

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de Magister

En génie civil

Option :

Structures et Matériaux

Présenté par :

M^{me} : DIDAOUI née ABBASSEN Dehbia

THEME

INFLUENCE DE LA GEOMETRIE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Devant le jury composé de :

Président : Mr KACI Salah

Professeur – U.M.M.T.O

Rapporteur : Mr BOUAFIA Youcef

Professeur – U.M.M.T.O

Examineur : Mr KACHI Mohand Said

Professeur – U.M.M.T.O

Examineur : Mr SAAD Mohammed

M.C.A – U.M.M.T.O

Soutenu le / / 2015

REMECIEMENTS

Je ne remercierai jamais assez Monsieur **BOUAFIA Youcef**, Professeur à L'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour avoir accepté de diriger les travaux de ma recherche dans le cadre de mon Magister. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour ses orientations, ses conseils judicieux, son appui et l'encadrement qu'il m'a assuré. Je serai toujours infiniment reconnaissante envers lui.

Je remercie Monsieur **MERAKEB Seddik**, M.C.B à L'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour ses encouragements, ses conseils, et son aide.

Je remercie Monsieur **KACI Salah**, professeur à L'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou qui ma fait l'honneur de présider le jury,

Je tiens également à remercier Monsieur **KACHI Mohand Said**, Professeur à L'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir bien voulu examiner mon travail et accepter de faire partie du jury.

Je remercie également Monsieur **SAAD Mohammed**, M.C.A à L'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour avoir bien voulu examiner mon travail et accepter de faire partie du jury.

Ma gratitude et mes remerciements vont également à tous les enseignants de la faculté de génie civil, qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, qui m'ont beaucoup facilité ma recherche bibliographique. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes profonds respects et reconnaissance.

Mes remerciements vont également à Monsieur BENMEDJBAR Hassen, fonctionnaire au département de Génie Civil pour ses encouragements et ses conseils. Qu'il trouve ici l'expression de mes profonds respects et reconnaissance.

Une pensée pour mes parents, mon mari, mes enfants, mes frères et sœurs, pour leur soutien, leurs encouragements constants, je leur dédie ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de mes profonds sentiments.

Mes remerciements vont enfin à tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont aidé à la réalisation de cette étude.

Table des matières

Introduction Générale

1. Définition de la problématique.....	1
2. Objectifs du mémoire	5
3. Méthodologie d'investigation	6
4. Plan du mémoire.....	6

Chapitre I : Recherche bibliographique

I. 1 METHODES D'ANALYSE	8
I.1.2. Méthodes d'Analyse Elastique	8
I.1.3 Méthodes d'analyse non linéaire	9
I.1.4 Description de la méthode d'analyse Pushover	9
I.1.5 Utilisation des résultats de Pushover.....	10
I.2 Notions sur la ductilité	11
I.2.1. Relation déformabilité – ductilité.....	11
I.2.2 Différent types de ductilité.....	13
I.2.3. Facteurs influençant la ductilité	13
I.3. Pathologie des éléments structuraux endommagés par les séismes. [37].....	14
I.3.1. Poteaux.....	14
I.3.1.1. Poteaux fragiles.....	14
I.3.1.2. Poteaux courts	16
I.3.2. Murs en béton armé (voiles)	18
I.3.2.1. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles.....	18
I.3.2.2. Modes de rupture des voiles élancés.....	19
I.3.2.2.1. Ruptures en flexion	19
I.3.2.2.2. Ruptures en flexion - effort tranchant	20
I.3.2.2.3. Ruptures par effort tranchant	20
I.3.2.3. Modes de rupture des voiles courts	20
I.3.3. Poutres.....	21
I.3.4. Jonction poteaux – poutres (nœuds).....	23

Chapitre II : Présentation de Analyse Pushover

II.1. Introduction	26
II.2. Méthode de capacité spectrale "ATC 40	26
II.3. Courbe de capacité.....	27
II.4 Analyse statique non- linéaire "Pushover"	27
II.4.1. Détermination de la courbe de capacité.....	28
II.4.2 Spectre de demande	29
II.4.3 Point de performance.....	30
II.4.4 Détermination du point de performance selon l'ATC 40	30

