pas un commun accord sur la définition du niveau d'endommagement suite à un séisme spécifique mais des critères acceptables pour caractériser ces performances:

a- Sécurité des vies: exigence fondamentale.

b- Réparation de l'endommagement: une distinction est faite entre endommagement structurel réparable et endommagement structurel non réparable.

c- Effondrement évité: afin d'éviter les blessures et les pertes en vies humaines, la structure doit rester debout après un tremblement de terre.

Pour une performance structurelle définie en terme d'un état d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur.

En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement.

II.3.2. Cohérence dans la conception parasismique

Dans ce contexte de conception de performance, pour un niveau déterminé d'excitation sismique la structure est conçue de façon que sa performance reste entre les limites prescrites. Pour atteindre ce niveau de vérification, le dimensionnement est conduit à travers la formulation "requis - disponible" ou "demande - capacité" [20].

Capacité requise \leq Capacité disponible

Trois paires de caractéristiques mécaniques sont couramment considérées dans le dimensionnement parasismique: rigidité, résistance et ductilité.

Rigidité requise \leq Rigidité disponible

Résistance requise \leq Résistance disponible

Ductilité requise \leq Ductilité disponible

Afin d'établir la cohérence réglementaire, la structure doit être vérifiée pour les 3 états limites précités pour les critères de performance suivants:

- Service \longrightarrow Rigidité
- Contrôle de l'endommagement \longrightarrow Résistance
- Ultime \longrightarrow Capacité de déformation ou ductilité

II.3.3. Critères de dimensionnement pour 3 niveaux de performance

II.3.3.1. Critère de rigidité

La vérification de la rigidité est traditionnellement considérée par les concepteurs comme le premier critère à satisfaire dans le processus de dimensionnement. Suite à l'impact économique et la perte de fonctionnalité des bâtiments, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable [12], afin de :

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

Et la vérification est généralement concrétisée à travers la relation :

Rigidité requise \leq Rigidité disponible

Ou Déplacement relatif résultant \leq Déplacement relatif limite.

II.3.3.2. Critère de résistance

La conception parasismique courante autorise l'endommagement structurel lors d'un séisme sévère où les structures sont appelées à enregistrer d'importantes déformations inélastiques. La force de dimensionnement est nettement inférieure à la force nécessaire pour que la structure reste dans le domaine élastique. Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante : Demande de résistance \leq Capacité de résistance [20].

Les deux termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant la méthode linéaire élastique ou non linéaire inélastique, et elle dépend du :

- Type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc.
- Type de structure.
- Spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R (selon le code RPA, facteur de comportement) qui est déterminé en fonction du type de structure, sa période naturelle et la surrésistance, cette dernière considère la résistance effective des éléments de la structure; elle est définie par rapport à la résistance nécessaire théorique déduite du dimensionnement.

La capacité de résistance dépend des caractéristiques des zones dissipatives d'énergie, où une résistance adéquate est fournie tout en évitant la rupture brutale ou autres modes de rupture. La résistance de ces zones dépend des facteurs suivants :

- La sécurité prise sur les matériaux en considérant les limites inférieures, conduisant ainsi à une augmentation de la résistance des sections.
- L'utilisation des sections plus importantes que celles résultantes de l'analyse.
- L'effet d'écroutissement produisant une augmentation des moments plastiques.
- Redistribution des moments suite à la formation des rotules plastiques, le moment de calcul peut diminuer ou augmenter.
- L'accumulation des déformations plastiques: la capacité de résistance de la structure dépend du nombre de cycles inélastiques, les séquences et leurs amplitudes relatives.

II.3.3.3. Critère de ductilité

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

Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celle causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie [15]. Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismique peuvent être ainsi préalablement

choisies, convenablement conçues et soigneusement ferraiillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilité adéquates.

Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée. Cet objectif est atteint si le critère de ductilité est satisfait: Demande de ductilité \leq Capacité de ductilité

II.4. Notions sur la ductilité

Avant 1960, la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendu au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale [13].

II.4.1. Facteurs de ductilité

On distingue 3 manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement [22].

II.4.1.1. Ductilité du matériau (ductilité de déformation)

Cette ductilité est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, peut être définie comme le rapport de la déformation maximale ε_u (correspondant à la contrainte maximale) sur la déformation ε_y (correspondant à la limite élastique), voir (figure II.3). Le facteur de ductilité du matériau désigné par μ_ε a pour expression :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (\text{II. 1})$$

Le facteur de ductilité du matériau μ_ε élevé indique un matériau ductile par contre un facteur de ductilité du matériau μ_ε faible indique un matériau fragile.

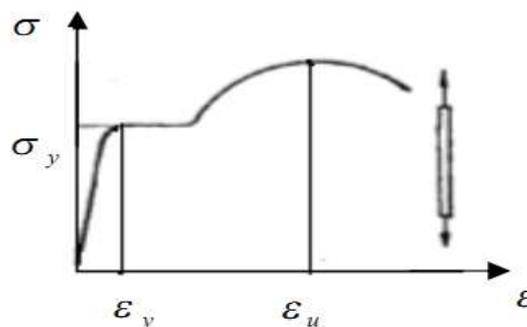


Figure II.3 : ductilité de déformation

II.4.1.2. Ductilité de courbure

La ductilité de courbure ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique. On définit le facteur de ductilité de courbure comme le rapport de la courbure maximale d'un élément ϕ_u , sur la courbure ϕ_y correspondant à la limite élastique des matériaux le composant, voir (figure II.4).

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{II. 2})$$

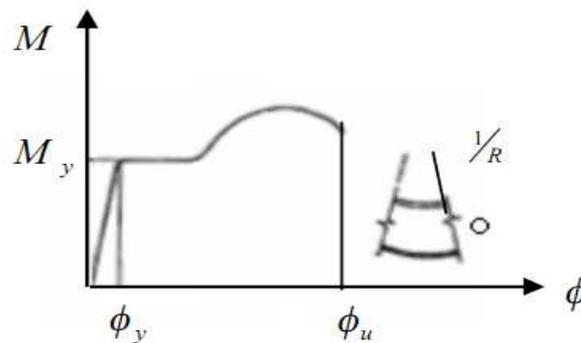


Figure II.4 : ductilité de courbure

II.4.1.3. Ductilité de déplacement

La ductilité en déplacement est, généralement, une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est souvent employée en calcul sismique, elle est reliée au déplacement d'un point de la structure. Le facteur de ductilité en déplacement μ_Δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal Δ_u d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement Δ_y correspondant à la limite élastique, voir (figure II.5).

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (\text{II. 3})$$

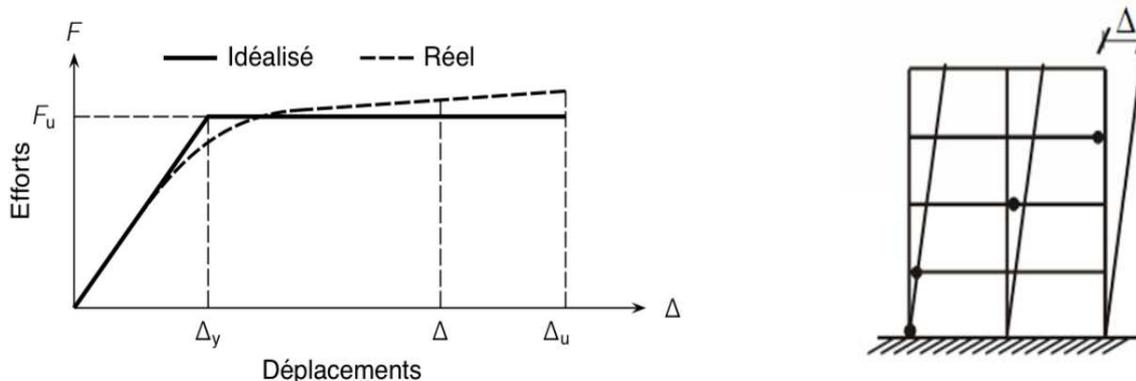


Figure II.5 : ductilité de déplacement

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure. La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que la ductilité globale.

II.4.2. Relation entre le coefficient de comportement R et la ductilité

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voir impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper de l'énergie.

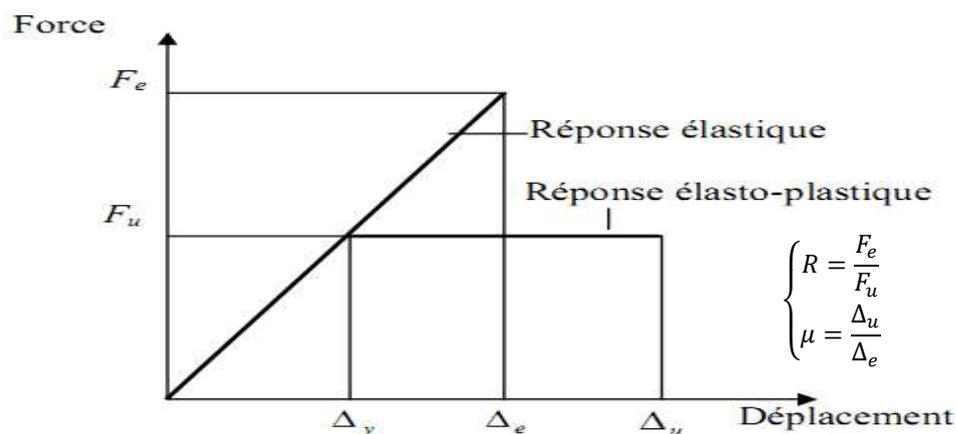
Dans ce cas le rapport μ_{Δ} est nommé « coefficient de comportement » (R selon le RPA) ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques.

Cependant, quel niveau de ductilité doit on adopter pour une certaine catégorie de structure ?

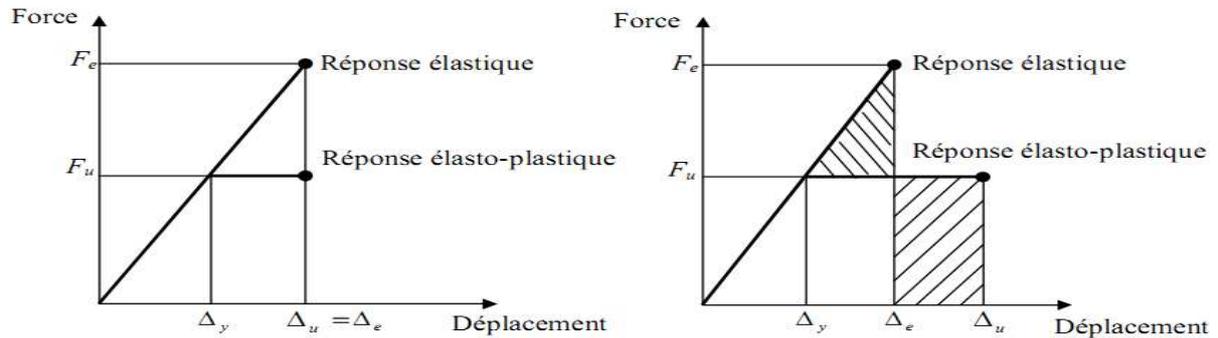
Une simple réponse à cette question est quasi impossible vu la grande diversité dans les formes de structures et le grand nombre d'incertitudes impliquées.

La figure (II.6) montre deux conditions définissant les limites de la relation entre le facteur de réduction des forces R, et le taux de ductilité d'ensemble μ_{Δ} .

* Réduction de la force sismique et taux de ductilité.



*Relations entre le facteur R et la ductilité.



Approximation de déplacements égaux :
Structures avec des périodes naturelles
relativement longues.

Approximation d'énergies égales :
Structures avec des périodes naturelles
moyennes.

Figure II.6 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité

-Selon **Newmark** et **Hall** :

Cas (a) concept basé sur l'égalité des déplacements:

$$\mu_{\Delta} = R \quad \text{pour } T > 0.5 S \quad (\text{structures souples}) \quad (\text{II.4})$$

Cas (b) concept basé sur l'égalité des énergies:

$$\mu_{\Delta} = \frac{1}{2}(R^2 + 1) \quad \text{pour } 0.2 S < T < 0.5 S \quad (\text{structures rigides}) \quad (\text{II.5})$$

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée [9].

II.4.3. Critère de ductilité locale

L'Eurocode8 offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour μ_{ϕ} (noté $\mu_{\phi min}$) en fonction du coefficient du comportement des structures q_0 . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité en courbure disponible μ_{ϕ} , devrait être supérieur ou égal à $\mu_{\phi min}$. Ce facteur est déterminé par les deux expressions suivantes (Eurocode8, 2003) :

$$\mu_{\phi min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 > T_c \\ 1 + (2q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} & \text{si } T_1 < T_c \end{cases} \quad (\text{II. 6})$$

Où T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et T_c est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre. En général, ce coefficient q_0 varie entre 3 et 6 et le facteur de ductilité en courbure minimal $\mu_{\phi min}$ correspondant varie entre 6 et 12 (Fuentes, 1988).

II.4.4. Les facteurs influençant la ductilité

La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élasto-plastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques [16, 17, 18, 19], a été conduit pour l'amélioration de la capacité des rotules plastiques de l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique. Or, cette amélioration dépend de plusieurs facteurs intrinsèques qui influent sur la ductilité et la portance des rotules plastiques. Parmi ces facteurs, on cite:

- la résistance à la compression du béton;
- le confinement transversal des éléments;
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées ;
- la résistance élevée des armatures tendues.

L'analyse des travaux [16, 17, 18, 19], a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité.

II.4.5. Relation déformabilité-ductilité

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement; par contre, la ductilité est la capacité de

subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine [14], comme le montre la figure (II.7).

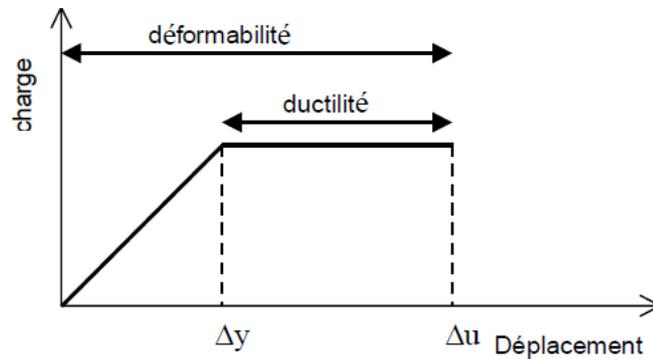


Figure II.7: Courbe charge-déplacement « relation déformabilité-ductilité »

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure (II.8), où on constate que les murs en béton armé (voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles [14].

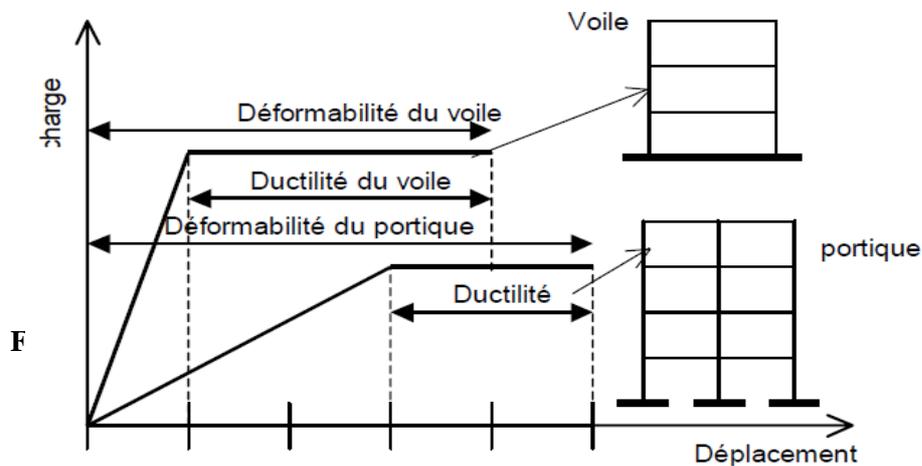


Figure II.8: Déformation et ductilité des voiles et portiques en béton

II.4.6. Comportement ductile et fragile

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque le palier de non linéarité est court, on dit que

l'élément est fragile, voir (figure II.9). Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide [15].

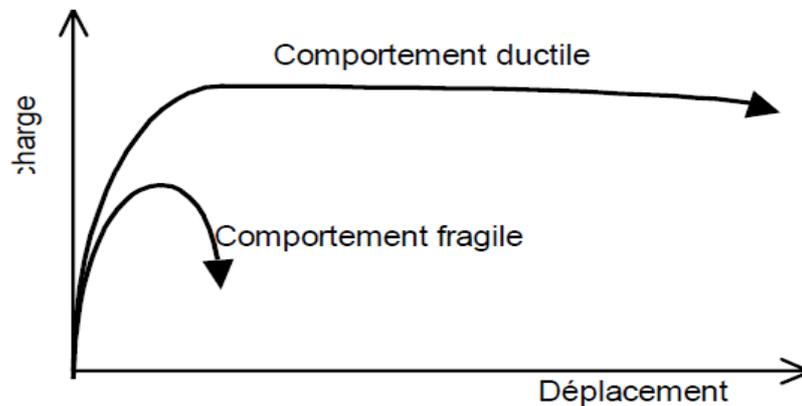


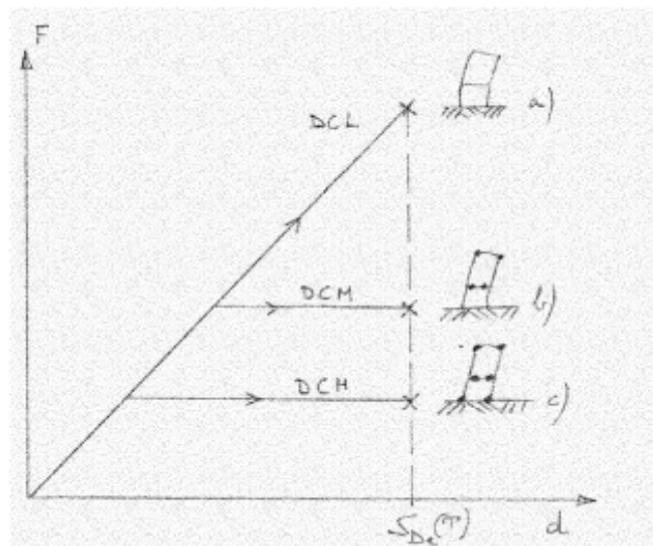
Figure II.9 : Comportement d'un élément ' ductile et fragile'

II.4.7. Objectif global du projet d'ossature parasismique

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques (figure II.10) en particulier:

- des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques;
- des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base;
- des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives (rotules plastiques).



a) projet à réponse purement élastique DCL

b) projet modérément dissipatif DCM

c) projet très dissipatif DCH

Figure II.10 : Comportement d'ossatures de même déplacement soumises à poussée progressive

II.4.8. Classes de ductilité selon l'Eurocode8

L'Eurocode8 introduit 3 classes de ductilité des structures distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes (voir Tableau II.1).

des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale.

Principe de dimensionnement	Classes de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement « q »
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$q \leq 1.5 - 2$
Comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d'ossature
	DCH (haute)	Uniquement limité par type d'ossature

Tableau II.1: Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement

II.4.9. Comportement des structures selon le code FEMA440

➤ **Comportement ductile** ($\mu_{\Delta} > 6.5$)

Le comportement ductile est caractérisé par une gamme élastique (entre le point A et B), et une gamme plastique (point B à C), suivi par une perte lente de la résistance.

➤ **Comportement semi – ductile** ($4 < \mu_{\Delta} < 6.5$)

Le comportement semi – ductile est caractérisé par une gamme élastique et une gamme plastique, suivi par une perte rapide et complète de la résistance.

➤ **Comportement fragile** ($1 < \mu_{\Delta} < 4$)

Le comportement fragile est caractérisé par une gamme élastique, suivie par une perte rapide et complète de la résistance.

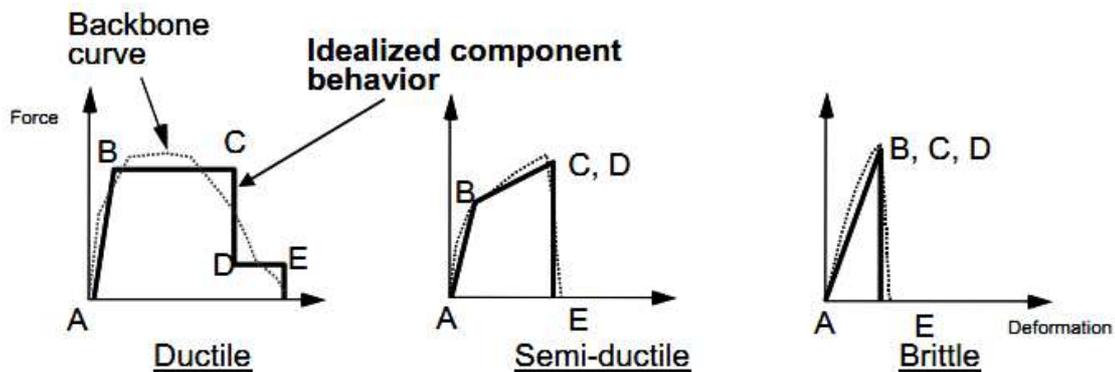


Figure II.11: comportements des structures (code FEMA440)

II.5. Conclusion

La notion de ductilité est capitale dans la compréhension du comportement de la structure.

Ce qui est recommandé est d'avoir des structures en portiques moins déformables et plus ductile.

CHAPITRE III



Présentation de l'analyse PUSHOVER

Chapitre III: Présentation de l'analyse PUSHOVER

III.1. Introduction

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à de sévères séismes. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer la performance sismique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse en poussée progressive (PUSH-OVER) semble être la plus utilisée en raison de sa simplicité.

III.2. L'analyse PUSHOVER

III.2.1. Définition de l'analyse PUSHOVER

L'analyse en poussée progressive est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [28].

Le résultat de l'analyse PUSHOVER est une courbe de " capacité " de la structure (appelée aussi courbe PUSHOVER), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base (de cette dernière et le déplacement de contrôle, qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure III.1).

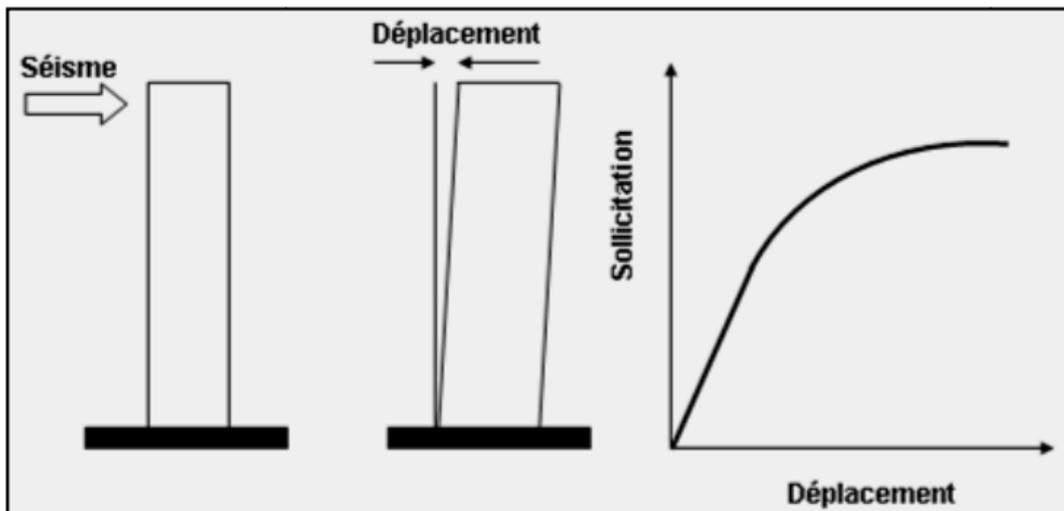


Figure III.1 : Courbe de capacité (PUSHOVER) d'une structure

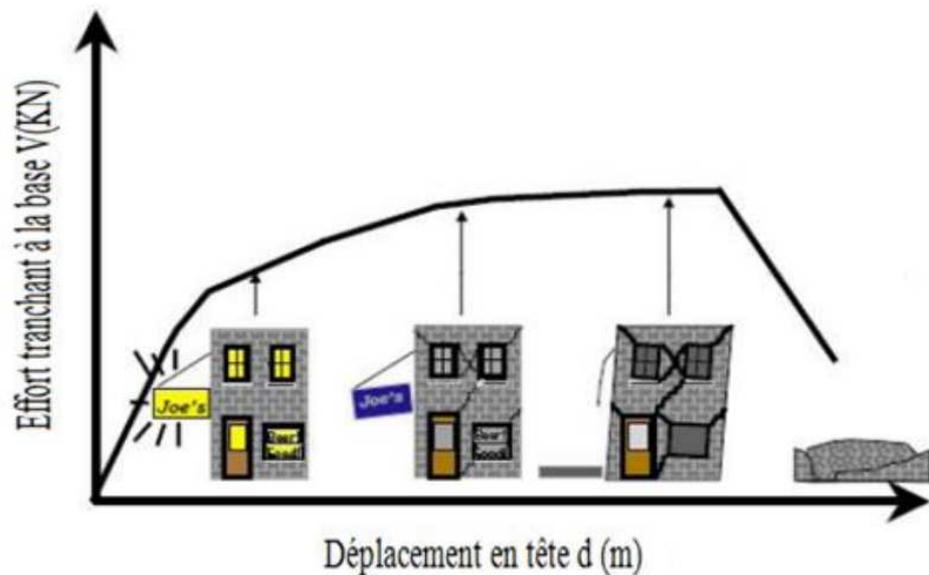


Figure III.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité d'une structure

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

Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

III.2.2. Origine de l'analyse PUSHOVER

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme [28].

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

III.2.3. But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse PUSHOVER est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse PUSHOVER est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [28]:

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

III.2.4. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre, elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie [28].

Ensuite, il faut ôter du modèle, au fur et mesure, les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple.

Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode PUSHOVER (*par exemple Robot millenium, SAP, ETABS*). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques, de plus comme les autres méthodes statiques, le PUSHOVER ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le PUSHOVER donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique pour vérifier leur contribution.

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la

construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (*dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...*). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse PUSHOVER est sensible à ces données [28].

III.2.5. Distribution des charges latérales

La sélection du mode de chargement (incrémental) est un des aspects le plus critique de la méthode, car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique.

Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme (déplacement inélastiques induits), mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales doit être invariante (pendant le séisme), et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Les codes FEMA237 [5] et l'Eurocode8 [10] recommandent d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions différentes de charges latérales :

- **Une distribution uniforme** fondée sur des forces latérales proportionnelles à la masse de chaque niveau ($S_j = m_j$).
- **Une distribution modale** qui est proportionnelle aux forces latérales déterminées en utilisant une analyse élastique. Elle doit être une des distributions suivantes :
 - distribution triangulaire : $S_j = m_j h_j^k$ où h_j est la hauteur du niveau j par rapport à la base; $k=1$ si la période fondamentale $T \leq 0.5s$, $k=2$ si la période fondamentale $T \geq 2.5s$
 - distribution selon le mode fondamental : $S_j = m_j \phi_{j1}$ où ϕ_{j1} est la valeur du mode propre au niveau j
 - distribution proportionnelle aux forces d'inerties des étages et compatible avec la distribution des efforts tranchants dans ces étages. Elle est déterminée par une analyse spectrale de la structure basée sur la combinaison modale SRSS (racine carrée de la

somme des carrées), avec un nombre suffisant de modes pour avoir 90% de la masse totale de la structure.

Deux types de contrôle sont disponibles pour l'application des charges. Le choix dépend de la nature physique de celles-ci et du comportement attendu de la structure.

Dans notre étude, les structures étudiées ont une distribution relativement uniforme des masses et de la rigidité (structures régulières), de manière à éviter l'influence des différents modes de vibration, à savoir les modes supérieurs de translation ou les modes de torsion. Ainsi, Les structures analysées dans notre étude sont exclusivement influencées par le 1^{er} mode de vibration (mode de translation).

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse PUSHOVER sont :

1. Définition et attribution de rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure ;
2. Définition de la distribution verticale des charges horizontales ;
3. Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme ;
4. Application des charges de gravité comme conditions initiales de l'analyse PUSHOVER, qui doivent être maintenues constantes durant l'analyse ;
5. Application des charges horizontales représentant le séisme, que l'on fait croître de façon monotone jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure.

III.2.6. Le déplacement cible

La relation entre l'analyse PUSHOVER, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent « l'offre de déformation », à « la demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

III.2.7. Idéalisisation de la courbe de capacité

La courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées de telle manière que les surfaces (S_1 et S_2) soient égales, ce qui nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite (d_y, V_y) qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique et ceux caractérisant l'état ultime de résistance (d_u, V_u) qui représente la perte totale de la capacité résistante de la structure (figure III.3).

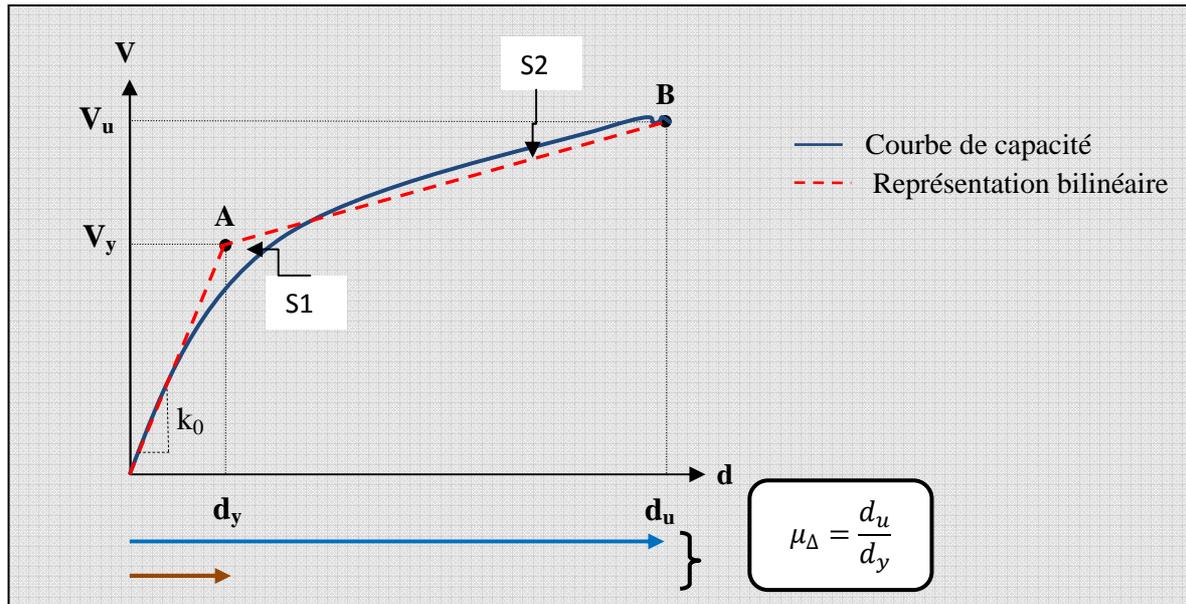


Figure III.3 : Idéalisisation bi linéaire de la courbe de capacité.

V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime;

V_y : Effort tranchant à l'état limite élastique;

d_y : déplacement élastique;

d_u : déplacement ultime ;

μ_Δ : ductilité globale de la structure ;

k_0 : raideur initiale ($k_0 = \frac{V_y}{d_y}$).

III.3. Approche du code utilisé pour cette étude

Plusieurs approches ont été proposées pour appliquer la procédure d'analyse statique non linéaire. Ces approches s'appuient souvent sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique équivalent de la réponse de la structure représentée par une courbe reliant la force résultante à la base et le déplacement en tête connu sous le nom de « Push-Over » ou « Poussée Progressive ».

Il existe différents codes traitant cette méthode à savoir les codes FEMA273 [5], FEMA356 [6], FEMA440 [7], ATC40 [8] et Eurocode8 [10].

Dans notre étude nous allons utiliser l'approche du code ATC40 [8] qui est illustrée dans ce qui suit.

III.3.1. Approche globale du règlement ATC40

La méthode d'analyse proposée dans L'ATC40 est désignée par « méthode de capacité spectrale ». Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Push-Over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement (point de performance) [8].

III.3.1.1. Conversion du spectre de la demande sismique au format accélération – déplacement

Dans la représentation traditionnelle des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux β (ou ξ) (figure III.4) [21].

Avec

S_a : Accélération spectrale

T : Période d'oscillation

Chacun des points précédents $S_{ai} = f(T_i)$ est transformé dans un diagramme $S_a = f(S_d)$ (figure III.4).

S_d est le déplacement spectral donné par la relation (III.1) [21].

$$S_d = \frac{T^2 S_a}{4\pi^2} \quad (III.1)$$

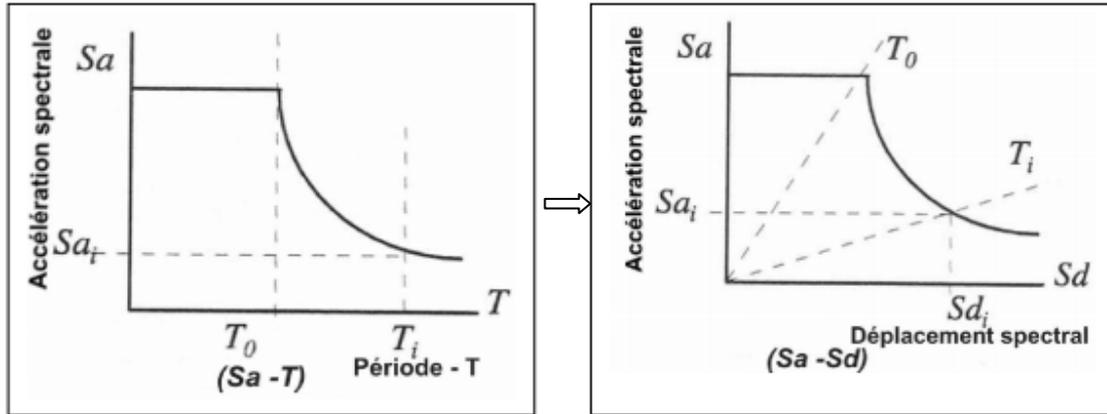


Figure III.4 : Conversion du spectre de réponse (S_a-T) au format (S_a-S_d)

*L'action sismique est représentée par le spectre de calcul du RPA99/version 2003 (Art 4.3.3).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 S \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0 S \end{cases} \quad (\text{III.2})$$

avec :

A : coefficient d'accélération de la zone III (A= 0.25).

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Pour un site ferme $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$

η : facteur d'amortissement .

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre de calcul obtenu est représenté comme suit :

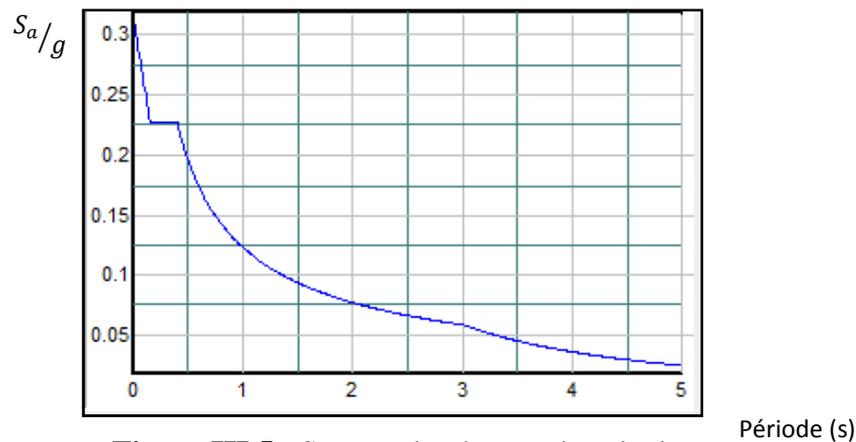


Figure III.5 : Spectre de réponse de calcul.

III.3.1.2. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité

Pour utiliser la méthode du spectre de capacité, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est en termes d'effort tranchant à la base et le déplacement en tête (V - Δ_s) en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectral (S_a - S_d) (figure III.6) [21].

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes :

$$S_a = \frac{V\alpha_1}{w} \quad (\text{III.3})$$

$$S_d = \frac{\Delta_s}{P_{f1}\phi_{1s}} \quad (\text{III.4})$$

Avec

α_1 : Coefficient de masse modale;

P_{f1} : Facteur de participation du premier mode;

ϕ_1 : Amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à 1;

W : poids total de la structure.

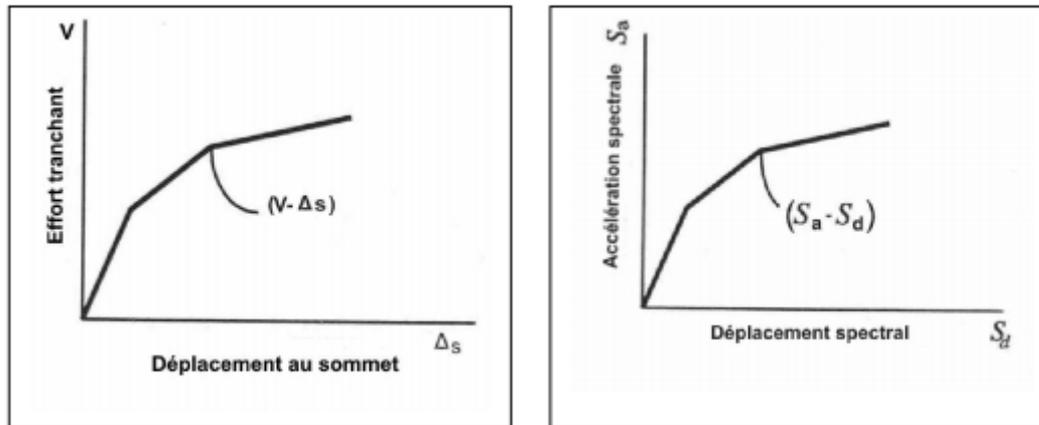


Figure III.6: Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité

III.3.2. Evaluation du point de performance

III.3.2.1. Introduction

L'ATC40 propose 3 procédures (A, B, C) pour l'obtention du point de fonctionnement. Dans notre étude, nous allons utiliser une variante de la procédure B, qui tient compte de l'importance du paramètre β_{eff} (amortissement effectif) correspondant à une énergie à dissiper par déformations plastiques.

Pour tenir compte du paramètre β_{eff} , nous utilisons des diagrammes en format $(\beta_{\text{eff}} - S_d)$.

III.3.2.2. Développement des diagrammes $(\beta_{\text{eff}} - S_d)$

a) L'amortissement effectif

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis [21].

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 5%.

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) , le règlement ATC40 propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :

On a la relation (d'après Chopra (1995), selon l'ATC40) :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (\text{III.5})$$

Avec

β_0 : Amortissement visqueux équivalent associé à l'aire complète de la boucle hystérétique

E_D : Energie dissipée par comportement visqueux équivalent

E_{So} : Energie de déformation maximale

Ainsi chaque point de la courbe de capacité porte en lui une possibilité de dissiper de l'énergie, sous la forme d'un amortissement effectif (figure III.7), β_{eff} est donné par la formule suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_E + k\beta_0 \quad (III.6)$$

Avec

β_E : amortissement visqueux du domaine élastique ($\beta_E=5\%$)

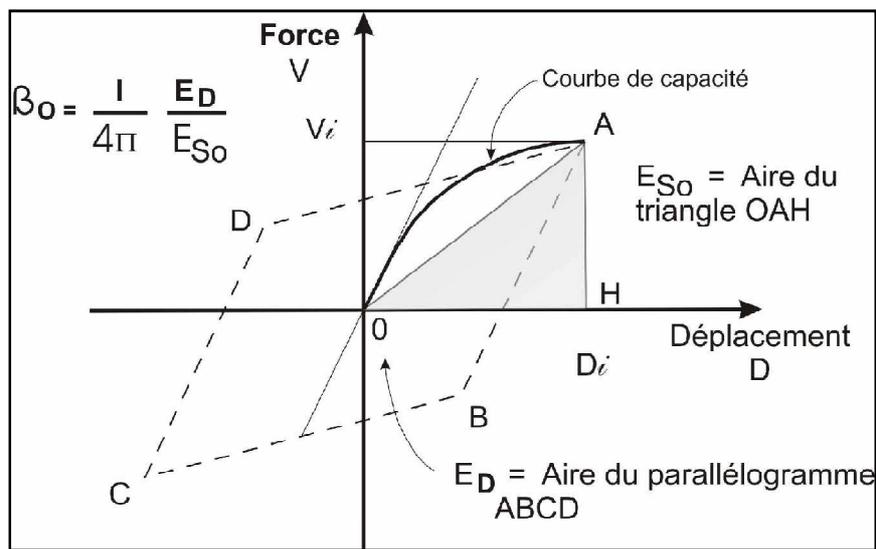


Figure III.7: Capacité de la structure à dissiper de l'énergie dans le domaine non linéaire

Le développement de l'équation (III.5) donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (\mathbf{a}_{pi} , \mathbf{d}_{pi}) et (\mathbf{a}_y , \mathbf{d}_y) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (III.7)$$

Ainsi, l'amortissement effectif (β_{eff}) associé à un déplacement maximal \mathbf{d}_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \quad (III.8)$$

$$\beta_{eff} = k \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (III.9)$$

Avec

$\mathbf{d}_y, \mathbf{a}_y$: limites élastiques en déplacement et en accélération respectivement.

$\mathbf{d}_{pi}, \mathbf{a}_{pi}$: coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

Le facteur (\mathbf{k}) dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement **ATC40** considère trois types de comportements (Type A, B et C).

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

b) La demande spectrale

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à **5%** par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure ($\xi=5\%$). En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ($\xi=5\%$), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux [8].

Le diagramme ($\beta_{\text{eff}} - \mathbf{S}_d$) pour la demande sismique est défini par :

\mathbf{S}_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\beta_{\text{eff}} \geq 5\%$ (Figure III.8).

β_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\beta_{\text{eff}} \geq 5\%$.

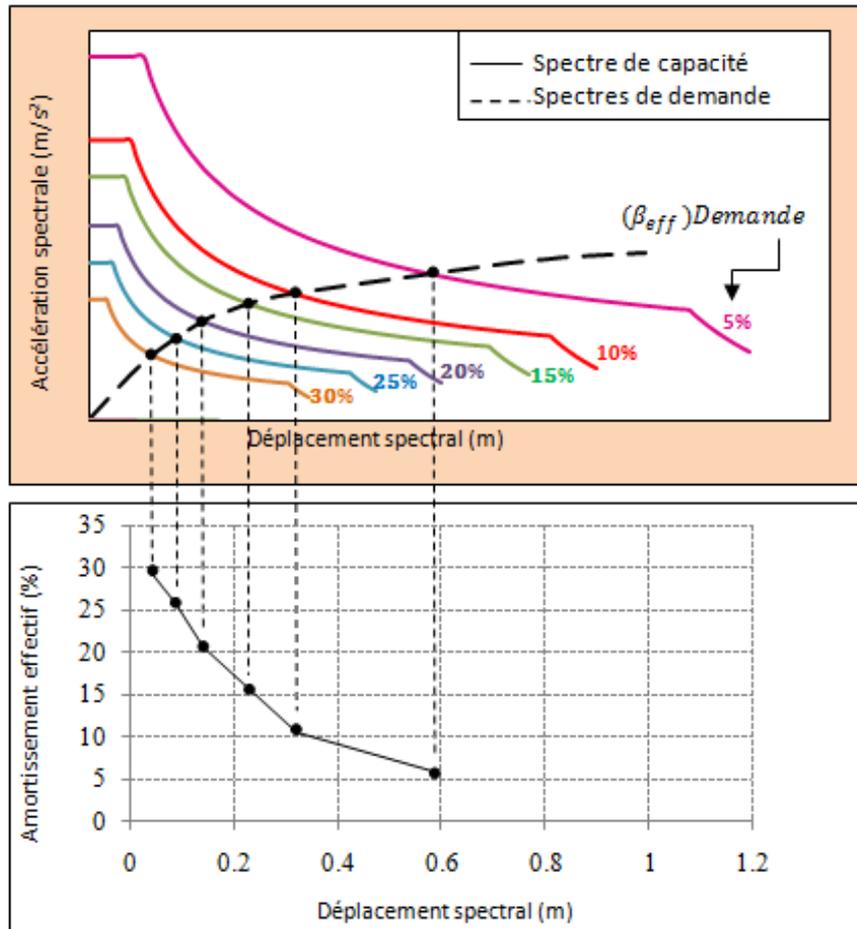


Figure III.8 : Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique

c) La capacité sismique

La courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment.

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (d_y, a_y) qui définit les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées (d_u, a_u) qui définit les limites ultimes (figure III.9).

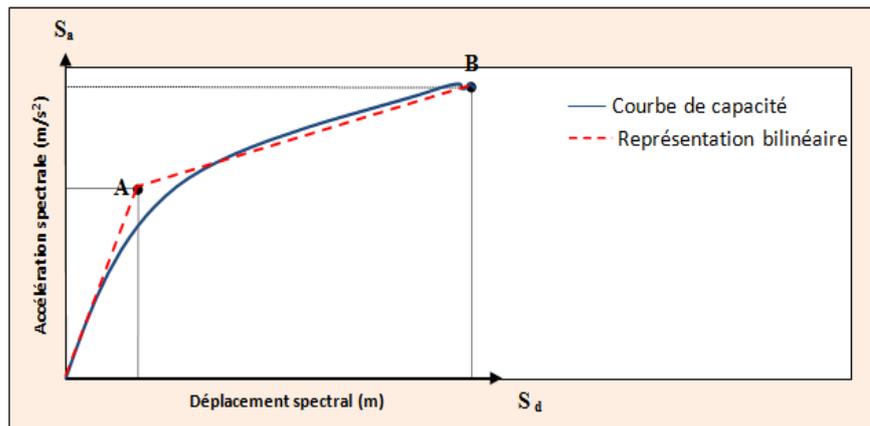


Figure III.9: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (d_{pi}, a_{pi}) sous forme d'amortissement effectif (figure III.9) est donnée par la formule (III.9).

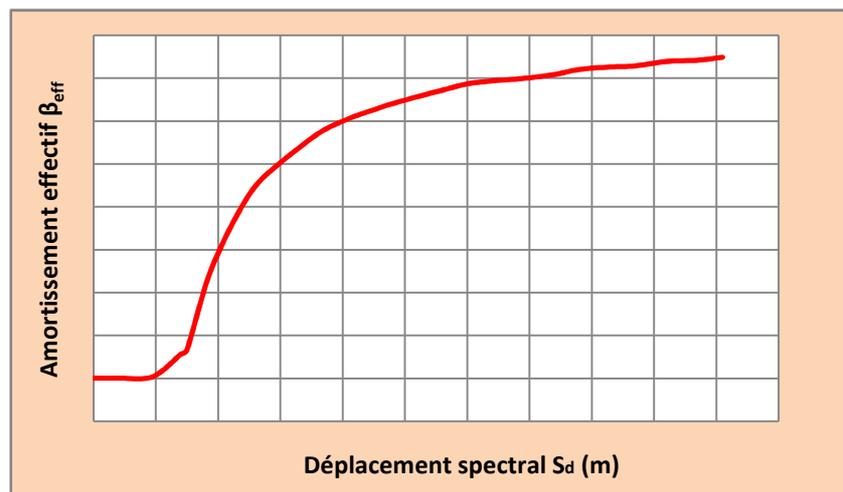


Figure III.10 : Diagramme $(\beta_{eff} - S_d)$ de la capacité sismique

III.2.3.3. Superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi obtenues sont superposées, leur intersection donne directement le point de performance sans itération [21] (figure III.11).

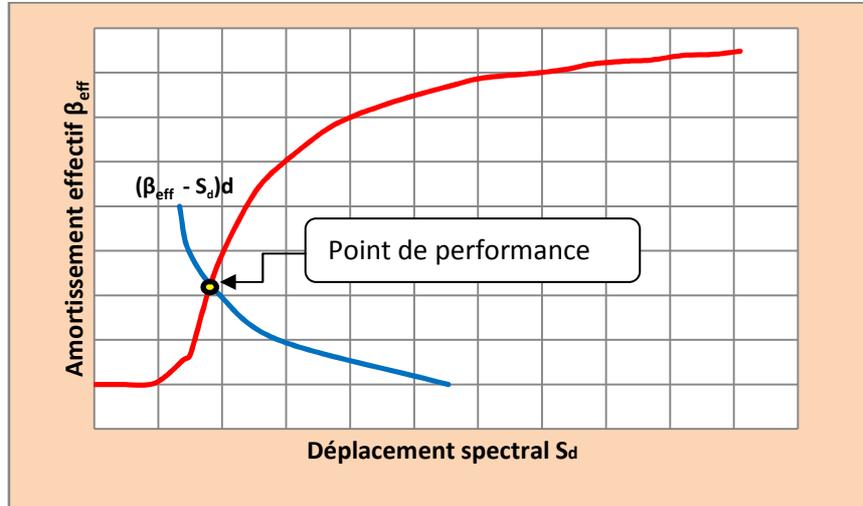


Figure III.11 : Superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

Les étapes d'évaluation du point de performance sont représentées sous forme d'un organigramme (Annexe B).

CHAPITRE IV



Modélisation des structures auto stables

Chapitre IV: Modélisation des structures auto- stables étudiées

IV.1. Introduction

Comme application, nous avons choisi deux structures en (R+2) et (R+6), l'ossature est en portiques auto-stables en béton armé. Cette typologie structurelle est la plus répandue en Algérie (après le séisme de Boumerdes 70% des dommages occasionnés par les structures auto stables).

IV.2. Présentation et description des structures étudiées

Les structures étudiées sont des bâtiments en (R+2) et (R+6). Les deux bâtiments sont à usage d'habitation, présentant une même vue en plan (figure IV.1), et une hauteur d'étage uniforme de 3m à l'exception du premier niveau qui a une hauteur de 4m. Cette vue en plan possède six travées de 3m chacune dans la direction longitudinale (direction X-X) et quatre travées de 4m chacune dans la direction transversale (direction Y-Y).

Les deux bâtiments sont supposés être localisés dans une zone de forte sismicité (zone III) selon la classification du RPA99/2003, implantés sur un sol de fondation supposé être ferme (sol de type S2) selon le même code.