Chapitre III: STRUCTURES ÉTUDIÉES

III.1 Introduction	34
III.2 Géométrie et configuration des structures étudiées.....	34
III-2-1 Caractéristiques géométriques communes pour les quatre bâtiments	34
III-2-2 Vues en plan des quatre variantes étudiées	34
III.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux	35
III.3.1 Le Béton	35

III.3.2 L'Acier	35
III.4 Dimensionnement des structures étudiées.....	35
III.4.1 Prédimensionnement des portiques	35
III.4.2 Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux	36
III .4.3 Prédimensionnement des planchers	37
III. 5 Hypothèses de travail	37
III.6 Charges appliquées	37
III.6.1 Charges gravitaires	37
III.6.2 Charges sismiques	37
III.7 Analyse Modale	38
III.8 Analyse spectrale	38
III.8.1 Action sismique	38
III.8.2 Introduction du spectre de reponse (identique dans les deux directions) dans le SAP 2000, pour les quatre variantes.....	40
III.8.3 Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés	40
III.9 Périodes propres et Modes propres de vibration des variantes	41
III.9.1 La déformée selon le premier et le deuxième mode de vibration des quatre variantes suivant les deux directions (xx et yy).....	43
III.10 déplacement inter étages selon le premier et le deuxième mode de vibration des quatre variantes	45
III.11 Ferrailage des structures.....	47
III.11.1 Introduction	47
III.11.2 Ferrailage des poutres.....	48
III.11.3 Ferrailage des poteaux.....	48
III.11.4 Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux.....	49
III.12 Conclusion	50

Chapitre IV: Analyse Pushover des structures étudiées

IV.1 Introduction	51
IV.2 Etude push over des structures autostables	51
IV.2 .1 Modélisation des structures étudiées.....	51
IV.2.2 Définition de l'analyse push over	53
• Définition de l'analyse sous charges gravitaires	54
• Définition de l'analyse sous charges horizontales	56
IV.2.3 Exécution de l'Analyse statique non linéaire en poussée progressive et extraction des courbes de capacité	58
IV.2.4 Résultats de l'analyse push over des quatre variantes étudiées	60
IV.2.4.1 Variante 01	60
1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$)	60
2/ Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$)	61
IV.2.4.2 Variante 02	61
1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$)	61
2/ Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$)	62
IV.2.4.3 Variante 03	63
1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$)	63
2/ Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$)	63
IV.2.4.4 Variante 04	64
1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$)	64
2/ Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$)	64