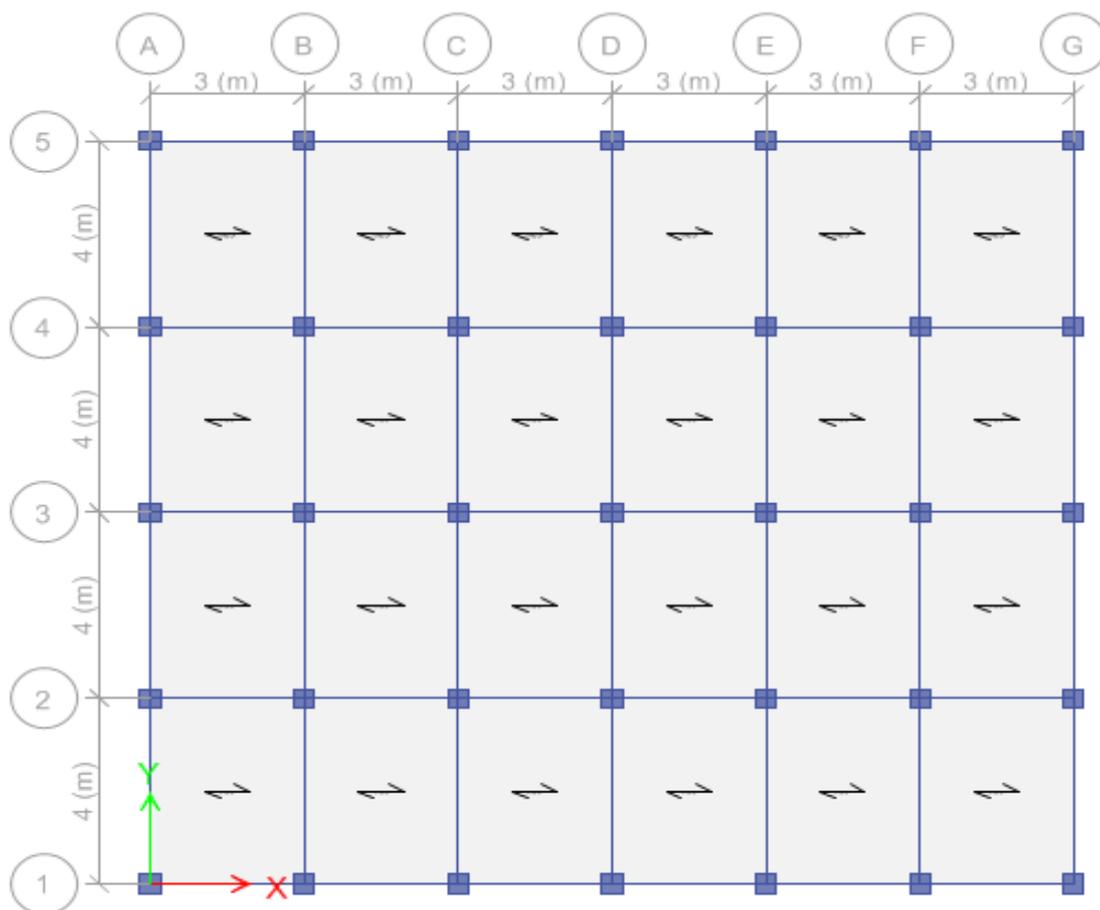
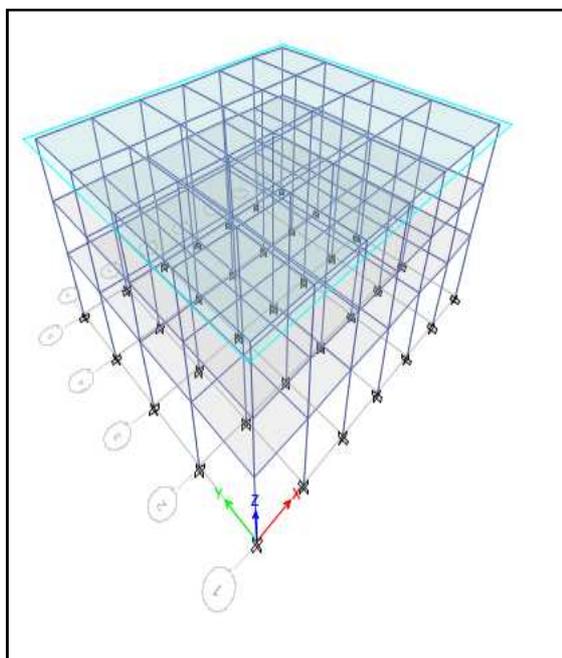
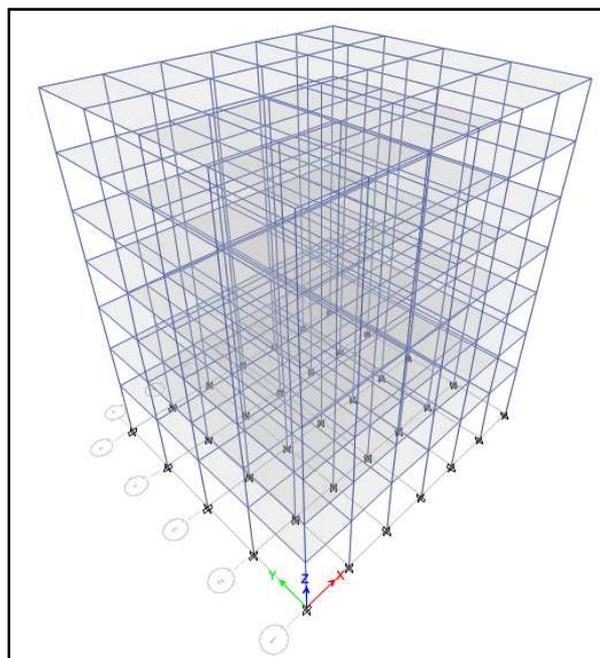


Figure IV.1 : Vue en plan des structures en (R+2) et (R+6)



(a) Structure en (R+2)



(b) Structure en (R+6)

Figure IV.2 : Vues en 3D des deux structures.

IV.3. Dimensionnement des structures étudiées

IV.3.1. Pré dimensionnement des sections de béton poutres et poteaux

IV.3.1.1. Les poutres

La section de béton des poutres principales et secondaires des deux structures sont pré dimensionnées selon les formules suivantes :

La hauteur de la poutre h est donnée par la formule suivante

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{IV.1})$$

La largeur de la poutre b est donnée comme suit

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{IV.2})$$

IV.3.1.2. Les poteaux

La section de béton des poteaux B_c , est pré dimensionnée en vérifiant la condition suivante :

-à l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99/2003, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{IV.3})$$

D'où :

B_c : Section de béton du poteau ;

f_{c28} : Contrainte caractéristique à la compression du béton ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc le pré dimensionnement s'effectue à la base de la formule suivante :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3f_{c28}} \quad (\text{IV.4})$$

Ainsi, au stade de pré dimensionnement de la section de béton des poteaux N_d doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus sollicité sous les charges gravitaires

(permanentes « G » et d'exploitation « Q ») pondérées et combinées, $1.35G + 1.5Q$ obtenu par descente de ces charges.

Les sections de béton adoptées pour les poutres et les poteaux des deux bâtiments sont résumées dans le tableau (IV.1)

Bâtiments	Poteaux (cm) ²	Poutres principales (cm) ²	Poutres secondaires (cm) ²
(R+2)	Niveaux 1, 2, 3 (30X30)	Niveaux 1, 2, 3 (25X30)	Niveaux 1, 2, 3 (25X30)
(R+6)	Niveaux 1, 2, 3 (40X40) Niveaux 4,5 (35X35) Niveaux 6,7 (30X30)	Niveaux 1, 2, 3, 4, 5, 6,7 (30X35)	Niveaux 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 (30X35)

Tableau IV.1 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des deux bâtiments.

IV.4. Charges appliquées

- Les charges permanentes « G » du plancher terrasse sont évaluées à 5.8 KN/m^2 et celles du plancher courant à 5.1 KN/m^2 .
- Les charges d'exploitation « Q » du plancher terrasse sont évaluées à 1 KN/m^2 et celles du plancher courant à 1.5 KN/m^2 .

IV.5. Caractéristiques dynamiques des structures étudiées

IV.5.1. Masses sismiques des structures étudiées

La masse sismique par niveau du bâtiment est calculée comme suit :

A un niveau i (plancher i) du bâtiment, cette masse est donnée par :

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

M_{Gi} : Masse relative aux charges permanentes (G) ;

M_{Qi} : Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

β : Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les bâtiments considérés sont à usage d'habitation, d'où $\beta = 0.2$ (RPA 99/2003, Tableau 4.5) [3].

Les masses sismiques des différents niveaux des deux bâtiments sont illustrées comme suit :

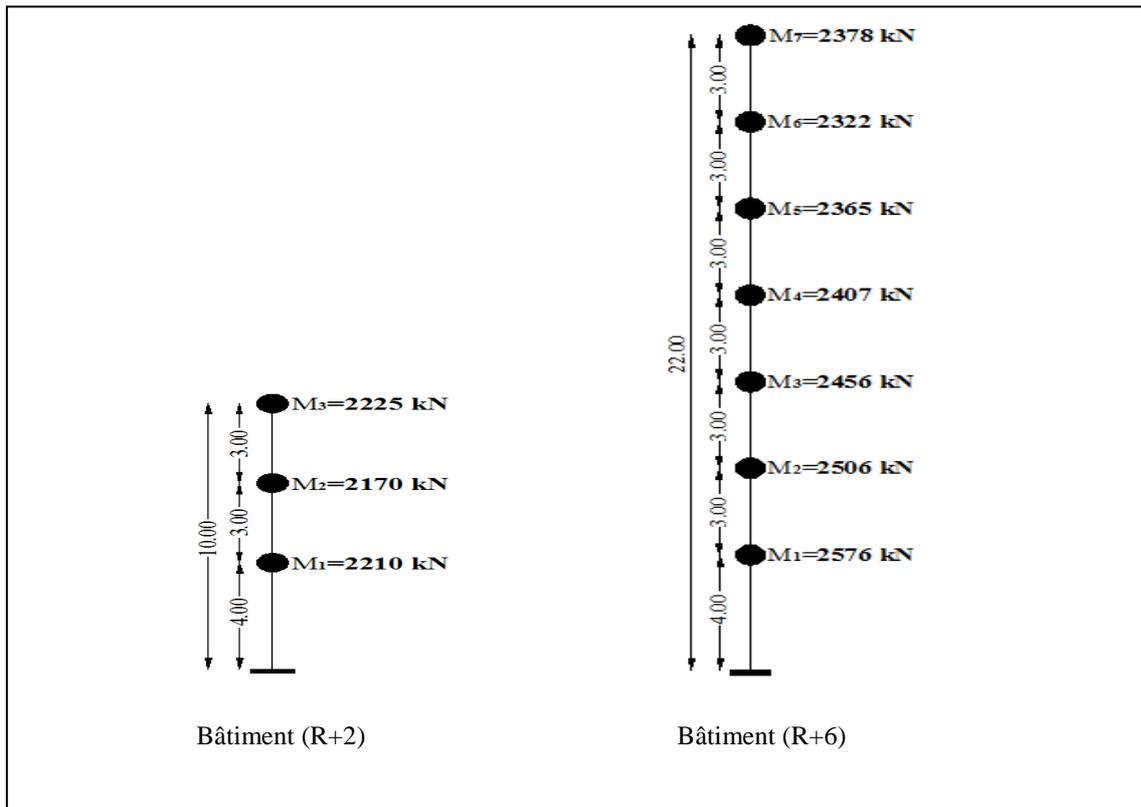


Figure IV.3 : Masses sismiques des modèles en oscillateurs multiples en console verticale (modèle brochette) associés aux bâtiments (R+2) et (R+6)

IV.5.2. Calcul du facteur de participation modale et du coefficient de masse modale

Le facteur de participation modale et du coefficient de masse modale, sont représentées sur le tableau (IV.2)

Bâtiments	P_{f1x}	P_{f1y}	α_{1x}	α_{1y}
R+2	1.159	1.159	0.957	0.957
R+6	1.608	1.229	0.853	0.875

Tableau IV.2: Facteur de participation modale et coefficient de masse modale

*Facteur de participation modale :

$$P_{f1} = \frac{\sum M_i \phi_i}{(\sum M_i \phi_i^2)} \tag{IV.6}$$

* Pourcentage de masse modale participante :

$$\alpha(\%) = \frac{(\sum M_i \phi_i)^2}{\sum M_i (\sum M_i \phi_i^2)} \tag{IV.7}$$

M_i : Masse du ième niveau.

\emptyset_i : Amplitude normalisée du ième niveau associée à un mode de vibration élastique.

IV.6. Ferrailage des éléments structuraux des structures étudiées

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les éléments structuraux poutres et poteaux est effectué selon les combinaisons d'actions, les plus défavorables définies dans les deux codes de calcul ; RPA99/2003 et BAEL91.

IV.6.1. Ferrailage des poutres

IV.6.1.a. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes, à savoir :

$$*RPA99/2003 \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (IV.8)$$

$$*BAEL91 \quad \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad (IV.9)$$

IV.6.1.b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

IV.6.2. Ferrailage des poteaux

IV.6.2.a. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes, à savoir :

$$*RPA99/2003 \quad \begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (IV.10)$$

$$*BAEL91 \quad \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad (IV.11)$$

IV.6.2.b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

Le ferrailage des structures est illustré dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutres principales		Poutres secondaires		poteaux
	Face sup	Face inf	Face sup	Face inf	
Bâtiment(R+2)					
<i>Niv1</i>	3T14+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+4T14
<i>Niv2</i>	3T14+2T14	3T14	3T14	3T14	4T14+4T12
<i>Niv3</i>	3T14+2T14	3T14	3T14	3T14	4T12+4T12
Bâtiment(R+6)					
<i>Niv1</i>	3T16+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+8T14
<i>Niv2</i>	3T16+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+8T14
<i>Niv3</i>	3T16+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+8T14
<i>Niv4</i>	3T14+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+8T12
<i>Niv5</i>	3T14+2T14	3T14	3T14	3T14	4T16+8T12
<i>Niv6</i>	3T14+2T12	3T14	3T14	3T14	4T14+8T12
<i>Niv7</i>	3T14+2T12	3T14	3T14	3T14	4T14+8T12

Tableau IV.3 : Tableau de ferrailage des éléments des bâtiments

IV.7. Modélisation des poutres et poteaux des structures étudiées

Le comportement non linéaire des éléments poutres et poteaux est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. En effet ces rotules apparaissent une après l'autre, dans les points « faibles » de la structure (au droit des nœuds poteaux – poutres pour les structures en portiques auto-stables) et la plastification se produit d'une manière progressive.

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement ou de rotation de l'élément, avant sa rupture. Ces paramètres sont fonction des caractéristiques de l'élément correspondant (résistance du matériau, section, ferrailage, ...). Les valeurs caractérisant les rotules plastique définissent le mécanisme global de ruine de la Structure [36].

Dans notre cas, nous allons utiliser les paramètres par défaut du logiciel de calcul (ETABS), qui sont issus des deux normes de constructions (ATC40 ; FEMA(273, 440)).

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

*Poutres : rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2).

*Poteaux : rotules de flexion ($P-M_2-M_3$) qui tient compte de la loi de variation du moment résistant de la section droite en fonction de l'effort normal sollicitant, et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V_2) et l'axe 3-3 (V_3).

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par une courbe idéalisée, représentée par une loi force – déformation (Figure IV.4) [5].

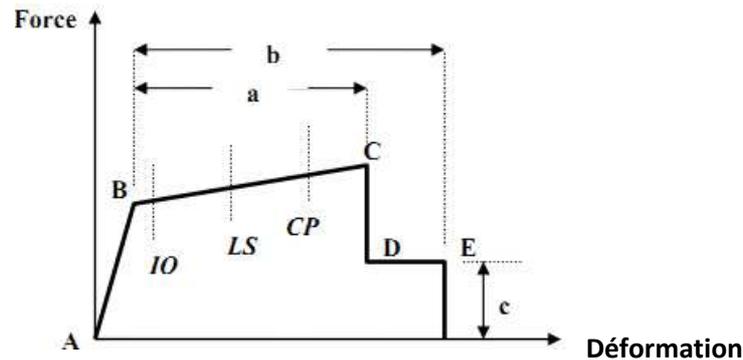


Figure IV.4 : Courbe Force-Déformation idéalisée

La figure (IV.4) montre la courbe typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux ainsi que les critères d'acceptation liés aux niveaux de performance de la structure [5].

La courbe est composée d'un segment linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est en générale un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10% [5].

Le point C a une ordonnée qui représente la résistance ultime de l'élément structural et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD). Au-delà du point D, l'élément structural répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c . Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure (IV.4) montre également les paramètres a , b et c désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA273 [5].

Le code FEMA273 définit trois critères d'acceptation en fonction des niveaux de déformation (déplacements, contraintes, ou rotations) de la rotule plastique. Ils sont

utilisés pour indiquer l'état de la rotule plastique lors de la visualisation des résultats de l'analyse, et qui sont désignés par IO, LS et CP (figure IV.4) :

- Niveau IO : Immediate Occupancy (Occupation Immédiate)
- Niveau LS : Life Safety (Sécurité de la Vie)
- Niveau CP : Collapse Prevention (Prévention de la Ruine)

Au niveau Immediate Occupancy, les dommages sont relativement limités, l'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.

Au niveau Life Safety, l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau Collapse Prévention, l'élément a subi de grandes déformations, au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

CHAPITRE V

**Présentation et
discussion des résultats**

Chapitre V: Présentation et discussion des résultats

V.1. Introduction

Les analyses statiques non linéaires (Pushover) sont effectuées sur les deux structures **(R+2)** et **(R+6)** étudiées.

Quatre variables qui agissent sur la ductilité sont étudiées dans cette investigation à savoir :

- La résistance à la compression du béton [$f_{c28} = 20, 25, 30$ et 35 MPa] ;
- La section du béton des poteaux [30×30 cm², 35×35 cm², 40×40 cm² et 45×45 cm²] ;
- Le diamètre des armatures longitudinales des poteaux [12mm, 14mm et 16mm];
- La limite élastique des armatures longitudinales [$f_y = 350, 400, 450$ et 500 MPa].

Nous présentons les courbes de capacité des deux structures donnant, chacune, l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en tête de la structure.

Pour chaque paramètre, nous allons étudier son influence sur la ductilité globale, la résistance, la rigidité ainsi que le mode de ruine de la structure.

V.2. Résultats obtenus pour la structure (R+2)

V.2.1. Influence de la résistance à la compression du béton f_{c28}

Pour l'investigation de l'effet de la résistance du béton sur la ductilité, la résistance et la rigidité des structures étudiées, quatre résistances de béton ont été considérées : 20, 25, 30 et 35MPa et la limite élastique des aciers est maintenue constante à une valeur 400MPa.

V.2.1.1. Courbes de capacité [Effort tranchant à la base-déplacement au sommet]

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+2) en fonction de la variation de f_{c28} , selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes :

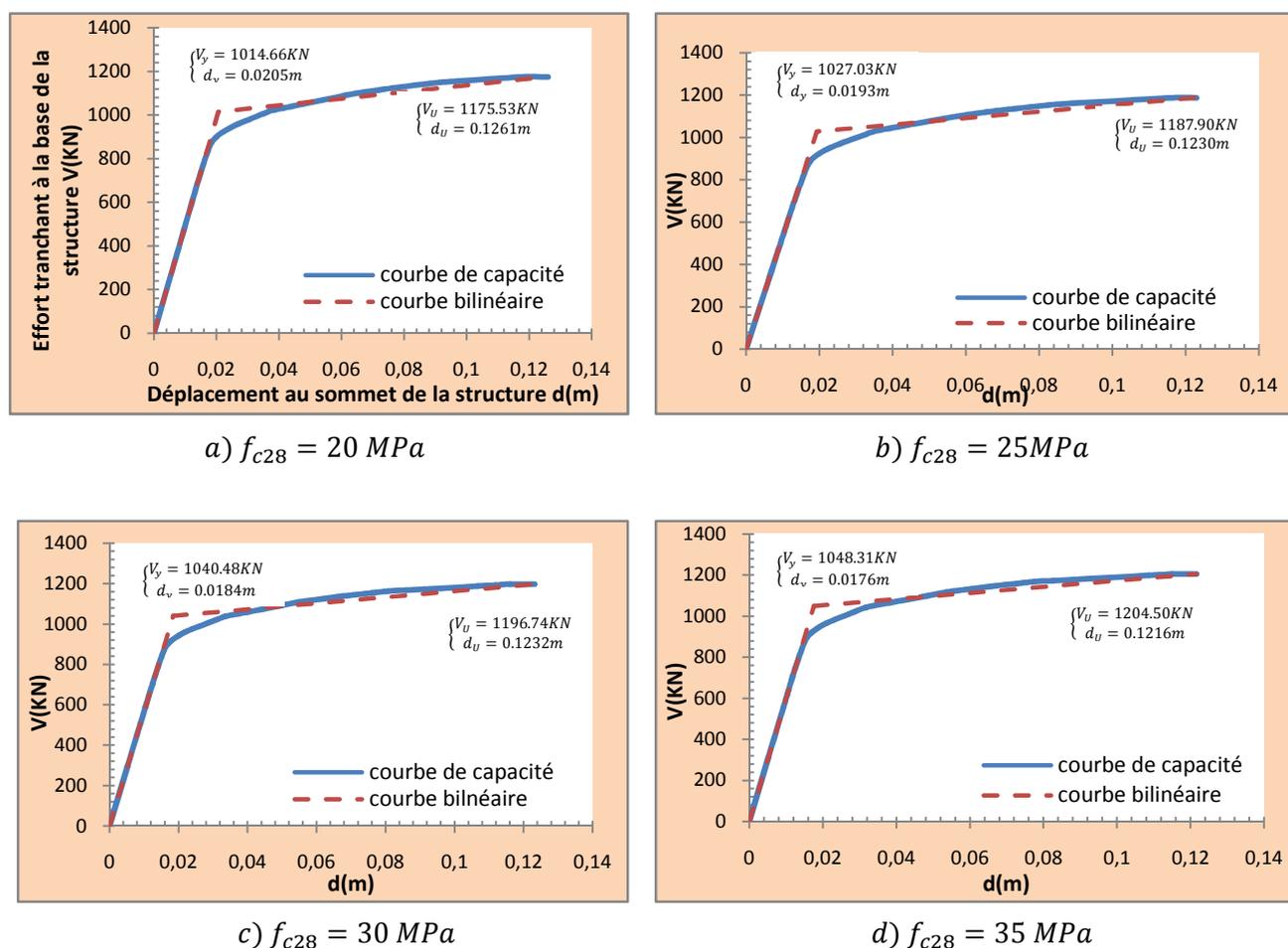


Figure V.1 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2)
(Direction xx)

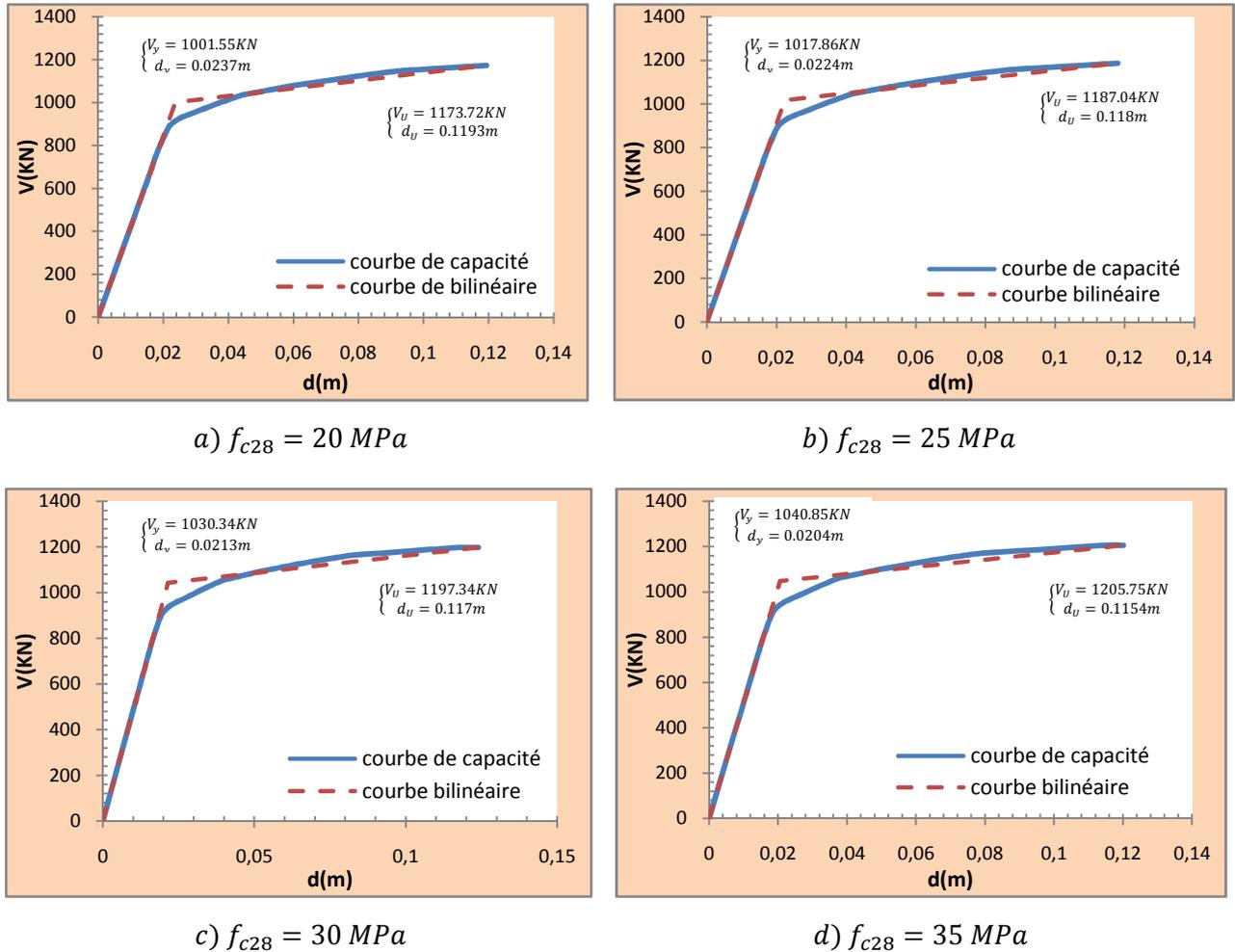


Figure V.2 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2)
(Direction yy)

V.2.1.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Pour mieux illustrer l'influence de la variation de la résistance à la compression du béton sur le comportement non linéaire du bâtiment, nous effectuons une analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance.

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

fy (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	Limites élastiques			Limites ultimes			
		Vy (KN)	dy (cm)	K ₀ (KN/m)	Vu (KN)	du (cm)	μ _Δ	
400	Sens (xx)	20	1014.66	2.05	49399.23	1175.53	12.61	6.14
		25	1027.03	1.93	53213.73	1187.90	12.30	6.37
		30	1040.48	1.84	56548.02	1196.74	12.32	6.70
		35	1048.31	1.76	59529.60	1204.50	12.16	6.91
	Sens (yy)	20	1001.55	2.37	42277.42	1173.72	11.93	5.04
		25	1017.86	2.24	45541.98	1187.04	11.80	5.28
		30	1030.34	2.13	48395.58	1197.34	11.70	5.50
		35	1040.85	2.04	50947.31	1205.75	11.54	5.65

Tableau V.1: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)

la résistance à la compression du béton fc ₂₈		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V _v (%)	Taux de variation de K ₀ (%)	Taux de variation des charges V _u (%)	Taux de variation de μ _Δ (%)
[20MPa à 25MPa]	Sens (xx)	1.22	8	1.05	3.60
		1.31	6	0.74	4.92
		1.01	5	0.65	3.04
[20MPa à 25MPa]	Sens (yy)	1.63	8	1.13	4.55
		1.23	6	0.86	4.00
		1.02	5	0.70	2.65

Tableau V.2: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les courbes de capacité de la structure (R+2) en faisant varier fc₂₈ de [20 à 35 MPa] dans les directions (xx) et (yy) on constate que :

La raideur latérale initiale ($K_0 = \frac{V_y}{d_y}$) [traduit le comportement de la structure dans le domaine élastique] connaît une légère augmentation dans les deux sens (xx) et (yy). En effet lorsque on passe de fc₂₈=20MPa à fc₂₈=25MPa nous avons une augmentation de la rigidité initiale de 8%. Par contre lorsque nous faisons varier fc₂₈ de 20MPa à 35MPa, nous avons une augmentation de 20% de la rigidité initiale (tableau V.1).