IV.2.5 Courbe de capacité en format Accélération Spectrale – déplacement Spectral (Sa-Sd) des quatre variantes	65
IV.2.5 .1 Variante 01	65
IV.2.5 2. Variante 02	66
IV.2.5 .3 variante 03	67
IV.2.5 .4 variante 04	67
IV.2.6 Détermination des points de performance des quatre variantes	68
IV.2.7 Analyse comparative des résultats des 04 variantes étudiées	71
IV.2.7.1 Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance	71
IV.2.7.2 Détermination de la ductilité de chaque variante a son point de performance	76
IV.2.7.3 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages	77
IV.2.7.4 Analyse comparative de leurs Mécanisme de ruine	80
IV.2.8 Conclusion 01	91
IV.3 Etude dynamique linéaire des variantes 01 et 02 après confortement par ajout de voiles en béton armé	92
IV.3.1 Introduction	92
IV.3.2 Etude de la variante 01 après confortement	92
IV.3.3 Etude de variante 02 après confortement	94
IV.3.4 Analyse et comparaison des résultats obtenus après étude des deux variantes avant et après renforcement	100
IV.3.5 Vérification de dimensionnement des deux variantes 01 et 02 après confortement	103
IV.3.5.1 Vérification du comportement dynamique	103
IV.3.5.2 Vérification de l'article 4.3.4 RPA 2003	104
IV.3.5.3 Vérification de l'article 4.3.6 RPA 2003	104
IV.3.5.4 Vérification de l'article 5.10 RPA 2003	105
IV.3.5.5 Justification de l'interaction portiques – voiles (article 3.4 RPA 2003)	105
IV.3.6 Conclusion 02	107
IV.4 Ferrailage des structures	107
IV.4.1 Ferrailage des portiques	107
IV.4.2 Ferrailage des voiles	107
IV.5 Etude push over des variantes 01 et 02 après confortement	108
IV.5.1 Variante 01 après confortement	108
1/ Courbe de capacité de la structure (Vbase – Dsommet)	108
2/ Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet)	108
IV.5.2 Variante 02	109
• variante 02 (1ère représentation)	109
1/ Courbe de capacité de la structure (Vbase – Dsommet)	109
2/ Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet)	110
• variante 02 (2ème représentation)	110
1/ Courbe de capacité de la structure (Vbase – Dsommet)	110
2/ Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet)	111
IV.5.3 Courbe de capacité en format Accélération Spectrale – déplacement Spectral (Sa-Sd)	112
IV.5.3 .1 Variante 01 après confortement	112
IV.5.3 .2 Variante 02 après confortement (1ère disposition)	113
IV.5.3 .3 Variante 02 après confortement (2ème disposition)	113
IV.5.4 Détermination des points de performance des variantes 01 et 02 après confortement	114

IV.5.5 Analyse comparative des résultats des 02variantes étudiées (01 et 02), avant et après confortement	117
IV.5.6 Analyse comparative des Mécanismes de ruine des variantes 01 et 02 après confortement.....	127
• 1/ Variante 01 après confortement	127
• 2/ Variante 02 (2ème disposition de voiles).....	130
IV.6 Conclusion 03.....	132

CONCLUSION GENERALE

A/ Structures avant confortement.....	133
1/ Analyse dynamique modale spectrale	133
2/ Analyse statique non linéaire (Push Over).....	133
B/ Structures après confortement	134
1/ Analyse dynamique modale spectrale	134
2/ Analyse statique non linéaire en poussée progressive (Push Over).....	134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : détermination du facteur K	32
Tableau II.2 : Type de comportement structurel	32
Tableau III.1 : Masses "sismiques" des modèles "brochette " associés aux quatre variantes ..	40
Tableau III.2 : Modes propres de la variante n°01	41
Tableau III.3: Modes propres de la variante n°02	42
Tableau III.4 : Modes propres de la variante n°03	42
Tableau III.5 : Modes propres de la variante n°04	43
Tableau : IV.1 Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des quatre variantes Sens xx	72
Tableau : IV.2 Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des quatre bâtiments Sens yy	74
Tableau IV.3 : Facteur de ductilité des quatre variantes étudiées a leur point de performance selon la direction xx.....	76
Tableau IV.4 : Facteur de ductilité des quatre variantes a leur point de performance selon la direction YY.....	77
Tableau IV.5 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 01 après confortement	93
Tableau IV.6 : modes propres de la variante 01 après confortement	93
Tableau IV.7 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 02 (1ère disposition).....	96
Tableau IV.8 : modes propres de la variante 02 (1ère disposition)	96
Tableau IV.9 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 02 (2ème disposition).....	98
Tableau IV.10 : modes propres de la variante 02 (2ème disposition)	99
Tableau IV.11 : Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques de la variante 01 après confortement	105
Tableau IV.12 : Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (1ère disposition).....	105
Tableau IV.13 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 01 après confortement	106
Tableau IV.14 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (1ère disposition)	106
Tableau IV.15 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition)	107
Tableau : IV.16.a Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 01 avant et après confortement Sens xx	118