Nous constatons aussi que l'augmentation des résistances élastique V_y et ultime V_u est relativement faible qui est de l'ordre de 3% lorsque la résistance à la compression du béton passe de fc₂₈=20MPa à fc₂₈=35MPa (tableau V.1).

La ductilité globale de la structure est un paramètre essentiel dans l'évaluation de la performance sismique de la structure. Cette ductilité qui est le rapport du déplacement à la fin de la phase plastique (μ_{Δ}) sur le déplacement à la fin de la phase élastique noté ($\mu_{\Delta} = \frac{d_u}{d_y}$) est un indicateur de la pénétration dans le domaine plastique. Dans notre étude de la structure en (R+2), nous constatons une amélioration qui est de l'ordre de 4% en passant de $f_{c28}=20\text{MPa}$ à $f_{c28}=25\text{MPa}$, par contre lorsque on passe de $f_{c28}=20\text{MPa}$ à $f_{c28}=35\text{MPa}$ augmente de 11% (tableau V.1). Néanmoins cette amélioration reste faible dans les deux directions (xx) et (yy).

En conséquence l'augmentation de la résistance à la compression du béton f_{c28} a un effet minime sur l'amélioration de la ductilité globale de la structure.

Le comportement de la structure est semi-ductile pour $f_{c28}=20\text{ MPa}$ et $f_{c28}=25\text{MPa}$ dans le sens (xx) de la structure.

Le comportement de la structure est ductile pour $f_{c28}=30\text{ MPa}$ et $f_{c28}=35\text{MPa}$ dans le sens (xx) de la structure.

Le comportement de la structure est semi- ductile dans le sens (yy) de la structure quelle que soit la valeur de f_{c28} .

Les valeurs de la ductilité globale de la structure obtenues dans le sens (xx) sont élevées par rapport à celles obtenues dans le sens (yy) et cela est dû au grand nombre de fils porteuses dans le sens (xx) de la structure.

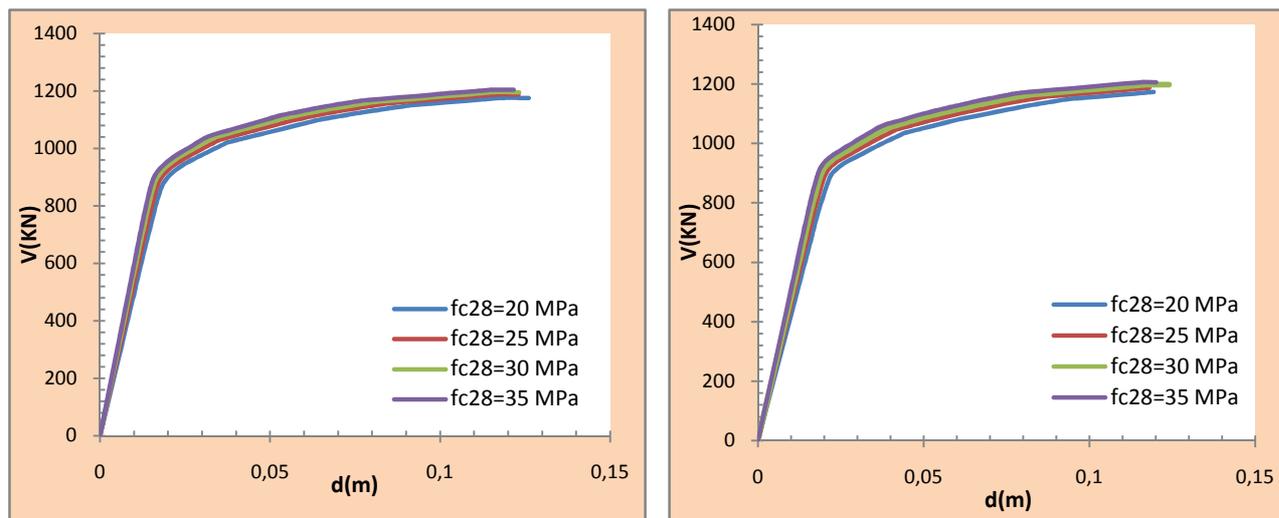


Figure V.3: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de f_{c28} ; $f_y=400\text{MPa}$ suivant (xx) et (yy)

V.2.1.3. Détermination des points de performance

La courbe de capacité [Accélération spectrale (S_a)-Déplacement spectral (S_d)] pour la structure (R+2) dans sa direction longitudinale (xx) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ est donnée par la figure (V.4).

Les points qui définissent cette courbe de capacité sont donnés par le tableau (V.3).

La courbe de capacité (figure V.4) est caractérisée par :

Un état limite élastique correspondant au point A ($S_d=0,016$ $S_a=1,19$).

Un état limite ultime correspondant au point B ($S_d=0,101$ $S_a=1,39$).

Pas de force	$S_d(\text{m})$	$S_a(\text{m/s}^2)$
1	0	0
2	0.011	0.83
3	0.014	1.02
4	0.015	1.08
5	0.019	1.12
6	0.03	1.12
7	0.064	1.34
8	0.074	1.36
9	0.101	1.39

Tableau V.3 : Courbe de capacité de la structure (R+2) direction (xx)

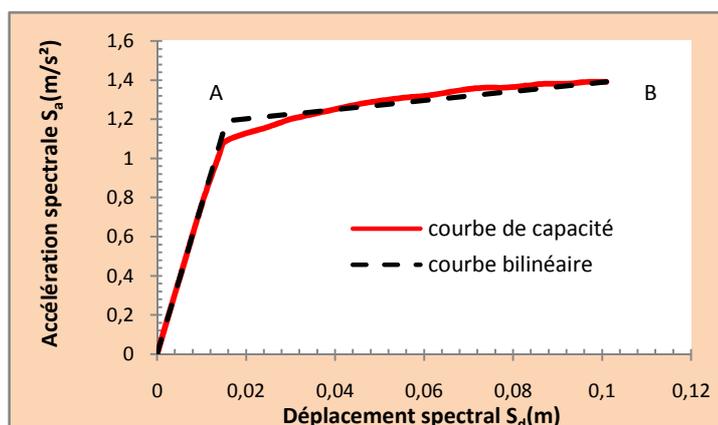


Figure V.4: Courbe de capacité et la représentation bilinéaire de la structure (R+2) direction (xx) $f_{c28}=25\text{MPa}$

Pour déterminer les points de performance, nous avons appliqué la méthode décrite au chapitre (III). La (Figure V.5) montre la détermination du point de performance pour la direction longitudinale de la structure (R+2), $f_{c28}=25$ MPa.

Le point de performance est donné directement par l'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique en format $(\beta_{eff}-S_d)$.

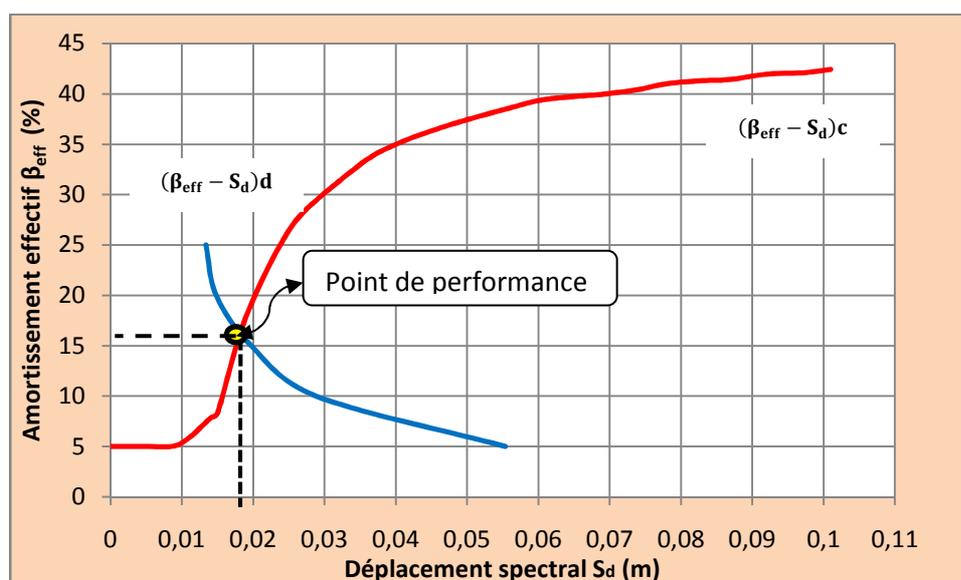


Figure V.5 : Point de performance de la structure (R+2) direction (xx), $f_{c28}=25$ MPa

Les points de performance des différentes valeurs de f_{c28} selon les deux directions (xx) et (yy) de la structure sont donnés dans le tableau (V.4)

	20MPa		25MPa		30MPa		35MPa	
	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}
Sens (xx)	0.0184	15.8	0.0181	16.2	0.0175	16.4	0.0165	16.6
Sens (yy)	0.0220	13.8	0.0205	14.2	0.0200	14.5	0.0185	14.7

Tableau V.4 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, on constate que, l'amortissement effectif augmente progressivement lorsque la résistance à la compression du béton augmente de 20MPa à 35MPa. Ceci nous permettons de dire que l'augmentation de la résistance à la compression du béton confère à la structure une amélioration de sa capacité de dissipation d'énergie. Par contre les déplacements spectraux diminuent avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton.

V.2.1.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]

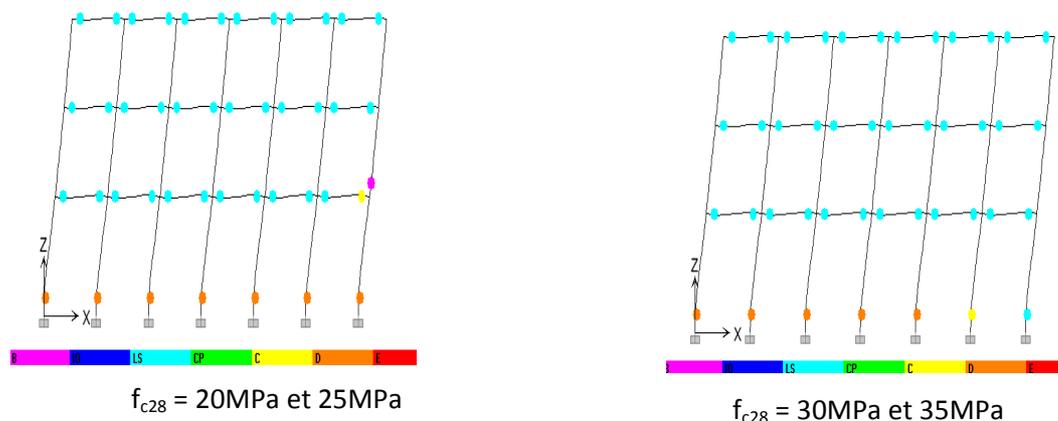


Figure V.6 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)

Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et les poteaux. Pour les niveaux 1,2 et 3, nous constatons le développement des rotules plastique de type «LS» au niveau des poutres, sauf pour le nœud droit du 1^{er} niveau dont la rotule plastique bascule dans le «C». Nous constatons aussi, la naissance d'une rotule dans le bas du poteau du même nœud. Toutes ces rotules sont obtenues avec une résistance $f_{c28} = 20\text{MPa et } 25\text{MPa}$.

Par contre, pour une résistance $f_{c28} = 30\text{MPa et } 35\text{MPa}$, la rotule du bas du poteau du nœud droit du 1^{er} niveau disparaît et celle de la poutre passe à «LS». Cette augmentation de f_{c28} , améliore le comportement des rotules plastiques des deux poteaux droit du RDC passant en «C» et «LS».

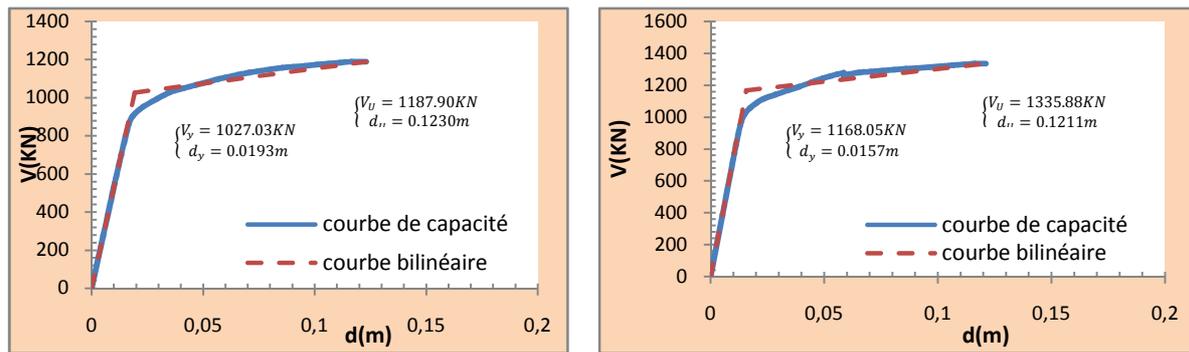
Les mécanismes de ruine obtenus pour toutes les valeurs de f_{c28} sont des mécanismes de ruine globales.

V.2.2. Influence de la section du béton des poteaux

Les sections du béton des poteaux considérées sont :30X30cm², 35X35cm², 40X40cm² et 45X45cm²

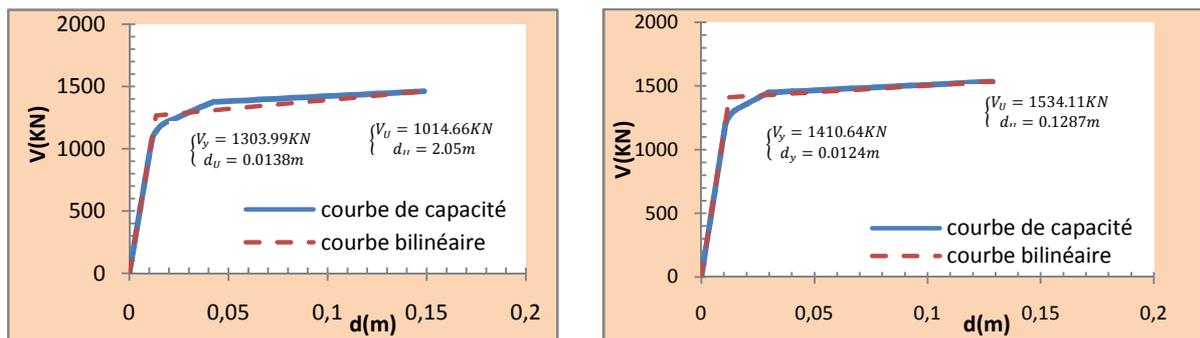
V.2.2.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+2) en fonction de la variation des sections du béton des poteaux selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes:



a) Section 30X30 cm²

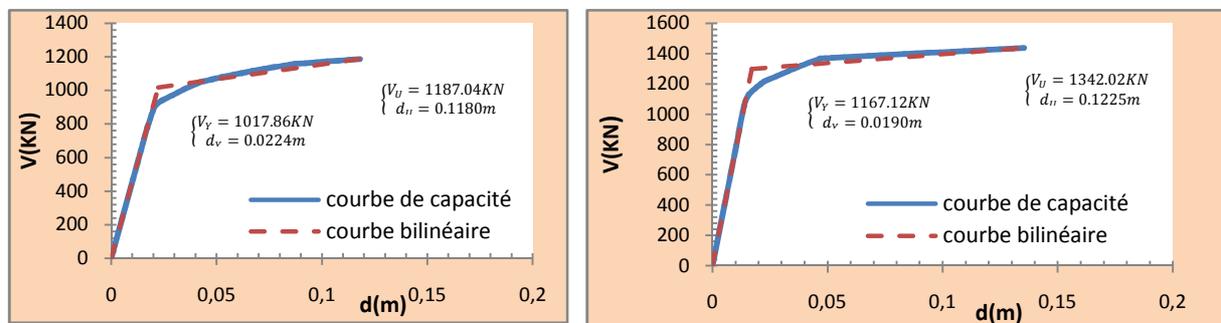
b) Section 35X35 cm²



c) Section 40X40 cm²

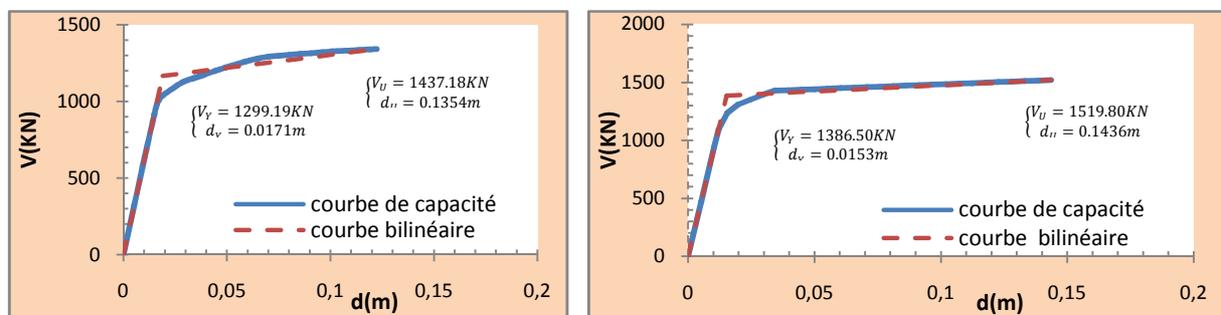
d) Section 45X45 cm²

Figure V.7: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)



a) Section 30X30 cm²

b) Section 35X35 cm²



c) Section 40X40 cm²

d) Section 45X45 cm²

Figure V.8: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)

V.2.2.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

Sections du béton des poteaux (cm ²)		Limites élastiques			Limites ultimes		
		V _y (KN)	d _y (cm)	K ₀ (KN/m)	V _u (KN)	d _u (cm)	μ _Δ
Sens (xx)	30X30	1027.03	1.93	53213.73	1187.90	12.30	6.37
	35X35	1168.05	1.57	74255.87	1335.88	12.11	7.70
	40X40	1303.99	1.38	94287.42	1442.48	12.57	9.09
	45X45	1410.64	1.24	113395.33	1534.11	12.87	10.35
Sens (yy)	30X30	1017.86	2.24	45541.98	1187.04	11.80	5.28
	35X35	1167.12	1.90	61298.23	1342.02	12.25	6.43
	40X40	1299.19	1.71	76154.06	1437.18	13.54	7.94
	45X45	1386.50	1.53	90680.25	1519.80	14.36	9.39

Tableau V.5: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)

Sections du béton des poteaux (cm ²)		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V _y (%)	Taux de variation de K ₀ (%)	Taux de variation des charges V _u (%)	Taux de variation de μ _Δ (%)
[Section30X30 à 35X35]	Sens (xx)	12	28	11	17.27
[Section35X35 à 40X40]		10	21	7	15.29
[Section40X40 à 45X45]		7.56	16.85	6	12.17
[Section30X30 à 35X35]	Sens (yy)	12	26	12	17.88
[Section35X35 à 40X40]		10	20	7	19.02
[Section40X40 à 45X45]		6.3	16	5.44	15.40

Tableau V.6: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les résultats obtenus en faisant augmenter les sections du béton des poteaux dans les directions (xx) et (yy) de la structure (R+2) nous pouvons remarquer que :

- La raideur latérale initiale (**K₀**) augmente environ 27% lorsque la section du béton de poteau passe de (30X30cm² à 35X35cm²) et de l'ordre de 50% lorsque la section du béton de poteau passe de (30X30cm² à 45X45cm²) (tableau V.5).
- La résistance élastique limite **V_y** augmente de 12% lorsque la section des poteaux passe de (30X30cm² à 35X35 cm²) et de 27% lorsque la section des poteaux passe de (30X30cm² à 45X45cm²) (tableau V.5).

- La résistance limite ultime V_u augmente de 12% lorsque la section des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(35 \times 35 \text{ cm}^2)$ et de 22% lorsque la section des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(45 \times 45 \text{ cm}^2)$ (tableau V.5).
- La ductilité globale de la structure augmente d'environ 17% lorsque la section des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(35 \times 35 \text{ cm}^2)$ et de 40% lorsque la section des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(45 \times 45 \text{ cm}^2)$ (tableau V.5).

L'effet de l'accroissement de la section du béton des poteaux sur la résistance élastique limite, la raideur latérale initiale, la résistance limite ultime et la ductilité globale sont considérables par rapport à l'effet de la résistance à la compression du béton. La section des poteaux a un impact sur la ductilité globale de la structure.

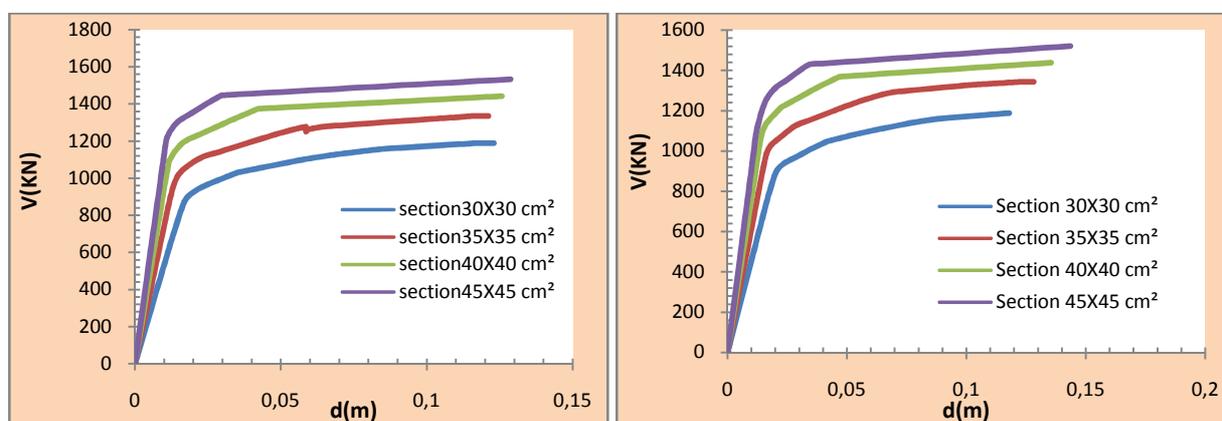


Figure V.9: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de la section du béton des poteaux suivant (xx) et (yy)

V.2.2.3. Détermination des points de performance

	Section (30X30) cm ²		Section (35X35) cm ²		Section (40X40) cm ²		Section (45X45) cm ²	
	S _d (m)	β _{eff}						
Sens (xx)	0.0181	16.2	0.0179	16.5	0.0125	16.80	0.0110	17
Sens (yy)	0.0205	14.2	0.0200	14.6	0.0120	14.76	0.0115	15

Tableau V.7 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau(V.7) nous constatons que :

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, l'amortissement effectif augmente progressivement avec l'accroissement de la section du béton des poteaux. Par contre les déplacements spectraux diminuent.

V.2.2.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]

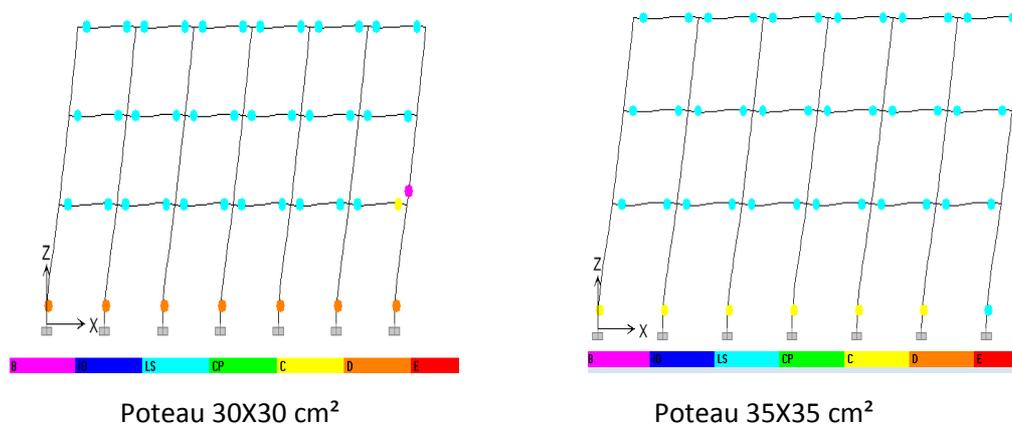


Figure V.10: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)

Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et les poteaux. Pour les 3 niveaux 1,2 et 3, nous constatons le développement des rotules plastique de type «LS» au niveau des poutres, sauf pour le nœud droit du 1^{er} niveau dont la rotule plastique bascule dans le «C». Nous constatons aussi, la naissance d'une rotule dans le bas du poteau du même nœud. Toutes ces rotules sont obtenues avec une section du béton des poteaux 30X30 cm².

Par contre, pour une section du béton des poteaux 35X35 cm², la rotule du bas du poteau du nœud droit du 1^{er} niveau disparaît et celle de la poutre passe à «LS».

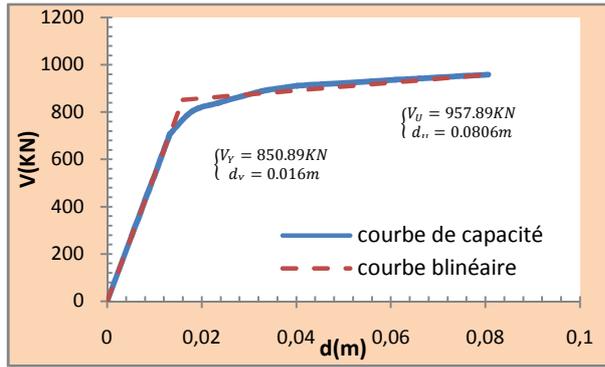
Au niveau du RDC Les rotules plastiques de type «LS» en bas des poteaux, pour une section du béton des poteaux 30X30 cm² deviennent de type «C» pour une section du béton des poteaux 35X35 cm². Cette augmentation de la section du béton, améliore le comportement des rotules plastiques des poteaux du RDC.

V.2. 3. Influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux

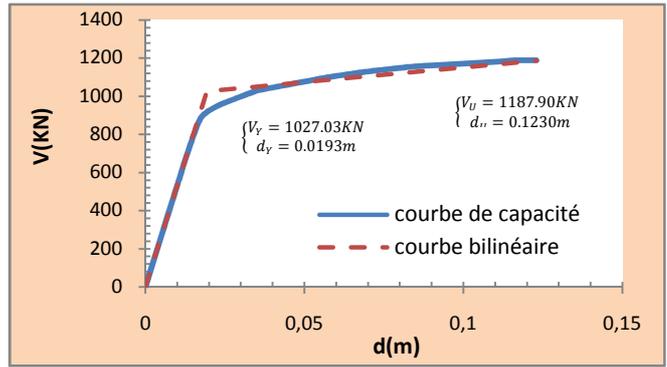
V.2.3.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

La modélisation non linéaire de la structure (R+2) est effectuée en faisant varier le diamètre des armatures longitudinales des poteaux (12mm, 14mm et 16mm).

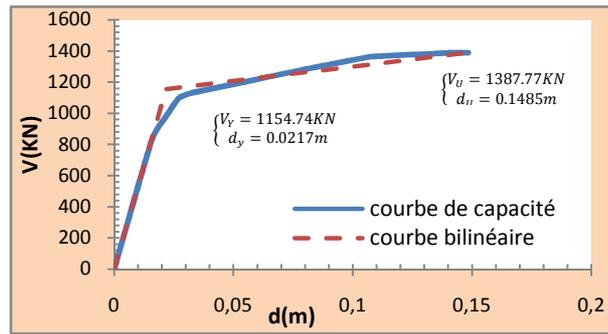
Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+2) selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes :



a) Diamètre 12mm

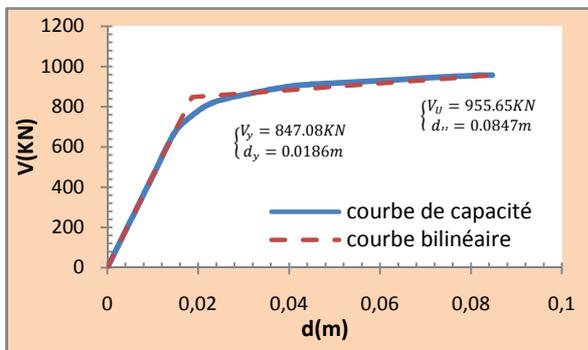


b) Diamètre 14mm

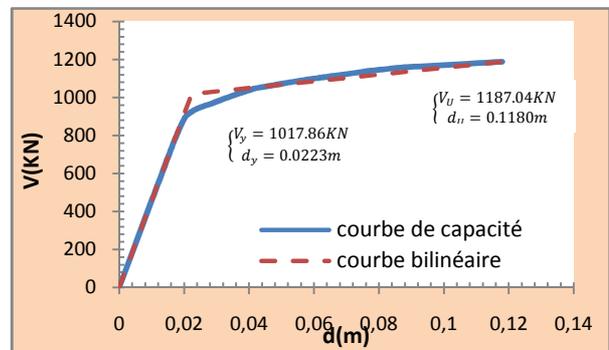


c) Diamètre 16mm

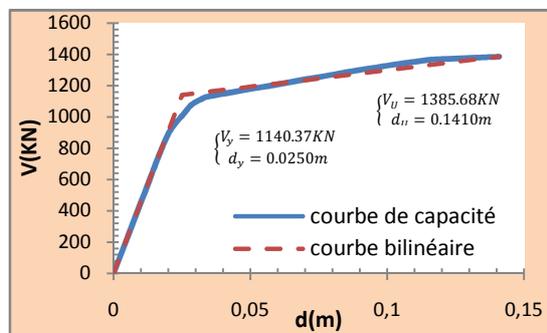
Figure V.11: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction xx)



b) Diamètre 12mm



b) Diamètre 14mm



c) Diamètre 16mm

Figure V.12: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2) (Direction yy)

V.2.3.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

diamètre des armatures longitudinales des poteaux (mm)		Limites élastiques			Limites ultimes		
		V _y (KN)	dy (cm)	K ₀ (KN/m)	V _u (KN)	du (cm)	μ _Δ
Sens (xx)	12	850.89	1.60	53213.73	957.89	8.06	5.04
	14	1027.03	1.93	53213.73	1187.90	12.30	6.37
	16	1154.74	2.17	53213.73	1387.77	14.85	6.84
Sens (yy)	12	847.08	1.86	45541.98	955.65	8.47	4.55
	14	1017.86	2.23	45541.98	1187.04	11.80	5.28
	16	1140.37	2.50	45541.98	1385.68	14.10	5.63

Tableau V.8: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)

Diamètre des armatures longitudinales des poteaux		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V _y (%)	Taux de variation des charges V _u (%)	Taux de variation de μ _Δ (%)	
[12mm à 14mm]	Sens (xx)	17.15	19.36	20.88	
[14mm à 16mm]		11	14.40	6.87	
[12mm à 14mm]	Sens (yy)	16.78	19.50	13.83	
[14mm à 16mm]		10.74	14.34	6.22	

Tableau V.9: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy)

En analysant les résultats obtenus en faisant varier le diamètre des armatures longitudinales des poteaux dans les directions (xx) et (yy) de la structure (R+2) nous pouvons constater que:

- La raideur latérale initiale (K_0) reste constante quel que soit le diamètre considéré (tableau V.8).
- La résistance élastique limite V_y augmente en allant du petit au gros diamètre, cette augmentation est de l'ordre de 17% lorsque le diamètre croit de (12mm à 14mm) et de 26% lorsque le diamètre croit de (12mm à 16mm) (tableau V.8).
- La résistance limite ultime V_u augmente en allant du petit au gros diamètre, cette augmentation est de l'ordre de 19% lorsque le diamètre croit de (12mm à 14mm) et de 31% lorsque le diamètre croit de (12mm à 16mm) (tableau V.8).

Nous constatons aussi une amélioration de la ductilité globale de la structure en allant du petit au gros diamètre. Cette augmentation est de l'ordre de 20% et 13% dans le sens (xx) et (yy) respectivement lorsque le diamètre croit de (12mm à 14mm). Par contre, lorsque le diamètre croit de (12mm à 16mm) la ductilité globale de la structure augmente de 26% et 19% dans le sens (xx) et (yy) respectivement (tableau V.8).

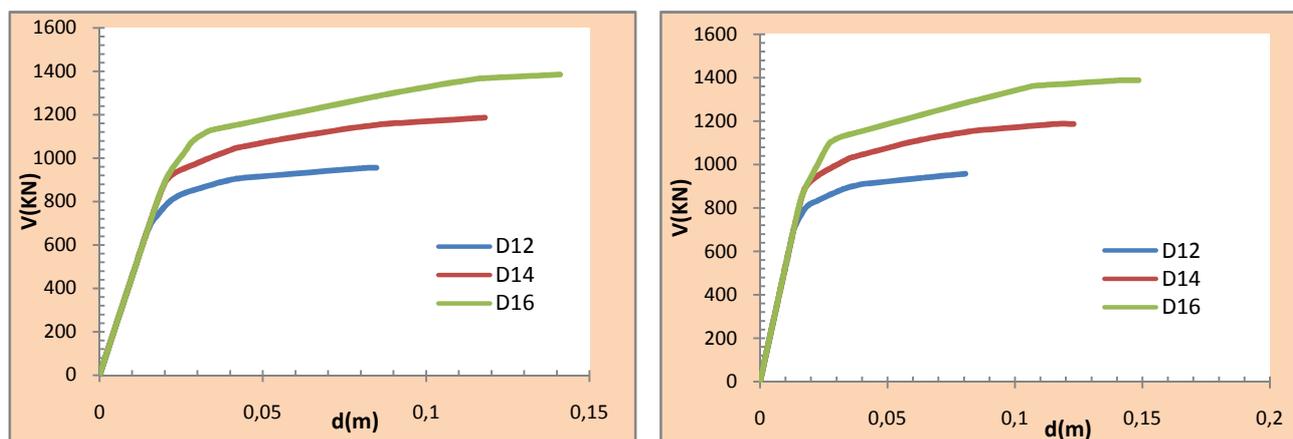


Figure V.13: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales des poteaux suivant (xx) et (yy)

V.2.3.3. Détermination des points de performance

Les points de performance de la structure sont donnés dans le (tableau V.10)

	Diamètre 12mm		Diamètre 14mm		Diamètre 16mm	
	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}
Sens(xx)	0.019	14	0.0185	16	0.0175	20
Sens(yy)	0.0215	11	0.0210	14.2	0.0205	19.6

Tableau V.10 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau (V.10) nous constatons que :

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, l'amortissement effectif augmente progressivement avec l'accroissement de diamètre des armatures longitudinales des poteaux. Par contre les déplacements spectraux diminuent.

V.2.3.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]

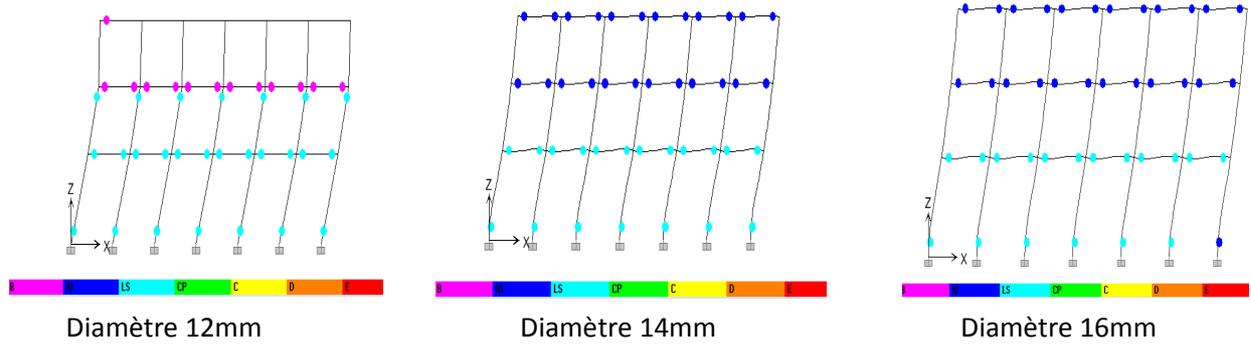


Figure V.14 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)

La figure (V.14) montre les mécanismes de ruine avec les trois diamètres utilisés. Ces mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux, les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de -chaussée sauf dans le cas de diamètre 12mm, les rotules plastiques se développent également en tete des poteaux de 2^{ème} niveau .

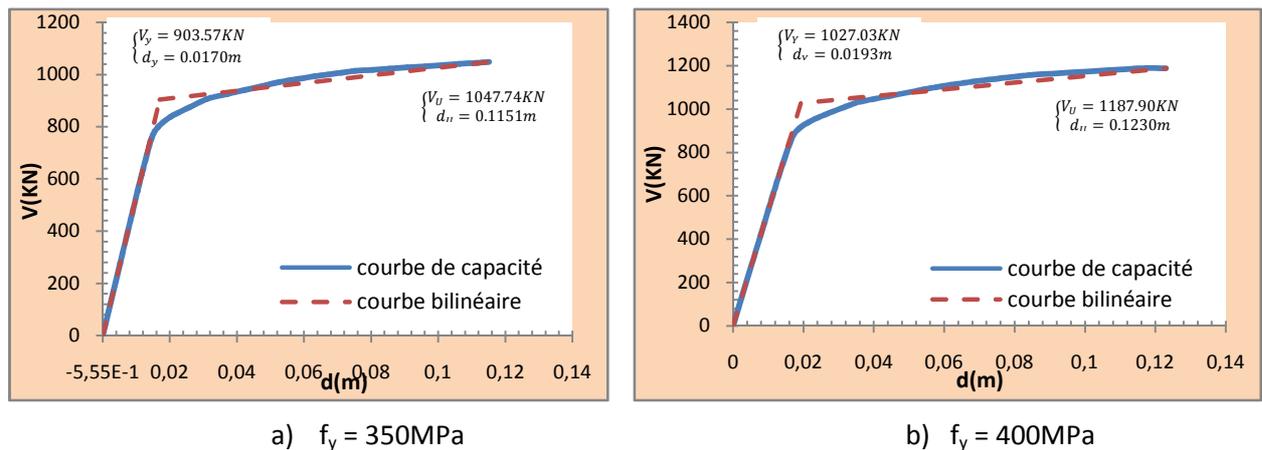
V.2. 4. Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux

On fixe la résistance à la compression du béton (f_{c28}) à 25MPa et on fait varier la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales.

Les valeurs considérées sont $f_y = 350, 400, 450$ et 500 MPa

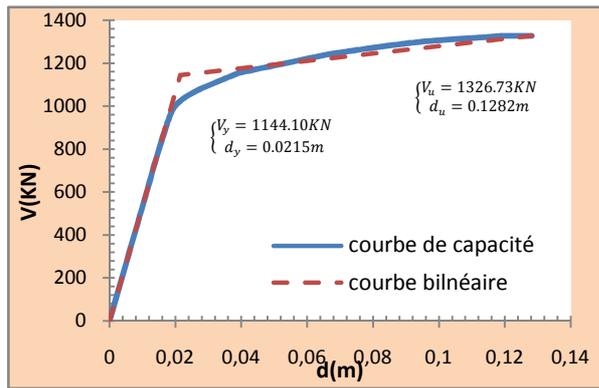
V.2.4.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+2) selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes :

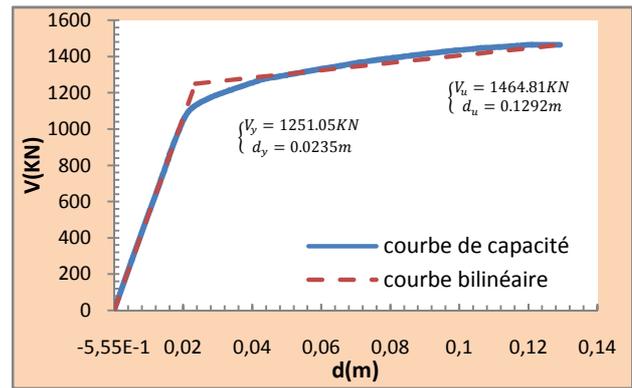


a) $f_y = 350$ MPa

b) $f_y = 400$ MPa

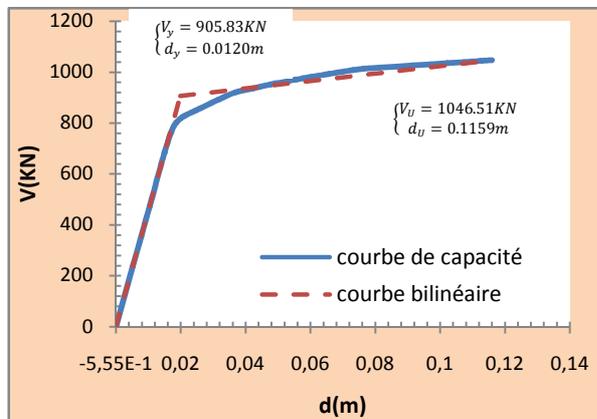


c) $f_y = 450\text{MPa}$

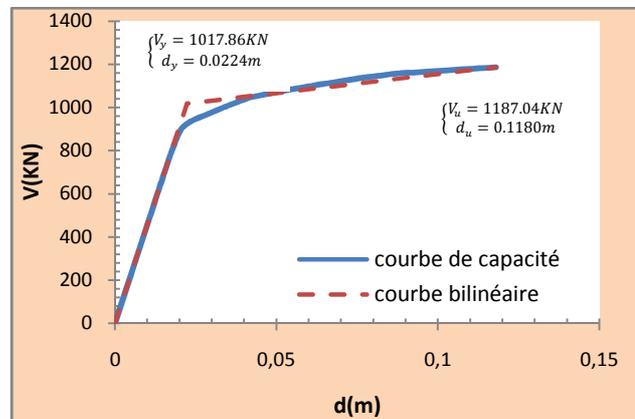


d) $f_y = 500\text{MPa}$

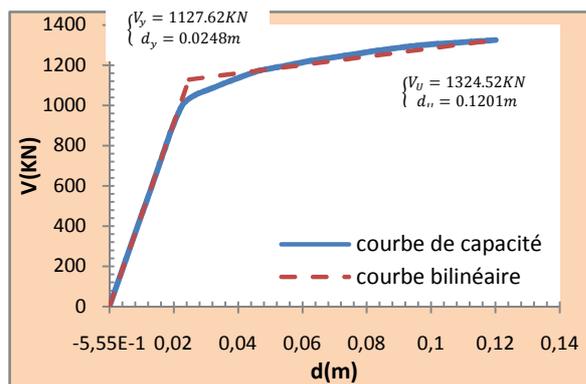
Figure V.15: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2)
(Direction xx)



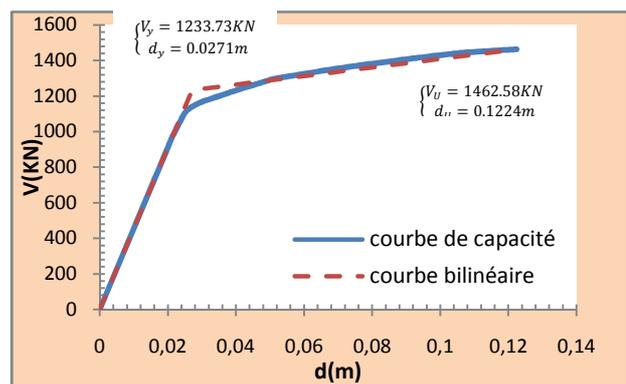
a) $f_y = 350\text{MPa}$



b) $f_y = 400\text{MPa}$



c) $f_y = 450\text{MPa}$



d) $f_y = 500\text{MPa}$

Figure V.16: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+2)
(Direction yy)

V.2.4.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

f_{c28} (MPa)	f_y (MPa)	Limites élastiques			Limites ultimes			
		V_y (KN)	d_y (cm)	K_0 (KN/m)	V_u (KN)	d_u (cm)	μ_Δ	
25	Sens (xx)	350	903.57	1.70	53213.73	1047.74	11.51	6.78
		400	1027.03	1.93	53213.73	1187.90	12.30	6.37
		450	1144.10	2.15	53213.73	1326.73	12.82	5.96
		500	1251.05	2.35	53213.73	1464.81	12.92	5.50
	Sens (yy)	350	905.83	1.20	45541.98	1046.51	11.59	5.83
		400	1017.86	2.24	45541.98	1187.04	11.80	5.28
		450	1127.62	2.48	45541.98	1324.52	12.01	4.85
		500	1233.73	2.71	45541.98	1462.58	12.24	4.52

Tableau V.11: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+2) suivant (xx) et (yy)

limite élastique (f_y) des armatures longitudinales		Limites élastiques	Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V_y (%)	Taux de variation des charges V_u (%)	Taux de variation de μ_Δ (%)
[350MPa à 400MPa] [400MPa à 450MPa] [450MPa à 500MPa]	Sens (xx)	12	11.80	-6.05
		10.23	10.46	-6.44
		8.55	9.43	-7.72
[350MPa à 400MPa] [400MPa à 450MPa] [450MPa à 500MPa]	Sens (yy)	11.00	11.84	-9.43
		9.73	10.38	-8.14
		8.60	9.44	-6.80

Tableau V.12: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+2) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les résultats obtenus en faisant varier la limite élastique des aciers longitudinaux de la structure (R+2) nous pouvons constater que:

A mesure que la limite élastique des aciers longitudinaux croît la raideur latérale initiale (K_0) reste constante par contre La résistance élastique limite (V_y) augmente environ 12% lorsque la valeur f_y varie de 350MPa à 400MPa et de l'ordre de 34% lorsqu'elle augmente à une valeur de 500MPa (tableau V.11).

L'augmentation de la résistance ultime (V_u) est de l'ordre de 12% lorsque la valeur de f_y augmente de 350MPa à 400MPa et de l'ordre de 21% lorsqu'elle augmente de 350MPa à une valeur de 500MPa (tableau V.11).

A mesure que la limite élastique des aciers longitudinaux croît la ductilité globale de la structure diminue ; cette diminution est de l'ordre de 6% dans le sens (xx) et 9% dans le sens (y) lorsque la valeur de f_y augmente de 350MPa à 400MPa (tableau V.11).

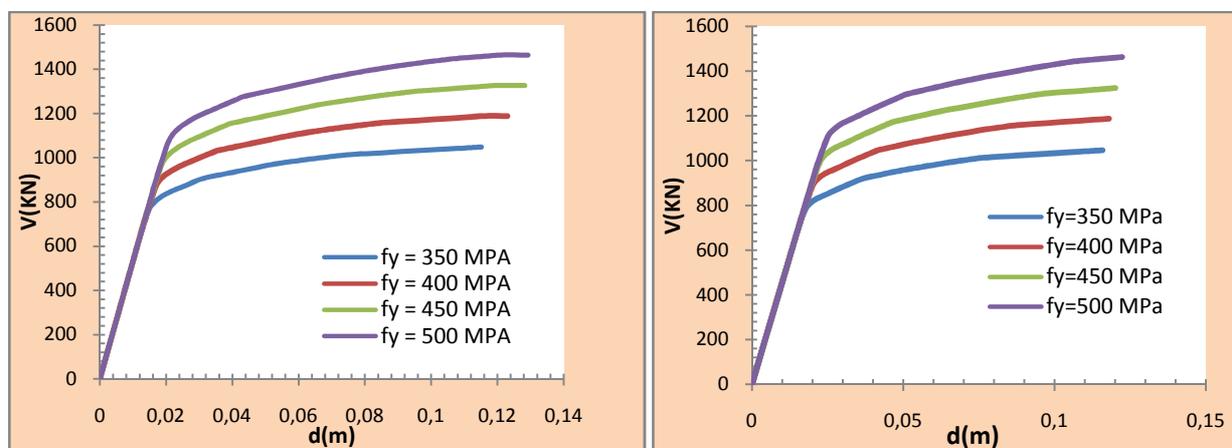


Figure V.17: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+2) en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales suivant (xx) et (yy)

V.2.4.3. Détermination des points de performance

Les points de performance des différentes valeurs de f_y selon les deux directions (xx) et (y) de la structure sont donnés dans le tableau (V.13)

	350MPa		400MPa		450MPa		500MPa	
	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}
Sens(xx)	0.0175	19.6	0.0181	16.2	0.0195	13.3	0.020	11
Sens(yy)	0.020	17.80	0.0205	14.2	0.0210	12	0.0215	9.5

Tableau V.13 : points de performance de la structure (R+2) selon les deux directions (xx) et (yy)

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, l'amortissement effectif diminue progressivement avec l'augmentation de la limite élastique des aciers longitudinaux. Par conséquent les limites élastiques des aciers élevées ne dissipent pas d'énergie par manque de déformabilité des éléments structuraux.

V.2.4.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+2)]

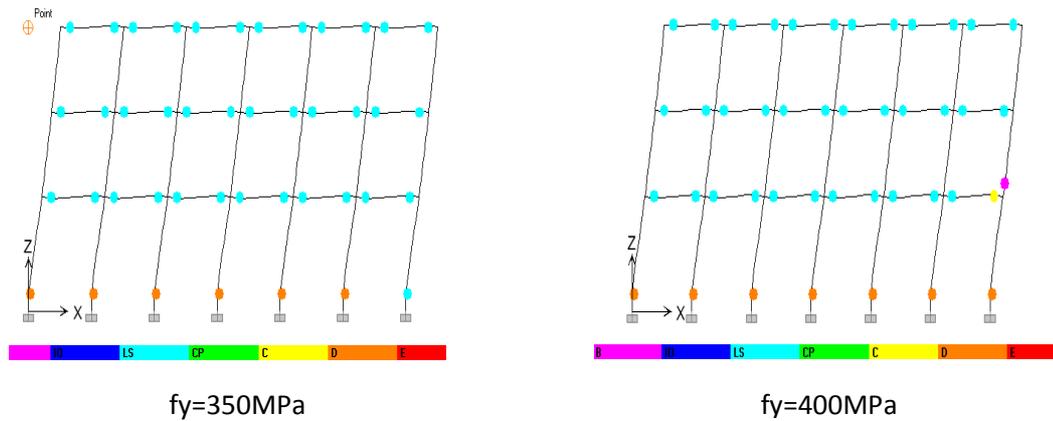


Figure V.18: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+2)

Les mécanismes de ruine du portique (1) de la structure en (R+6) obtenus pour $f_y = 350 \text{ MPa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$ sont des mécanismes de ruine globaux.

V.3. Résultats obtenus pour la structure (R+6)

V.3.1. Influence de la résistance à la compression du béton f_{c28}

On fixe la limite d'élasticité (f_y) des armatures longitudinales et on fait varier la résistance à la compression du béton (f_{c28}).

Les valeurs considérées sont : $f_{c28} = 20, 25, 30$ et 35MPa .