Tableau : IV.16.b Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 01 avant et après confortement Sens yy	120
Tableau : IV.17.a Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 02 avant et après confortement Sens xx	122
Tableau : IV.17.b Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 02 avant et après confortement Sens yy	124
Tableau : IV.18.a : Ductilités à leurs points de performances des variantes 01 et 02 après confortement suivant le sens xx	125
Tableau : IV.18.b : Ductilités à leurs points de performances des variantes 01 et 02 après confortement suivant le sens yy	125

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995). Le bâtiment est conforme aux règles parasismiques mais le choix architectural d'une forme en L sans présence de joints ou de renforts a conduit à des dommages au niveau de l'angle rentrant dans le plan horizontal.....	02
Figure 2 : Volumes en saillie : dommages dans les angles rentrants Séisme d'Anchorage, Alaska 1964	02
Figure 3: Oscillations asynchrones (différentielles) des différentes parties de bâtiment	03
Figure 4 : Des éléments rigides (murs, contreventement triangulé) compensent la faible rigidité initiale des ailes.....	03
Figure 5 : Torsion d'un niveau induite par l'asymétrie de la forme du plan (fig. a) et par celle des murs assurant le contreventement (fig. b).....	04
Figure 6 : Dommages dus à la torsion du rez-de-chaussée (photo a) et de tous les niveaux d'un bâtiment (photo b). Ce dernier possède les façades arrière rigides (murs en béton) et des façades légères sur la rue (séismes de Tokachi-Oki, Japon 1968, et de Kobé, Japon 1995)04	
Figure 7 : Limite des décrochements en plan (RPA 99/V2003)	06
Figure I.1: Diagramme de Capacité (Pushover).....	10
Figure I. 2: Courbe charge – déformation ´ Relation déformabilité –Ductilité	12
Figure I. 3: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé.....	12
Figure I. 4: Comportement d'un élément ´ductile et fragile´ [14]	12
Figure I.5 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement.....	14
Figure I.6 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile)	15
Figure I.7 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Izmit (Turkey)	15
Figure I.8 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé.....	16
Figure I.9 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court)16	
Figure I.10 : Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes de ce parking ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994)	17
Figure I.11: On peut éviter l'effet néfaste du remplissage partiel des cadres, ou le réduire notablement, en disposant des joints entre les colonnes et le remplissage. Le joint de la photo a été exécuté dans les règles de l'art, car il est rempli de laine de roche tendre et compressible. Cependant, sa largeur ne permet pas aux colonnes de s'incliner de plus de 1 % sans générer de contraintes (Suisse, 2001)	18
Figure I.12: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	19
Figure I.13 : Ruptures en flexion des voiles élancés	19
Figure I.14: Ruptures en flexion - effort tranchant des voiles élancés	20
Figure I.15 : Modes de rupture des voiles courts.....	20

Figure I.16 : fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de Tendue.....	21
Figure I.17 : L'échec des poutres par flexion - cisaillement près des appuis	21
Figure I.18 : Fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre22	
Figure I.19: Damage to a nonductile reinforced concrete beam	22
Figure I.20 : échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires	23
Figure I.21: Fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux)	23
Figure I.22 : Les dommages aux joints poteaux – poutres.....	24
Figure II.1 : Différent élément de la méthode ATC40 [12].....	27
Figure II.2 : Hypothèse de l'analyse Pushover	27
Figure II.3 : Conversion du diagramme de capacité en format (A-D)	29
Figure II.4 : (a) Spectre de demande élastique (Sae-T), (b) spectre élastique (Sae- Sde) et (c) spectre inélastique (Sa- Sd)	30
Figure II.5 : Spectre élastique et courbe de capacité	31
Figure II.6 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	32
Figure II.7 Représentation d'une famille de spectres réduits.....	33
Figure II.8 Détermination du point de performance.....	33
Figure. III.1 : Limite des décrochements en plan (RPA 99/V2003)	34
Figure III.2 : Dimensionnement d'un noeud poutre – poteau [8].....	36
Figure III.3 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 04 variantes étudiées	37
Figure IV.1 : Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux d'un portique [28]	52
Figure IV.2 : Introduction des rotules plastiques dans les poutres.....	53
Figure IV.3 : Introduction des rotules plastiques dans les poteaux.....	53
Figure IV.4 : Définition de la loi de comportement non linéaire du béton (SAP 2000/V14)	55
Figure IV.5 : Définition de la loi de comportement non linéaire de l'acier (SAP 2000/V14)	55
Figure IV.6 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires	56
Figure IV.7 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges horizontales (sens xx)	57
Figure IV.8 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges horizontales (sens yy)	57
Figure IV.9.a Courbe de capacité en format (effort tranchant à la base – déplacement au sommet)	58
Figure IV.9.b Courbe de capacité en format (Sa/g – Sd)	58
Figure IV.10.a Courbe de capacité en format (effort tranchant a la base – déplacement au sommet) sous forme de tableau	59
Figure IV.10.b Courbe de capacité en format (Sa/g – Sd) sous forme de tableau.....	59
Figure IV.11 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 01 Sens x.....	60
Figure IV.12 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 01 Sens yy.....	60

Figure IV.13 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 01 Sens xx	61
Figure IV.14 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 01 Sens yy	61
Figure V.15 Courbe de capacité de la variante 02 en format (Vbase – Dsomet) Sens xx.....	61
Figure V.16 Courbe de capacité de la variante 02 en format (Vbase – Dsomet) Sens yy.....	62
Figure V.17 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 02 Sens xx	62
Figure IV.18 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 02 Sens yy	62
Figure : IV.19 Courbe de capacité de la variante 03 en format (Vbase – Dsomet) Sens xx....	63
Figure IV.20 Courbe de capacité de la variante 03 en format (Vbase – Dsomet) Sens yy.....	63
Figure IV.21 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 03 Sens xx	63
Figure IV.22 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 03 Sens yy	64
Figure IV.23 Courbe de capacité de la variante 04 en format (Vbase – Dsomet) Sens xx.....	64
Figure IV.24 Courbe de capacité de la variante 04 en format (Vbase – Dsomet) Sens yy.....	64
Figure : V.25 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 04 Sens xx	65
Figure IV.26 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsomet) de la variante 04 Sens yy	65
Figure IV.27 : Courbe de capacité de la variante 01 en format (Sa-Sd) selon la direction xx....	65
Figure IV.28 : Courbe de capacité de la variante 01 en format (Sa – Sd) selon la direction yy	66
Figure IV.29: Courbe de capacité de la variante 02 en format (Sa-Sd) selon la direction xx....	66
Figure IV.30: Courbe de capacité de la variante 02 en format (Sa-Sd) selon la direction yy....	66
Figure IV.31 : Courbe de capacité de la variante 03 en format (Sa-Sd) selon la direction xx....	67
Figure IV.32 : Courbe de capacité de la variante 03 en format (Sa-Sd) selon la direction yy...	67
Figure IV.33 : Courbe de capacité de la variante 04 en format (Sa-Sd) selon la direction xx...	67
Figurel V.34 : Courbe de capacité de la variante 04 en format (Sa-Sd) selon la direction yy....	68
Figure IV.35 : Point de performance de la variante 01 selon la direction XX	68
Figure IV.36 : Point de performance de la variante 01selon la direction yy.....	69
Figure IV.37: Point de performance de la variante 02 selon la direction xx.....	69
Figure IV.38: Point de performance de la variante 02 selon la direction yy.....	69
Figurel V.39 : Point de performance de la variante 03 selon la direction xx.....	70
Figure IV.40 : Point de performance de la variante 03 selon la direction yy.....	70
Figure IV.41: Point de performance de la variante 04 selon la direction xx.....	70
Figure IV.42: Point de performance de la variante 04 selon la direction yy.....	71
Figure IV.43 Courbes de capacité des 04 variantes en format (Vbase – Dsomet) Sens xx....	71
Figure IV.44 Courbes de capacité des 04 variantes en format (Vbase – Dsomet) Sens yy....	72
Figure IV.45 : Rigidité initial des quatre variantes dans le sens xx	73