V.3.1.1. Courbes de capacité [Effort tranchant à la base-déplacement au sommet]

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+6) en fonction de la variation de f_{c28} , selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes :

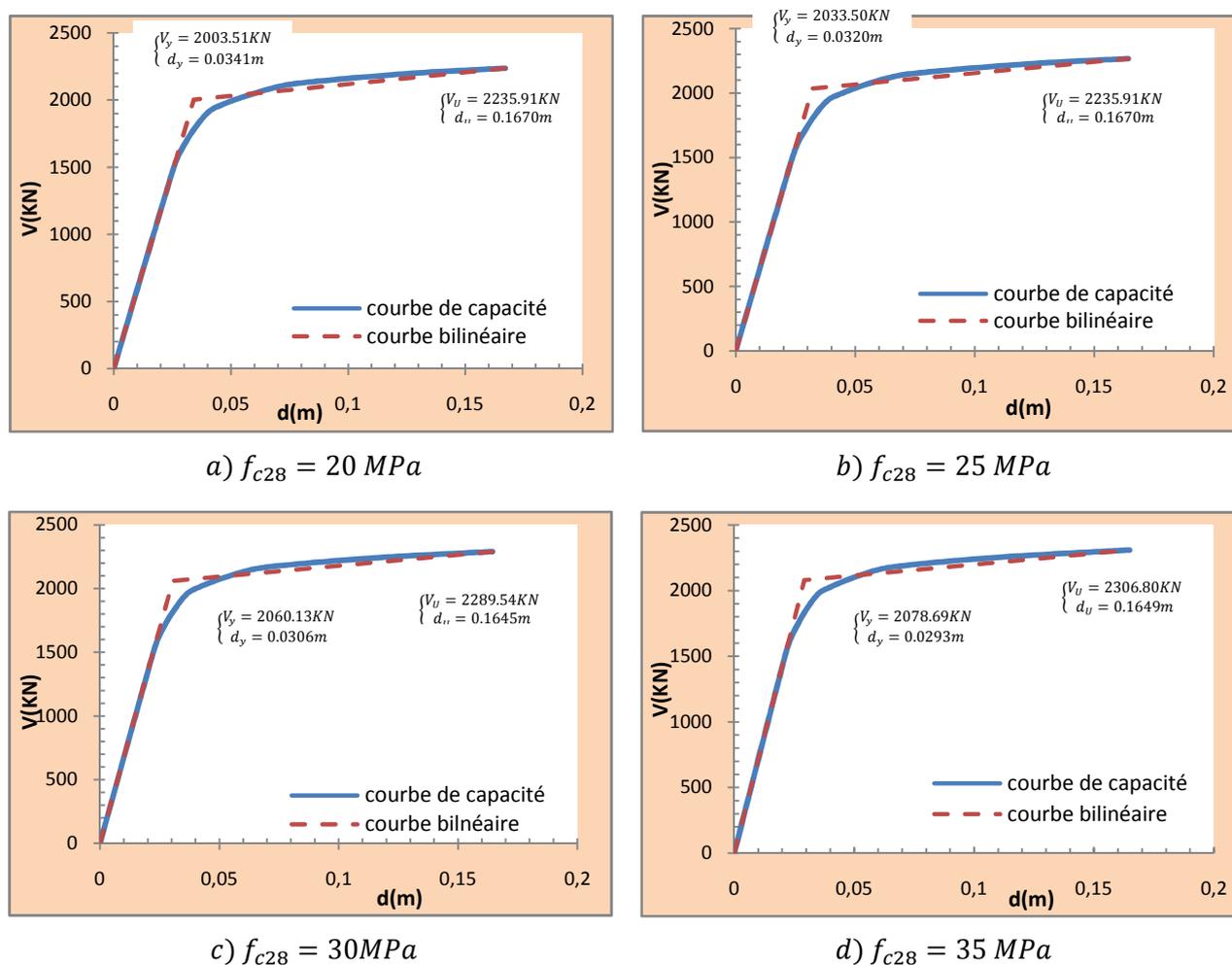


Figure V.19 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)
(Direction xx)

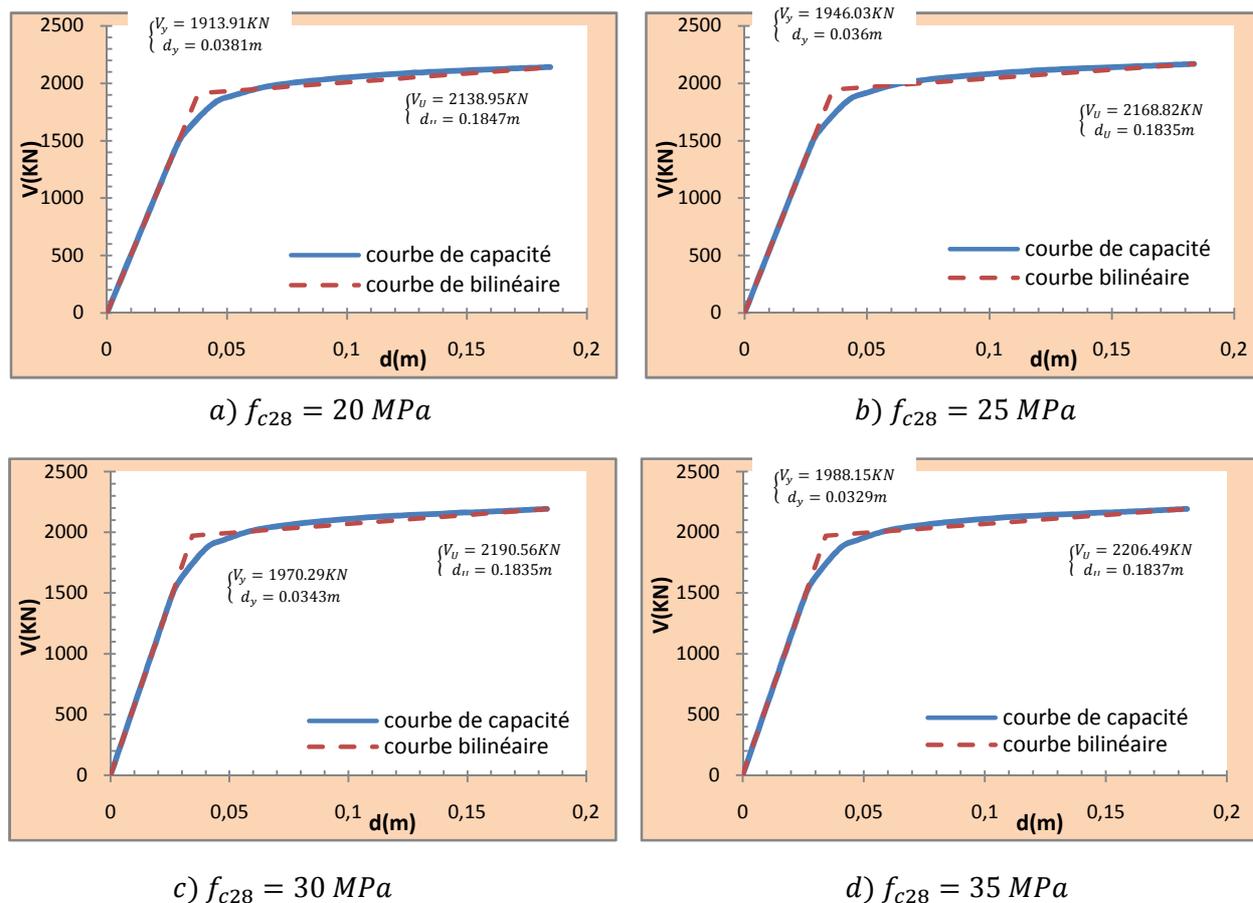


Figure V.20 : Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)
(Direction yy)

V.3.1.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Pour mieux illustrer l'influence de la variation de la résistance à la compression du béton sur le comportement non linéaire du bâtiment, nous effectuons une analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance.

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

fy (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	Limites élastiques			Limites ultimes			
		Vy (KN)	dy (cm)	K ₀ (KN/m)	Vu (KN)	du (cm)	μ _Δ	
400	Sens (xx)	20	2003.51	3.41	58771.22	2235.91	16.70	4.90
		25	2033.50	3.20	63527.17	2265.49	16.43	5.13
		30	2060.13	3.06	67324.51	2289.54	16.45	5.38
		35	2078.69	2.93	71017.82	2306.80	16.49	5.63
	Sens (yy)	20	1913.91	3.81	50220.60	2138.95	18.47	4.85
		25	1946.03	3.60	54011.39	2168.82	18.35	5.09
		30	1970.29	3.43	57376.05	2190.56	18.35	5.34
		35	1988.15	3.29	60466.77	2206.49	18.37	5.59

Tableau V.14: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)

la résistance à la compression du béton fc ₂₈		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V _v (%)	Taux de variation de K ₀ (%)	Taux de variation des charges V _u (%)	Taux de variation de μ _Δ (%)
[20MPa à 25MPa]	Sens (xx)	1.47	7.49	1.30	4.48
[25MPa à 30MPa]		1.32	5.64	1.05	4.65
[30MPa à 35MPa]		0.89	5.20	0.75	4.44
[20MPa à 25MPa]	Sens (yy)	1.65	7.00	1.38	4.71
[25MPa à 30MPa]		1.23	5.86	0.99	4.68
[30MPa à 35MPa]		0.90	5.11	0.72	4.47

Tableau V.15: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les courbes de capacité de la structure (R+6) en faisant varier f_{c28} de [20 à 35 MPa] dans les directions (xx) et (yy) on constate que :

- La raideur latérale initiale connaît une légère augmentation dans les deux sens (xx) et (yy). En effet lorsque on passe de f_{c28}=20MPa à f_{c28}=25MPa nous avons une augmentation de 7% de la rigidité initiale K₀. Par contre lorsque nous faisons varier f_{c28} de 20MPa à 35MPa, nous avons une augmentation de 17% de la rigidité initiale (tableau V.14).
- Les résistances élastique V_y et ultime V_u connaissent une augmentation relativement faible qui est de l'ordre de 3% lorsque la résistance à la compression du béton passe de 20MPa à 35MPa (tableau V.14).

- L'amélioration de la ductilité globale de la structure est proportionnelle à l'augmentation de la résistance à la compression du béton de la structure ; cette amélioration est de l'ordre de 4% lorsque f_{c28} passe de 20MPa à 25MPa. Par contre lorsque nous faisons varier f_{c28} de 20MPa à 35MPa, nous avons une augmentation de 13% (tableau V.14).

Remarque

L'effet de l'augmentation de la résistance à la compression du béton sur la résistance élastique limite, la raideur latérale initiale, la résistance limite ultime et la ductilité globale sont minimes. Presque les mêmes ordres de variation pour tous les paramètres de comparaison ; (la raideur latérale initiale, la résistance élastique limite, la résistance ultime et la ductilité globale) que ceux de la structure (R+2).

- le comportement de la structure est semi-ductile quelle que soit la valeur de f_{c28} .

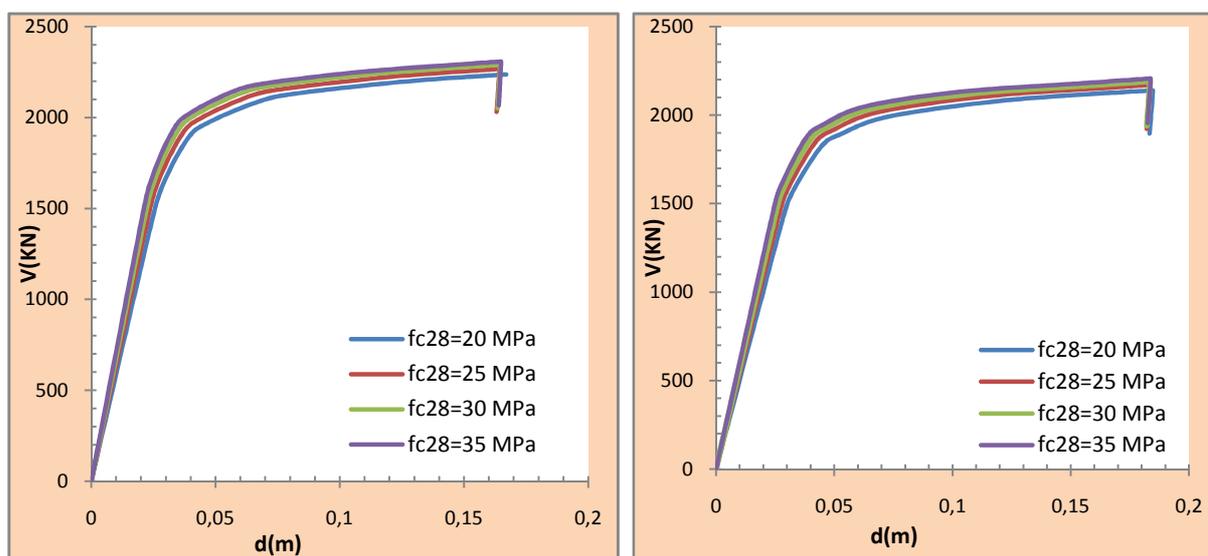


Figure V.21: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de f_{c28} ; $f_y=400\text{MPa}$ suivant (xx) et (yy)

V.3.1.3. Détermination des points de performance

	20MPa		25MPa		30MPa		35MPa	
	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}
Sens(xx)	0.0285	16.4	0.0275	17.2	0.0260	18	0.0250	18.4
Sens(yy)	0.0330	16.2	0.0310	16.5	0.0290	17	0.0280	17.4

Tableau V.16 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau (V.16) nous constatons que :

L'amortissement effectif augmente progressivement avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton. Par contre les déplacements spectraux diminuent.

V.3.1.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+6)]

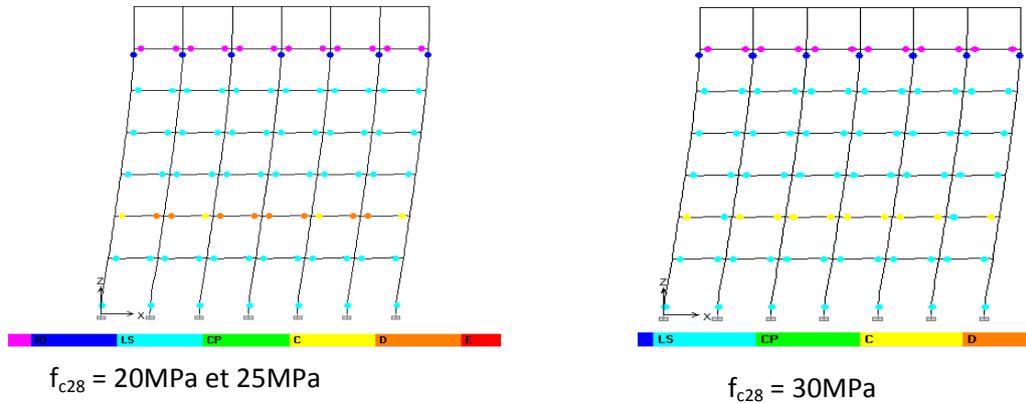


Figure V.22 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)

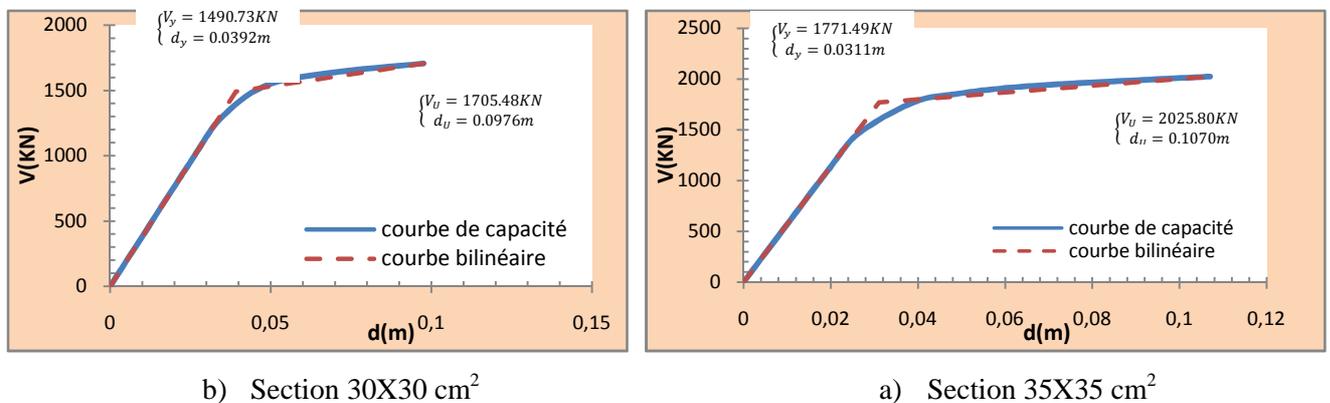
Le mécanisme de ruine du portique (1) de la structure (R+6) obtenu pour $f_{c28} = 20$ et 25 MPa est presque le même mécanisme de ruine pour $f_{c28} = 30$ MPa , sauf on observe une amélioration de comportement des rotules plastiques des poutres du 2^{ième} niveau en faisant augmenter f_{c28} .

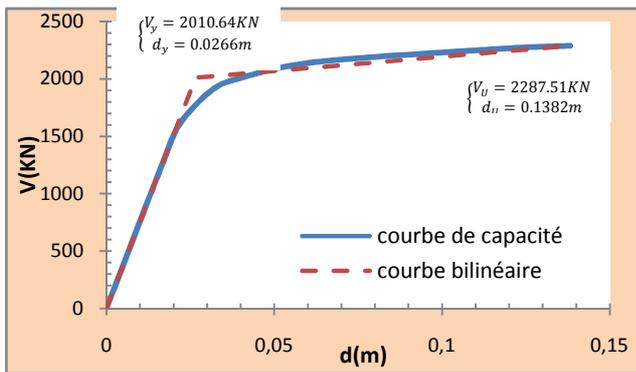
V.3.2. Influence de la section du beton des poteaux

Les sections du béton des poteaux considérées pour la structure (R+6) sont: $30 \times 30 \text{cm}^2$, $35 \times 35 \text{cm}^2$, $40 \times 40 \text{cm}^2$ et $45 \times 45 \text{cm}^2$.

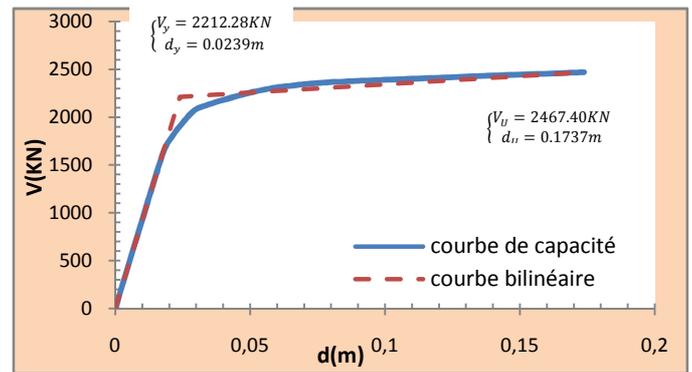
V.3.2.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+6) en fonction de la variation des sections du béton des poteaux selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes:



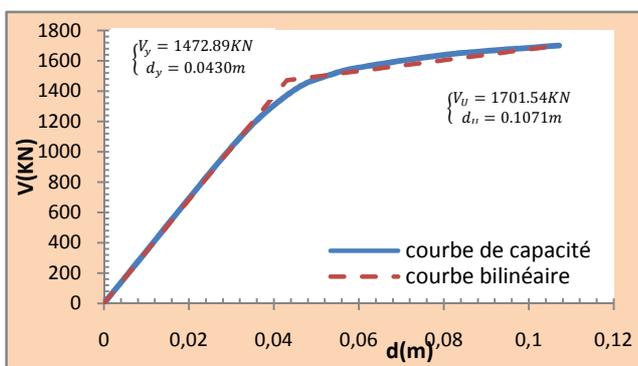


c) Section 40X40 cm²

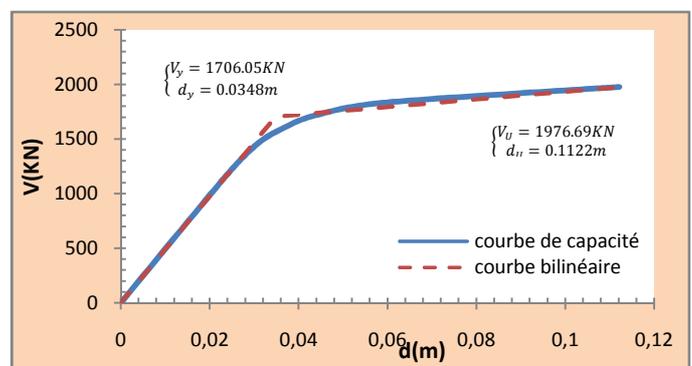


d) Section 45X45 cm²

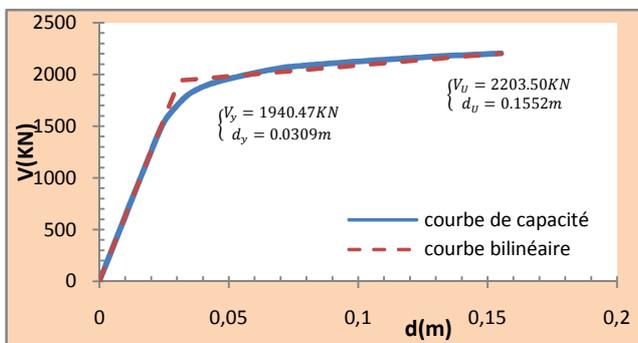
Figure V.23: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)
(Direction xx)



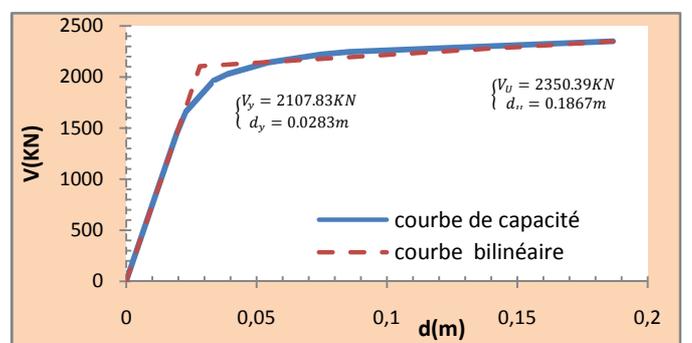
a) Section 30X30 cm²



b) Section 35X35 cm²



c) Section 40X40 cm²



d) Section 45X45 cm²

Figure V.24: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)
(Direction yy)

V.3.2.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

Sections du béton des poteaux (cm ²)		Limites élastiques			Limites ultimes		
		V _y (KN)	d _y (cm)	K ₀ (KN/m)	V _u (KN)	du (cm)	μ _Δ
Sens (xx)	30X30	1490.73	3.92	38067.71	1705.48	9.76	2.49
	35X35	1771.49	3.11	56924.43	2025.80	10.70	3.44
	40X40	2010.64	2.66	75644.83	2287.51	13.82	5.20
	45X45	2212.28	2.39	92448.05	2467.40	17.37	7.26
Sens (yy)	30X30	1472.89	4.30	34245.27	1701.54	10.71	2.49
	35X35	1706.05	3.48	49010.26	1976.69	11.22	3.61
	40X40	1940.47	3.09	62798.46	2203.50	15.52	5.02
	45X45	2107.83	2.83	74507.96	2350.39	18.67	6.60

Tableau V.17: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)

Sections du béton des poteaux (cm ²)		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V _v (%)	Taux de variation de K ₀ (%)	Taux de variation des charges V _u (%)	Taux de variation de μ _Δ (%)
[Section30X30 à 35X35]	Sens (xx)	15.85	33.13	15.81	27.62
[Section35X35 à 40X40]		11.89	24.75	11.44	33.85
[Section40X40 à 45X45]		9.11	18.18	7.29	24.24
[Section30X30 à 35X35]	Sens (yy)	13.67	30.13	13.92	31
[Section35X35 à 40X40]		12.08	21.96	10.29	28
[Section40X40 à 45X45]		7.93	15.72	6.25	23.94

Tableau V.18: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les résultats obtenus en faisant augmenter les sections du béton des poteaux, dans les directions (xx) et (yy) de la structure (R+6) nous pouvons remarquer que :

- La raideur latérale initiale (K_0) augmente environ 30% lorsque la section du béton des poteaux passe de (30X30cm² à 35X35cm²) et de l'ordre de 60% lorsque la section du béton des poteaux passe de (30X30cm² à 45X45cm²) (tableau V.17).
- La résistance élastique limite V_y augmente de 15% lorsque la section du béton des poteaux passe de (30X30cm² à 35X35 cm²) et de l'ordre de 31% lorsque la section du béton des poteaux passe de (30X30cm² à 45X45cm²) (tableau V.17).

- La résistance limite ultime V_u augmente de 15% lorsque la section du béton des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(35 \times 35 \text{ cm}^2)$ et de l'ordre de 28% lorsque la section du béton des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(45 \times 45 \text{ cm}^2)$ (tableau V.17).
- La ductilité globale de la structure connaît une amélioration de 29% lorsque la section du béton des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(35 \times 35 \text{ cm}^2)$ et de 63% lorsque la section du béton des poteaux passe de $(30 \times 30 \text{ cm}^2)$ à $(45 \times 45 \text{ cm}^2)$ (tableau V.17).

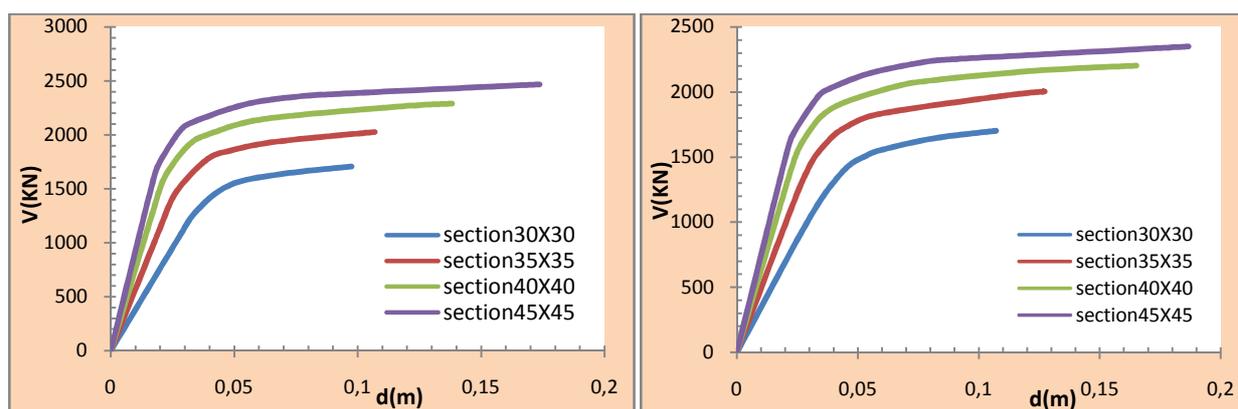


Figure V.25: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de La section du béton des poteaux suivant (xx) et (yy)

V.3.2.3. Détermination des points de performance

Les points de performance des différentes sections du béton des poteaux selon les deux directions (xx) et (yy) de la structure sont donnés dans le (tableau V.19)

	Section (30X30) cm ²		Section (35X35) cm ²		Section (40X40) cm ²		Section (45X45) cm ²	
	S _d (m)	β _{eff}						
Sens(xx)	0.0415	17	0.0320	18.2	0.0260	19.6	0.023	20
Sens(yy)	0.0440	16.8	0.0340	18.6	0.0295	19	0.027	19.8

Tableau V.19 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau(V.19) nous constatons que :

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, l'amortissement effectif augmente progressivement avec l'accroissement de la section du béton des poteaux. Par contre les déplacements spectraux diminuent.