Figure IV.46 : Résistance ultime des quatre variantes dans le sens xx	73
Figure IV.47: Ductilité global des quatre variantes dans le sens xx	74
Figure IV.48: Rigidité initiale des quatre variantes suivant le sens yy	75
Figure IV.49: Résistance ultime des quatre variantes dans le sens yy.....	75
Figure IV.50: Ductilité global des quatre variantes suivant le sens yy.....	76
Figure IV.51 : Facteur de ductilité au point de performance de chaque variante selon la direction xx.....	77
Figure IV.52: Facteur de ductilité au point de performance de chaque variante selon la direction yy.....	77
Figure IV.53.1 premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	81
Figure IV.53.2 mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-LS) dans les poteaux du RDC, et de type (B-LS—C) dans les poutres	81
Figure IV.54.1 Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	81
Figure IV.54.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-LS) dans les poteaux du RDC, et de type (B-LS—C) dans les poutres	81
Figure IV.55.1 : Mécanisme de ruine de la variante 01 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx)	82
Figure IV.55.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy)	83
Figure IV.56.1 Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	83
Figure IV.56.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-LS—C) dans les poutres	83
Figure IV.57.1Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	84
Figure IV.57.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-LS— C) dans les poutres	84
Figure IV.58.1 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx)84	
Figure IV.58.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy)	85
Figure IV.59.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	85
Figure IV.59.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de Type (B) dans les poteaux, et de type (B-LS- C) dans les poutres.....	85
Figure IV.60.1Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	86
Figure IV.60.2Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-LS— C) dans les poutres	86
Figure IV.61.1 : Mécanisme de ruine de la variante 03 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx)	86
Figure IV.61.2 : Mécanisme de ruine de la variante 03 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy)	87
Figure IV.62.1 Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres	87
Figure IV.62.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (IO-LS-E) dans les poteaux, et de type (B-IO-C) dans les poutres.....	87

Figure IV.62.3 portique 05.....	88
Figure IV.62.4 portique 04.....	88
Figure IV.62.5 portique 03.....	88
Figure IV.62.6 portique 01.....	88
Figure IV.63.1 Première rotule plastique de type (B) dans la poutre du niveau 3,06	89
Figure IV.63.2 Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (IO-E) dans les poteaux, et de type (B) dans les poutres.....	89
Figure IV.63.3 portique E.....	89
Figure IV.63.4 portique D	89
Figure IV.63.5 : portique C.....	89
Figure IV.64.1 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx step 05)	90
Figure IV.64.2 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx step 04)	90
Figure V.65 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy	91
Figure IV.66 : Modélisation de la variante 01 après confortement sur SAP2000/V14.....	92
Figure IV.67 : Modélisation de la variante 02 (1 ^{ème} disposition) sur SAP2000/V14	95
Figure IV.68 : Modélisation de la variante 02 (2 ^{ème} disposition) sur SAP2000/V14	98
Figure IV.69.a : Déformée du mode 01 de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique	100
Figure IV.69.b : Déformée du mode 02 de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique	100
Figure IV.70.a : Déplacements inter étages selon le mode 01(sens xx) de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.....	101
Figure IV.70.b : Déplacements inter étages selon le mode 02 (sens yy) de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.....	101
Figure IV.71.a : Déformée du mode 01 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique	102
Figure IV.71.b : Déformée du mode 02 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique	102
Figure IV.72.a : Déplacements inter étages selon le mode 01 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique	103
Figure IV.72.b : Déplacements inter étages selon le mode 02 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique	103
Figure IV.73 Courbe de capacité de la variante 01 après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens xx	108
Figure IV.74 Courbe de capacité de la variante 01 après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens yy	108
Figure IV.75 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 01 après confortement Sens xx.....	109