V.3.2.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1] de la structure (R+6]

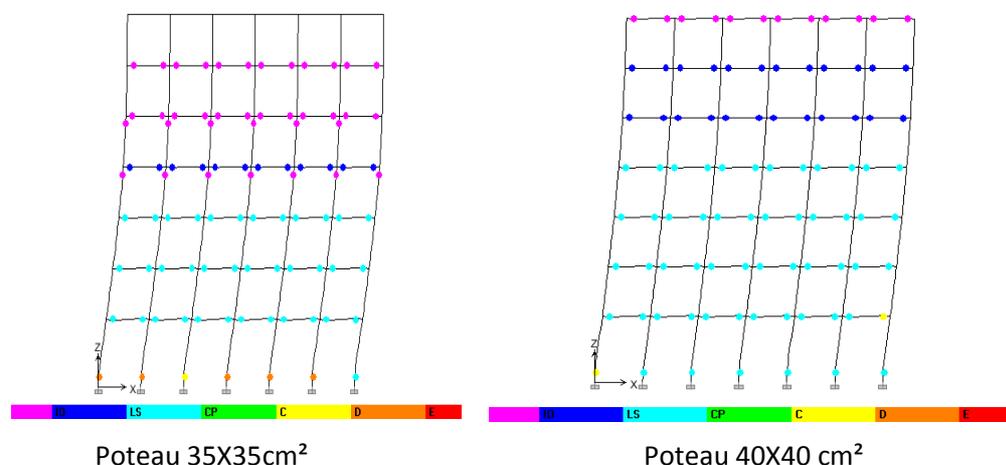


Figure V.26: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)

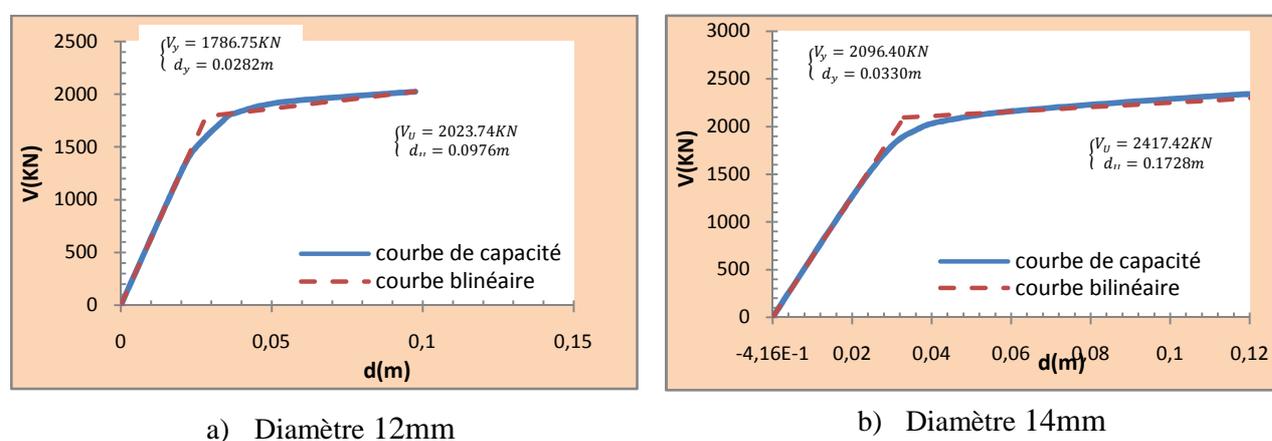
La figure (V.26) montre les mécanismes de ruine (poteaux 35x35 cm² et 40x40 cm²). Ces mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux, les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de-chaussée sauf dans le cas (poteaux 35x35 cm²), les rotules plastiques se développent également en tête des poteaux de 4^{ième} et 5^{ième} niveau.

V.3.3. Influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux

V.3.3.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

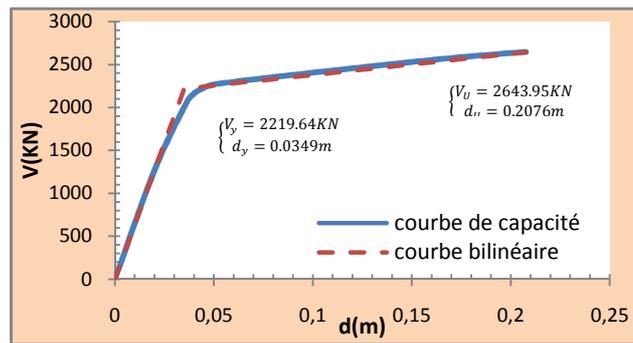
La modélisation non linéaire de la structure (R+6) est effectuée en faisant varier le diamètre des armatures longitudinales des poteaux (12 mm, 14 mm et 16 mm).

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+6) selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes:



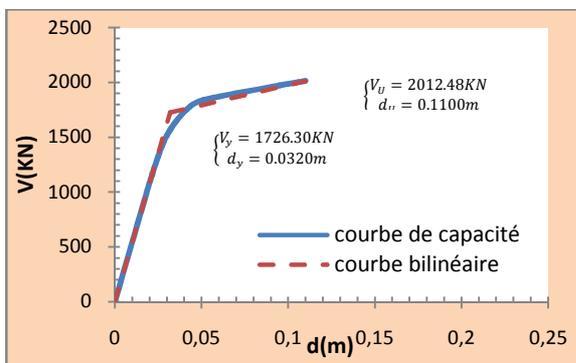
a) Diamètre 12mm

b) Diamètre 14mm

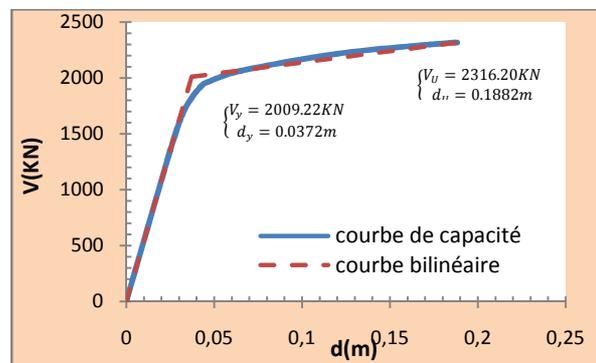


c) Diamètre 16mm

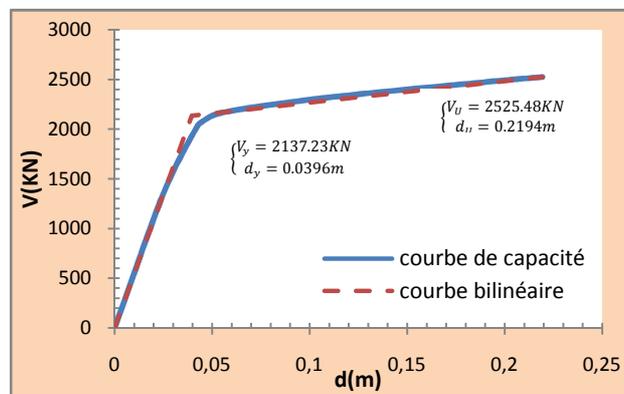
Figure V.27: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6) (Direction xx)



a) Diamètre 12mm



b) Diamètre 14mm



c) Diamètre 16mm

Figure V.28: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6) (Direction yy)

V.3.3.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

diamètre des armatures longitudinales des poteaux (mm)		Limites élastiques			Limites ultimes		
		V _y (KN)	dy (cm)	K ₀ (KN/m)	V _u (KN)	du (cm)	μ _Δ
Sens (xx)	12	1786.75	2.82	63314.96	2023.74	9.76	3.46
	14	2096.40	3.30	63527.17	2417.42	17.28	5.24
	16	2219.64	3.49	63527.17	2643.95	20.76	5.94
Sens (yy)	12	1726.30	3.20	54031.45	2012.48	11.00	3.44
	14	2009.22	3.72	54011.39	2316.20	18.82	5.06
	16	2137.23	3.96	54011.39	2525.48	21.94	5.54

Tableau V.20: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)

Diamètre des armatures longitudinales des poteaux		Limites élastiques	Limites ultimes	
			Taux de variation des charges V _y (%)	Taux de variation des charges V _u (%)
[12mm à 14mm]	Sens (xx)	14.77	16.28	33.97
[14mm à 16mm]		5.55	8.57	11.78
[12mm à 14mm]	Sens (yy)	14.08	13.11	32
[14mm à 16mm]		5.98	8.29	8.66

Tableau V.21: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les résultats obtenus en faisant varier le diamètre des armatures longitudinales des poteaux dans les directions (xx) et (yy) de la structure (R+6) nous pouvons constater que:

- La raideur latérale initiale (K_0) reste constante quel que soit le diamètre considéré (tableau V.20).
- La résistance élastique limite V_y augmente en allant du petit au gros diamètre, cette augmentation est de l'ordre de 14% lorsque le diamètre croit de (12mm à 14mm) et de 19% lorsque le diamètre croit de (12mm à 16mm) (tableau V.20).
- La résistance limite ultime V_u augmente en allant du petit au gros diamètre, cette augmentation est de l'ordre de 16% et 13% dans le sens (xx) et (yy) respectivement, lorsque le diamètre croit de (12mm à 14mm). Par contre lorsque le diamètre croit de (12mm à 16mm) la résistance limite ultime augmente environ 22% (tableau V.20).

- L'amélioration de la ductilité globale de la structure en allant du petit au gros diamètre.

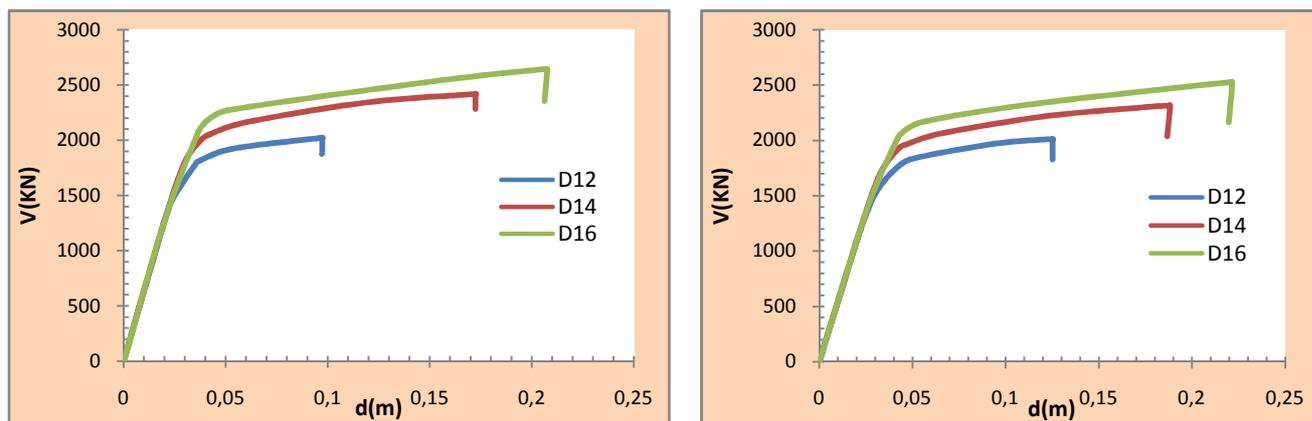


Figure V.29: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales des poteaux suivant (xx) et (yy)

V.3.3.3. Détermination des points de performance

	Diamètre 12mm		Diamètre 14mm		Diamètre 16mm	
	S _d (m)	β _{eff}	S _d (m)	β _{eff}	S _d (m)	β _{eff}
Sens(xx)	0.0305	13.5	0.0285	15.4	0.0280	19
Sens(yy)	0.0330	13	0.0325	15	0.0305	19.6

Tableau V.22 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau (V.22) nous constatons que :

L'amortissement effectif augmente progressivement avec l'accroissement de diamètre des armatures longitudinales des poteaux. Par contre les déplacements spectraux diminuent.

V.3.3.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique 1 de la structure (R+6)]

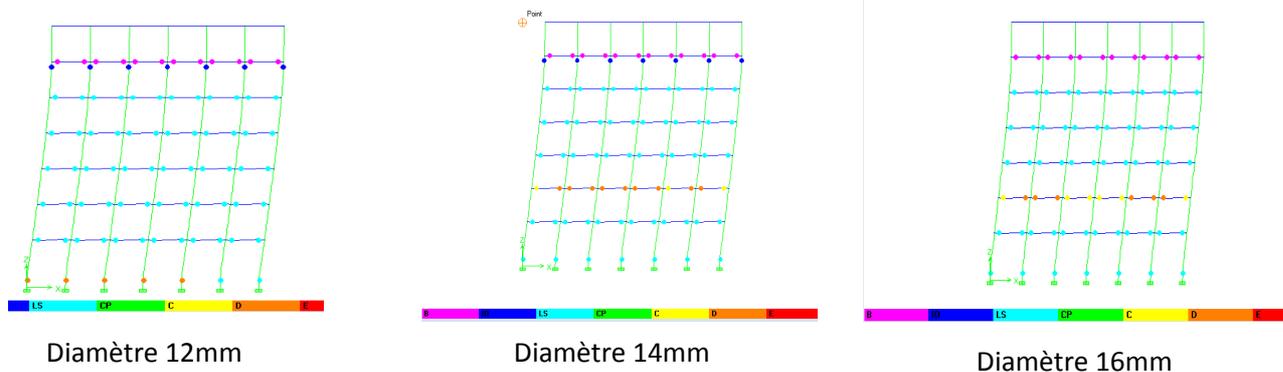


Figure V.30 : Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)

D'après la figure (V.30), Les rotules plastiques qui se forment en pieds des poteaux du RDC de type « D » dans le cas (diamètre 12mm) deviennent de type « LS » pour les diamètres 14mm et 16mm.

Nous constatons aussi que les rotules plastiques qui se forment en tête des poteaux du 6^{ème} niveau pour les diamètres 12mm et 14mm disparaissent dans le cas de diamètre 16mm. L'accroissement du diamètre des armatures longitudinales des poteaux améliore le comportement de la structure.

V.3. 4. Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux

On fixe la résistance à la compression du béton (f_{c28}) à 25MPa et on fait varier la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales.

Les valeurs considérées sont $f_y = 350, 400, 450$ et 500 MPa

V.3.4.1. Courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires

Les courbes de capacité et leurs représentations bilinéaires de la structure (R+6) selon les directions (xx) et (yy) sont données par les figures suivantes :

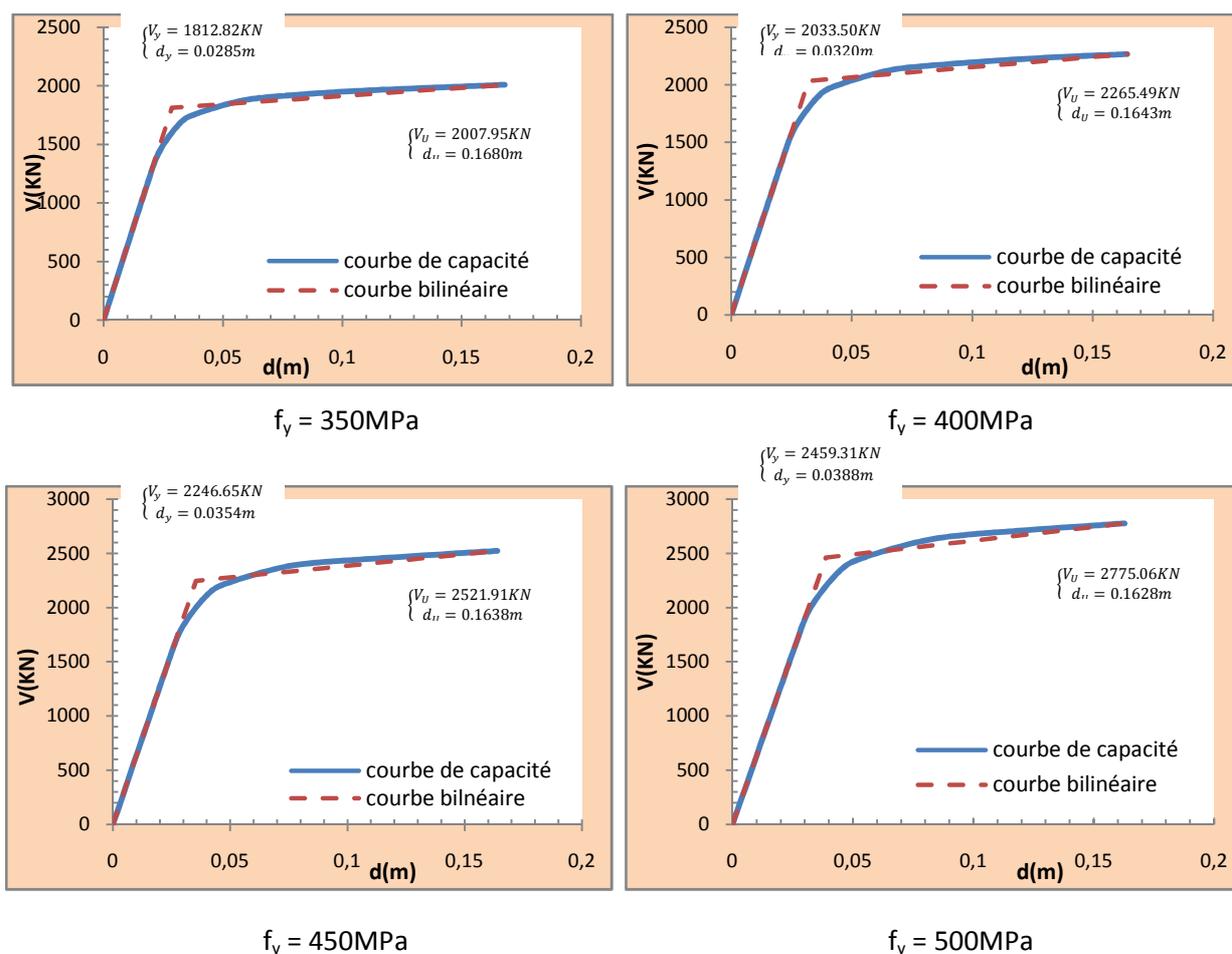


Figure V.31: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6)
(Direction xx)

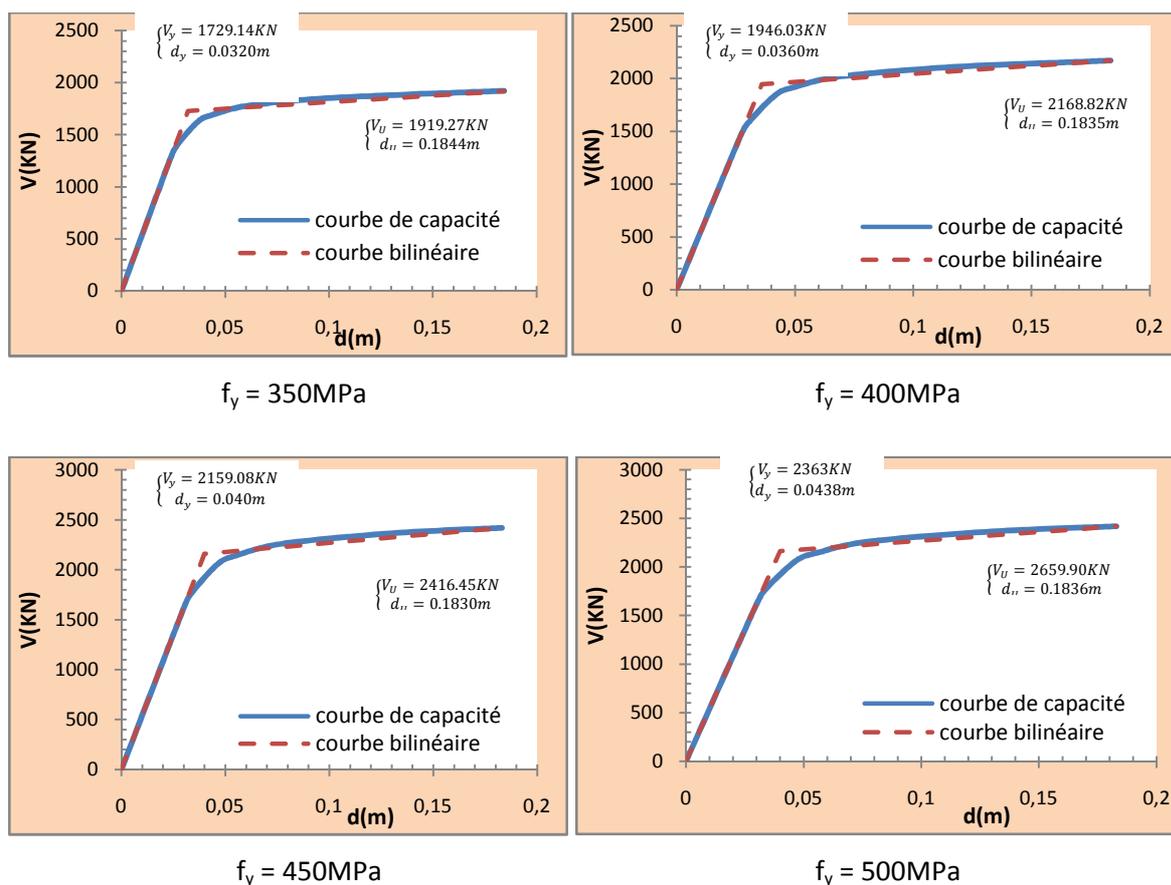


Figure V.32: Courbes de capacité et les représentations bilinéaires de la structure (R+6) (Direction yy)

V.3.4.2. Analyse comparative des résultats obtenus

Les valeurs des paramètres caractérisant l'état élastique limite et l'état limite ultime de résistance pour chaque courbe de capacité, sont données dans le tableau suivant :

f_{c28} (MPa)	f_y (MPa)	Limites élastiques			Limites ultimes			
		V_y (KN)	d_y (cm)	K_0 (KN/m)	V_u (KN)	d_u (cm)	μ_Δ	
25	Sens (xx)	350	1812.82	2.85	63518.63	2007.95	16.80	5.89
		400	2033.50	3.20	63527.17	2265.49	16.43	5.13
		450	2246.65	3.54	63464.57	2521.91	16.38	4.63
		500	2459.31	3.88	63351.57	2775.06	16.28	4.19
	Sens (yy)	350	1729.14	3.20	53968.25	1919.27	18.44	5.76
		400	1946.03	3.60	54011.39	2168.82	18.35	5.09
		450	2159.08	4.00	53963.56	2416.45	18.30	4.57
		500	2363.00	4.38	53962.15	2659.90	18.36	4.19

Tableau V.23: Les limites élastiques et ultimes de la structure (R+6) suivant (xx) et (yy)

limite élastique (f_y) des armatures longitudinales		Limites élastiques		Limites ultimes	
		Taux de variation des charges V_y (%)		Taux de variation des charges V_u (%)	
[350MPa à 400MPa]	Sens (xx)	10.85		11.36	
[400MPa à 450MPa]		9.49		10.16	
[450MPa à 500MPa]		8.65		9.12	
[350MPa à 400MPa]	Sens (yy)	11.14		11.50	
[400MPa à 450MPa]		9.87		10.25	
[450MPa à 500MPa]		8.63		9.15	

Tableau V.24: Analyse comparative des résultats obtenus à l'état élastique limite et l'état ultime de résistance de la structure (R+6) dans les deux directions (xx) et (yy).

En analysant les résultats obtenus en faisant varier la limite élastique des aciers longitudinaux, dans les directions (xx) et (yy) de la structure (R+6) nous pouvons constater que:

- A mesure que la limite élastique des aciers longitudinaux croît la raideur latérale initiale (K_0) reste constante par contre la résistance élastique limite V_y augmente environ 11% lorsque la valeur f_y varie de 350MPa à 400MPa (tableau V.23).
- L'augmentation de la résistance ultime V_u est de l'ordre de 11% lorsque la valeur de f_y augmente de 350MPa à 400MPa (tableau V.23).
- A mesure que la limite élastique des aciers longitudinaux croît la ductilité globale de la structure diminue; (tableau V.23).

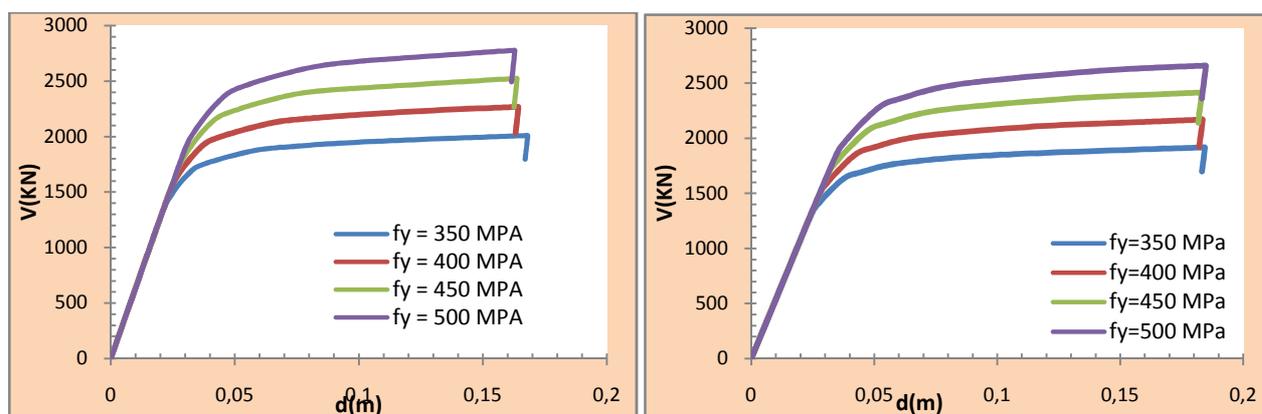


Figure V.33: Comparaison des différentes courbes de capacité de la structure (R+6) en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales suivant (xx) et (yy)

V.3.4.3. Détermination des points de performance

Les points de performance de la structure sont donnés dans le (tableau V.25)

	350MPa		400MPa		450MPa		500MPa	
	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}	$S_d(m)$	β_{eff}
Sens (xx)	0.0270	21.2	0.0275	17.2	0.0295	15	0.0285	13
Sens (yy)	0.0305	19.5	0.0310	16.5	0.0320	14	0.0350	12

Tableau V.25 : points de performance de la structure (R+6) selon les deux directions (xx) et (yy)

D'après le tableau (V.25) nous constatons que :

A l'intersection de la courbe de la demande sismique et la courbe de capacité de la structure, l'amortissement effectif diminue progressivement avec l'augmentation de la limite élastique des aciers longitudinaux. Par conséquent les limites élastiques des aciers élevées ne dissipent pas d'énergie par manque de déformabilité des éléments structuraux.

V.3.4.4. Distribution des rotules plastiques dans les éléments structuraux [portique1 de la structure (R+6)]

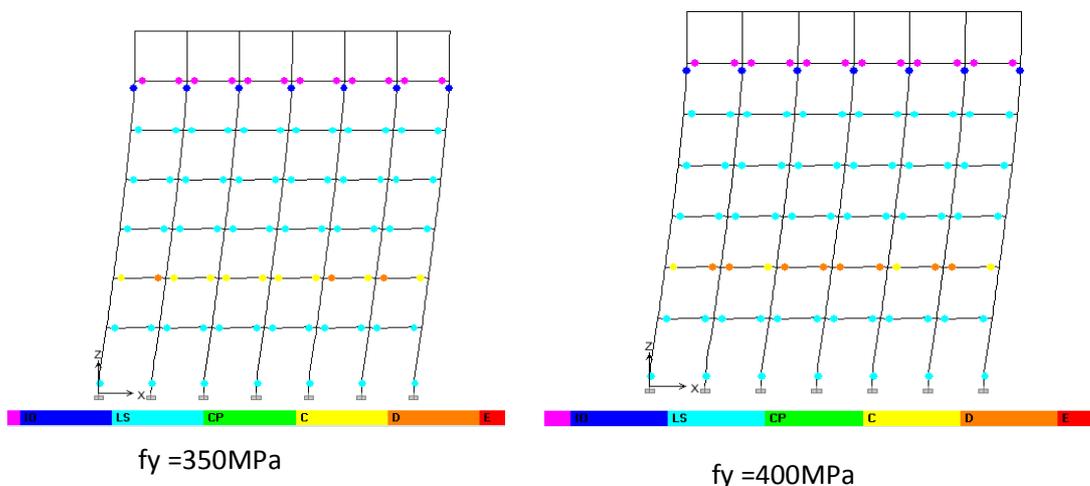


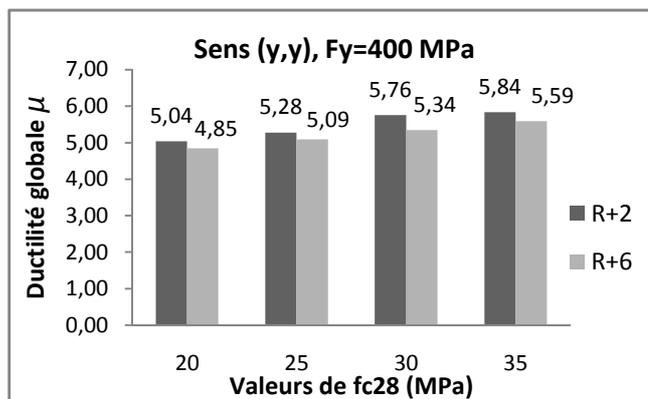
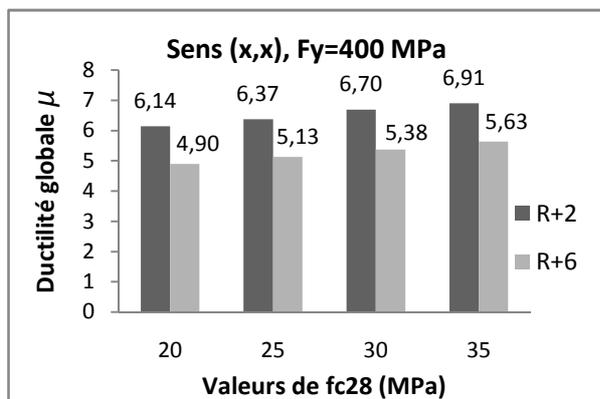
Figure V.34: Distribution des rotules plastiques à la ruine du portique 1 de la structure (R+6)

Les mécanismes de ruine du portique (1) de la structure en (R+6) obtenus pour $f_y = 350\text{MPa}$ et $f_y = 400\text{MPa}$ sont des mécanismes de ruine globaux.

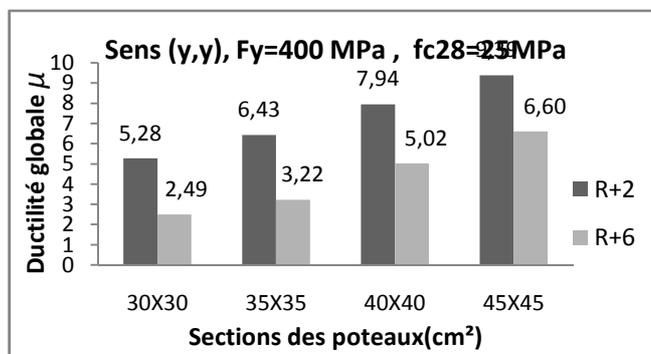
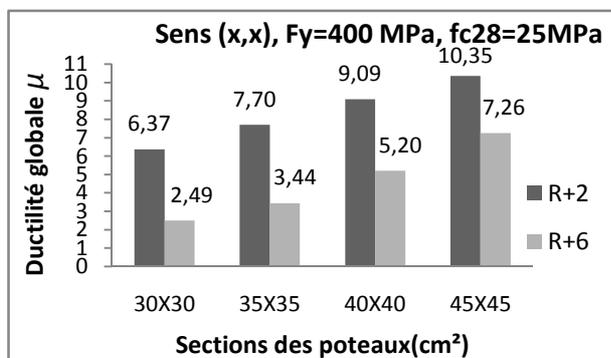
V.4. Analyse comparative de la ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés

Paramètre influant		Structures étudiées			
		(R+2) (sens xx)	(R+6) (sens xx)	(R+2) (sens yy)	(R+6) (sensyy)
		Ductilité globale des structures étudiées μ_{Δ}			
Résistance du béton à la compression f_{c28} (MPa)	20	6.14	4.90	5.04	4.85
	25	6.37	5.13	5.28	5.09
	30	6.70	5.38	5.76	5.34
	35	6.91	5.63	5.84	5.59
Section du béton des poteaux (cm ² x cm ²)	30X30	6.37	2.49	5.28	2.49
	35X35	7.70	3.44	6.43	3.22
	40X40	9.09	5.20	7.94	5.02
	45X45	10.35	7.26	9.39	6.60
Diamètre des aciers longitudinaux des poteaux (mm)	12	5.04	3.46	4.55	3.44
	14	6.37	5.24	5.28	5.06
	16	6.84	5.94	5.63	5.54
Limite élastique des aciers longitudinaux des poteaux f_y (MPa)	350	6.78	5.89	5.83	5.76
	400	6.37	5.13	5.28	5.09
	450	5.96	4.63	4.85	4.57
	500	5.50	4.19	4.52	4.21

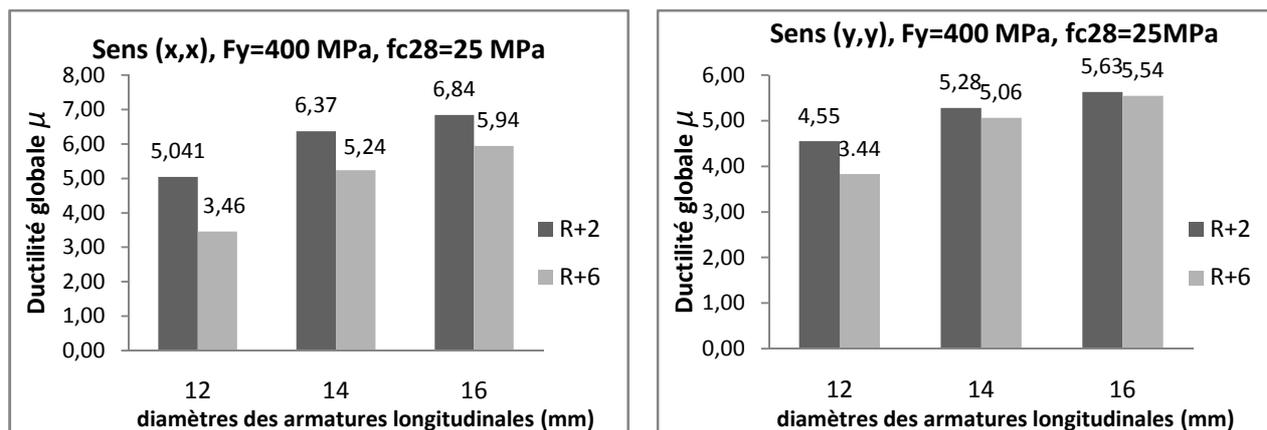
Tableau V.26: Ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés



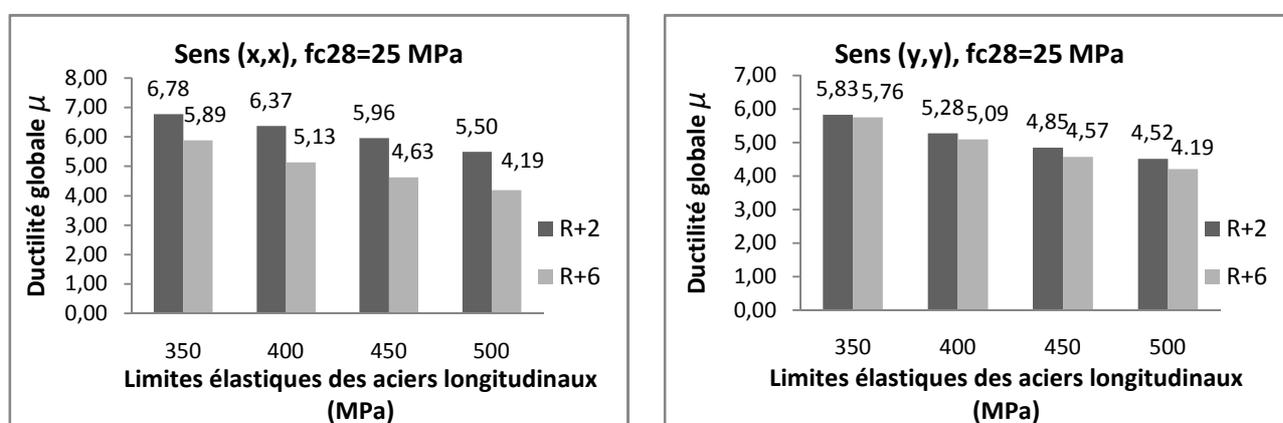
1 - Influence de la résistance à la compression du béton f_{c28}



2 - Influence de la section du béton des poteaux



3 - Influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux



4- Influence de la limite élastique des aciers longitudinaux des structures

Figure V. 35: Ductilité globale des structures (R+2) et (R+6) en fonction de la variation des différents paramètres étudiés

*Constats

- En analysant la figure (V.35), nous pouvons dire que le paramètre essentiel qui fait augmenter la ductilité globale d'une structure en portiques en béton armé est son coffrage. Des sections plus importantes des poteaux donnent de meilleures ductilités. Par contre, l'augmentation de la limite élastique des aciers a un effet négatif sur la ductilité globale. Les limites élastiques des aciers élevées ne dissipent pas d'énergie par manque de déformabilité des éléments structuraux.

Par contre la résistance du béton à la compression et le diamètre des armatures longitudinales améliorent de très peu la ductilité des structures en portiques en béton armé.

- La figure (V.35) montre clairement que les ductilités obtenues pour la structure (R+2) sont plus importantes par rapport à celles obtenues pour la structure (R+6), donc la structure en (R+2) est plus ductile que la structure en (R+6), on peut conclure que l'élévation de la hauteur du bâtiment influence sur la ductilité globale de la structure.
Dans ce contexte le règlement parasismique algérien (RPA2003) a introduit des limitations de hauteur pour les structures en portiques auto-stables.
- Les valeurs de la ductilité globale de la structure obtenues dans le sens (xx) sont élevées par rapport à celles obtenues dans le sens (yy) et cela est dû au grand nombre de fils porteuses dans le sens (xx) de la structure.
- D'après les résultats obtenus on peut déduire que les deux structures étudiées (R+2) et (R+6) dimensionnées selon le règlement parasismique algérien ne fournissent qu'une classe de ductilité moyenne ($\mu_{\Delta} = 6.37$ pour la structure en (R+2) et $\mu_{\Delta} = 5.13$ pour la structure en (R+6)).

CHAPITRE VI



Conclusion générale

Conclusion générale

L'analyse pathologique de quelques constructions endommagées durant les séismes récents en Algérie a montré un manque significatif dans le comportement sismique de ces bâtiments. En effet le manque de ductilité est l'un des paramètres primordial qui conduit les structures de type auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé à réagir d'une façon fragile sans avertissement suffisant vis-à-vis d'une sollicitation sismique sévère, qui mène la structure à une ruine prématurée.

En conséquence dans les zones fortement sollicitées par l'action sismique, la ductilité devient un paramètre extrêmement important pour l'étude de la performance sismique des structures dans le domaine post élastique.

L'objectif assigné à cette investigation est d'identifier les facteurs qui influencent la ductilité et d'étudier leur incidence sur le comportement sismique des structures auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé.

Cette étude a été menée en évaluant une série de paramètres qui influencent sur la ductilité globale de la structure; notamment :

- La résistance à la compression du béton ;
- La section du béton des poteaux ;
- Le diamètre des armatures longitudinales des poteaux ;
- La limite élastique des armatures longitudinales.

Pour mettre en évidence l'effet favorable ou défavorable des principaux paramètres influents, des analyses statiques non-linéaires en poussée progressive (analyse Pushover) ont été réalisées sur des structures auto-stables en béton armé en (R+2) et (R+6), ces analyses ont été effectuées en faisant varier, à chaque analyse, les différents paramètres étudiés.

Une étude paramétrique impliquant les différents paramètres influents a été menée (chapitre V). Les résultats obtenus ont permis d'émettre certaines conclusions :

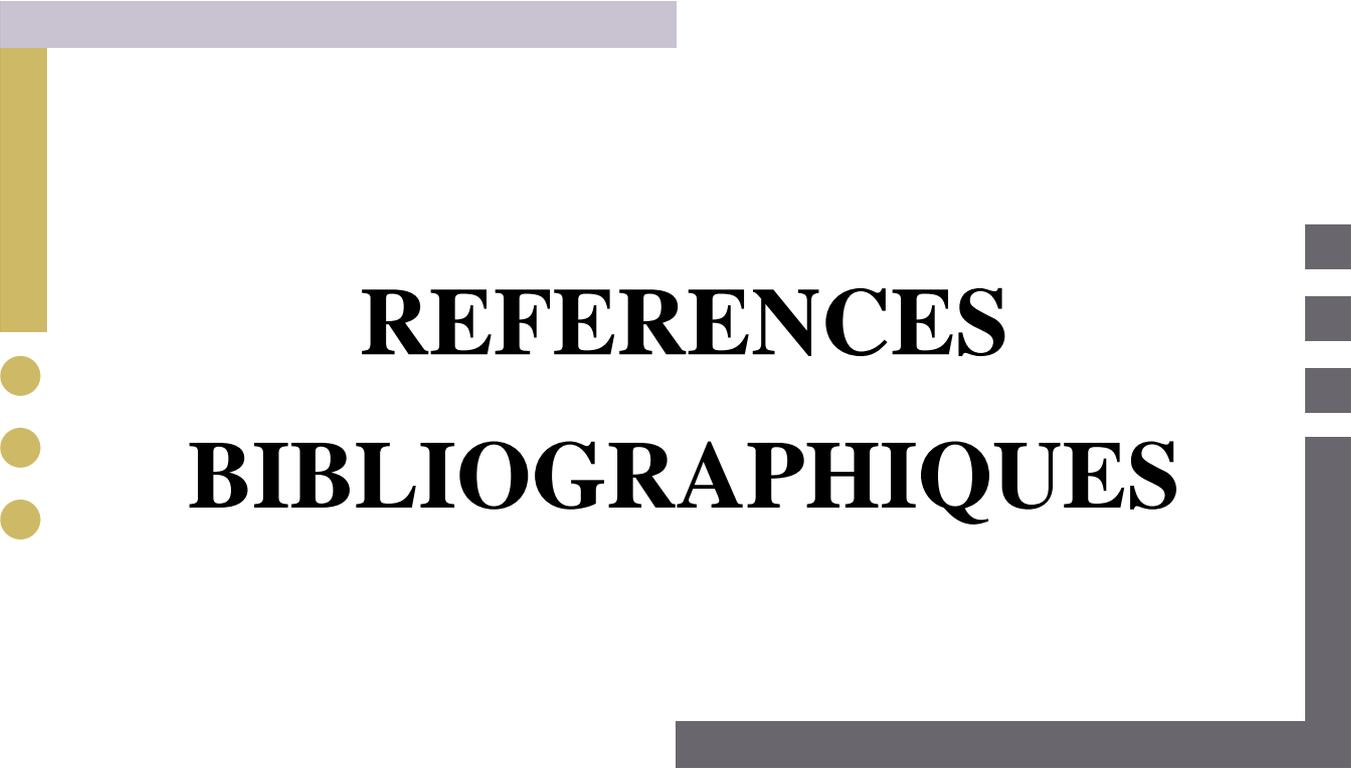
- la résistance du béton à la compression semble avoir une incidence bénéfique sur l'amélioration de la ductilité globale de la structure, mais cette amélioration reste très

limitée à des pourcentages pratiquement faibles, ces résultats sont observés aussi sur la raideur initiale; la résistance élastique et la résistance ultime de la structure.

- L'effet de l'accroissement de la section du béton des poteaux sur les valeurs de ductilité globale de la structure est positif. En effet cette amélioration est remarquable par rapport à l'influence de la résistance du béton à la compression. Ce paramètre influe positivement aussi sur la capacité de résistance de la structure en augmentant sa résistance élastique; sa résistance ultime et sa raideur initiale; cependant son effet sur cette dernière est beaucoup plus prononcé.
- L'accroissement du diamètre des armatures longitudinales des poteaux de la structure provoque une amélioration de la ductilité globale de la structure et une augmentation de sa résistance élastique et sa résistance ultime alors que son influence sur la raideur initiale est insignifiante ; cette dernière reste constante.
- L'augmentation de limite élastique des armatures de la structure provoque une diminution de la ductilité globale de la structure et une augmentation considérable de sa résistance élastique et sa résistance ultime alors que son influence sur la raideur initiale est insignifiante ; cette dernière reste constante.

Perspective

- La combinaison des différents paramètres affectant la ductilité doit être considérée afin d'émettre des conclusions plus précises.
- La prise en compte du béton confiné en renforçant les nœuds dans une structure par des frettes pourrait faire l'objet d'une recherche future, en considérant :
 - Les lois de comportement du béton confiné et non confiné.
 - les lois de comportement des aciers.
 - L'écrouissage des aciers.
 - La configuration et l'espacement des armatures transversales.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

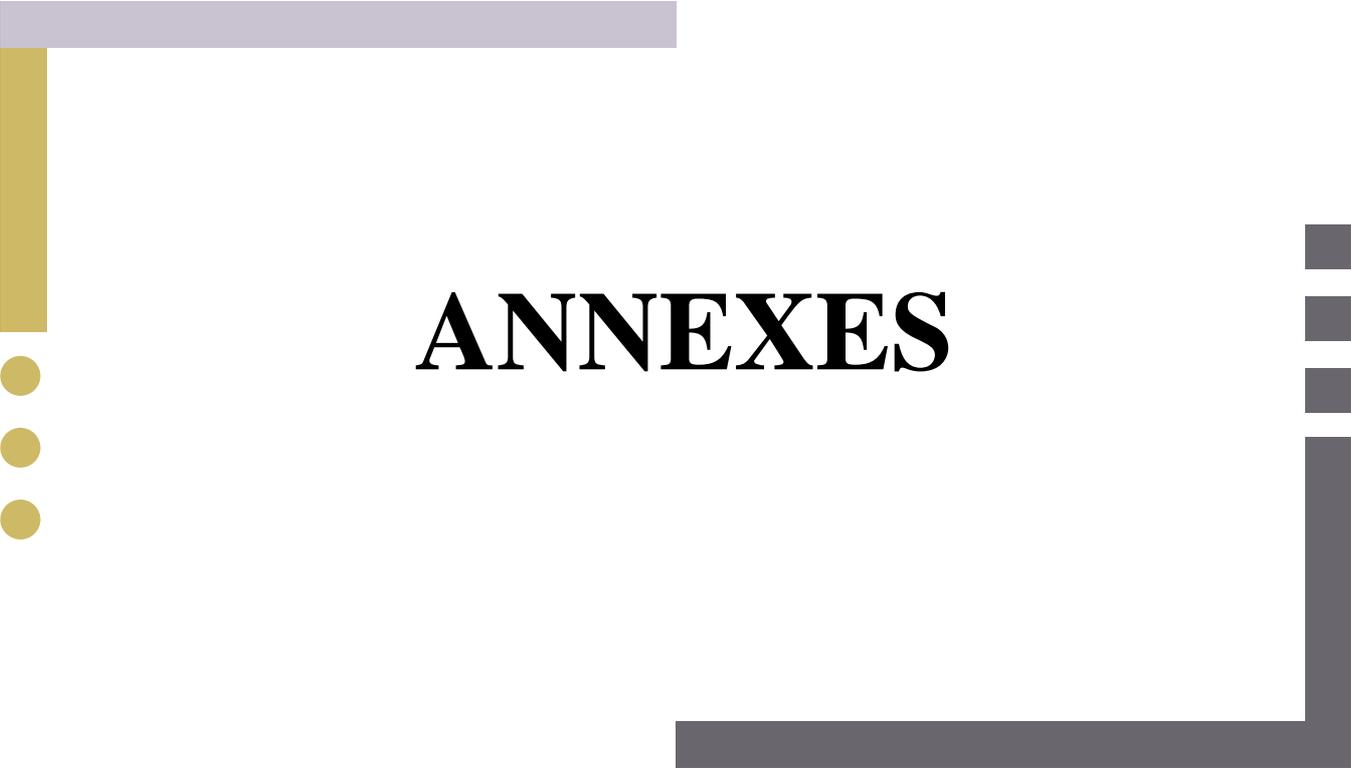
- [1] Park R, Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing , Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, vol. 22, no 3, 1989, p. 155-165.
- [2] Park R, et Paulay T, Strength and ductility of frames in reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975, pp. 497-607.
- [3] Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [4] BAEL 91, Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles 1992
- [5] FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency), NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS.
- [6] FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings.
- [7] FEMA440 (Federal Emergency Management Agency), Improvement of Nonlinear Static Seism Analysis Procedures.
- [8] ATC40 (Applied Technology Council), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.
- [9] Y. Lu, H. Hao, P.G. Carydis, H.Mouzakis, 'Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels' Engineering Structures 23 (2001), pp.537-547.
- [10] Eurocode 8, Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national.
- [11] ETABS V9.6.0 (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear), 1995 University Avenue Berkeley, California 94704 USA.
- [12] V. Gioncu, F.M.Mazzolani, « Ductility of Seismic Resistant Steel Structures » Spon Press, Guilford U. K 2002.
- [13] V.Gioncu, 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154
- [14] Bertero V.V, Ductility Based Structural Design - State of the Art Report. Proceeding of ninth world conference on earthquake engineering, Tokyo, vol (VIII), Aug-1988, pp. 673-686.
- [15] R.Park, Capacity Design of Ductility of R C Building Structures for Earthquake Résistance, the Structural Engineer, Aug 1992.
- [16] Sheikh S.A. et Uzemri S.M., Strength and ductility of tied concrete columns. Journal of the structural division, vol 108, May-1980, pp.1079-1102.

Références Bibliographiques

- [17] Park R., Priestly MNJ. et Gill W.D., Ductility of square confined concrete columns. Journal of the structural division, vol 106, Apr-1982, pp.929-954.
- [18] Priestly MNJ. and Park R., Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. ACI structural Journal, No 84, Jan 1987, pp. 61-76.
- [19] Mander J.B., Priestly MNJ. and Park R., Theoretical stress – strain model for confined concrete. Journal of the structural division, vol 114, Feb-1988, pp.332-351.
- [20] Thèse de doctorat présenté par DJEBBAR Nabil « Contribution à l'étude de la performance Parasismique des éléments linéaire en béton ».
- [21] La méthode du « Performance Point » (ATC 40). Principes de base et utilisation pratique. Application à un bâtiment existant. Les projets HAZUS et RISK-UE (P. MOUROUX).
- [22] Hachem Rafika, 2004 «Etude de la ductilité de déplacement des poteaux en béton armé, Mémoire de Magister», Université de Constantine, Algérie.
- [23] Thèse de doctorat présenté par ALI ASGHAR TAI, Analyse de la tenue aux séismes des structures en béton armé, Université Pierre et Marie Curie, France
- [24] Anang Kristianto, Iswandi Imran, Made Suarjana and Ivindra Pane, Confinement of Reinforced-Concrete Columns with Non-Code Compliant Confining Reinforcement plus Supplemental Pen-Binder, TB J. Eng. Sci., Vol. 44, No. 3, 2012, 220-237.
- [25] HABBI Djamel, «Evaluation des mécanismes de ruine des structures auto-stables sous les séismes proches et lointains», Mémoire de magister, dpt de génie civil, Université de Tizi-Ouzou.
- [26] Règlement de Construction Parasismique (R.P.S 2000), Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement. Royaume du Maroc.
- [27] Règles de Construction Parasismiques Françaises, PS92 applicables aux bâtiments, Editions de Eyrolles, Paris, France.
- [28] K. Hamou, K.Ramdane, Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover. 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [30] Fajfar P. 2000, A nonlinear analysis method for performance based design. Earthquake spectra. Vol.16 pp.573-592.
- [31] A.Boumekik, Analyse pushover des structures en béton armé. Projet de recherche, Université de Batna.2006.
- [32] Kunnath, S. K (2004), Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures, Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering. 19: 282. 295. 2004.

Références Bibliographiques

- [33] Pierino Lestuzzi et Marc Badoux, Génie Parasismique, Conception et dimensionnement des bâtiments
- [34] Rapport de mission (Séisme de BOUMERDES du 21 mai 2003) par Victor DAVIDOVICI – Consultant – 23 juillet 2003
- [35] Victor Davidovici, 1999, La Construction en Zone Sismique, Edition le moniteur.
- [36] Lucian CHIROIU, Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. Extension à d'autres risques naturels



ANNEXES

***Valeurs de l'amortissement visqueux et le coefficient k**

Type de comportement structurel	β_0 (en pourcents)	k
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

***Types de structures (A, B et C)**

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