Figure IV.76 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 01 après confortement Sens yy.....	109
Figure IV.77 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (1ère disposition) Sens xx	109
Figure IV.78 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (1ère disposition) Sens yy	110
Figure IV.79 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (1ère disposition) Sens xx.....	110
Figure IV.80 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (1ère disposition) Sens yy.....	110
Figure IV.81 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (2ème disposition) Sens xx	111
Figure IV.82 Courbe de capacité en format (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (2ème disposition) Sens yy	111
Figure IV.83 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (2ème disposition) Sens xx.....	111
Figure IV.84 Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommet) de la variante 02 (2ème disposition) Sens yy.....	112
Figure IV.85 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement selon la direction xx	112
Figure IV.86 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement selon la direction yy	112
Figure IV.87: Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction xx.....	113
Figure IV.88 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction yy.....	113
Figure IV.89 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction xx.....	113
Figure IV.90 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction yy.....	115
Figure IV.91 : Point de performance de la variante 01 après confortement selon la direction XX.....	115
Figure IV.92 : Point de performance de la variante 01 après confortement selon la direction yy	115
Figure IV.93 : Pas de Point de performance pour la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction XX (capacité inférieure a la demande)	116
Figure IV.94 : Point de performance de la variante 02 après confortement (1ème disposition) selon la direction yy.....	116
Figure IV.95 : Point de performance de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction XX.....	116
Figure IV.96 : Point de performance de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction yy.....	117

Figure IV.97.a Courbes de capacité de la variante 01 avant et après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens xx	118
Figure IV.97.b Courbes de capacité de la variante 01 avant et après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens yy	118
Figure IV.98.a: Rigidité initiale de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx	119
Figure IV.98.b: Ductilité global de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx	119
Figure V.99.a: Rigidité initiale de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy	120
Figure IV.99.b: Ductilité global de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy	121
Figure IV.100.a : Courbes de capacité de la variante 02 avant et confortement après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens xx.....	122
Figure IV.100.b : Courbes de capacité de la variante 02 avant et confortement après confortement en format (Vbase – Dsommet) Sens yy.....	121
Figure IV.101.a: Rigidité initiale de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx	123
Figure IV.101.b: Ductilité global de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx	123
Figure IV.102.a: Rigidité initiale de la variante 02 avant et après confortement dans le sens yy	124
Figure IV.102.b: Ductilité global de la variante 02 avant et après confortement dans le sens yy	125
Figure IV.103.a: Ductilité au point de performance de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx	126
Figure IV.103.b: Ductilité au point de performance de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy	126
Figure IV.104.a: Ductilité au point de performance de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx	126
Figure IV.104.b: Ductilité au point de performance de la variante 02 avant et après confortement dans le sens yy	127
Figure IV.105.a Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 01 après confortement sens xx.....	128
Figure IV.105.b. Mécanisme de ruine de la variante 01 après confortement sens xx.....	128
Figure V.106.a Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 01 après confortement sens yy.....	129
Figure IV.106.b. Mécanisme de ruine de la variante 01 après confortement sens yy	129
Figure IV.107.a Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens xx	130
Figure IV.107.b. Mécanisme de ruine de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens xx	130
Figure IV.108.a Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens yy	131
Figure IV.108.b. Mécanisme de ruine de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens yy	131

INTRODUCTION GENERALE

1/ Définition de la problématique :

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en générale la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation. Elle est dite simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique. Le recours à ce type de structure n'est pas toujours possible car dans certains cas, le concepteur est contraint de concevoir le bâtiment sous une forme irrégulière que se soit en plan ou en élévation, pour des raisons architecturales, d'espace disponible, de doléance du maître de l'ouvrage, de problème d'éclairage ou d'aération dans la structure,etc.

Les bâtiments à ossatures en portiques en béton armé irréguliers en plan, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en plan, tels que ceux montrés aux deux figures 1 et 2, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente des volumes de rigidités différentes, ceux-ci ont tendance à osciller d'une manière non synchronisée, allant parfois dans les sens contraires les uns par rapport aux autres (fig. 3). On parle d'oscillations différentielles. C'est le cas des bâtiments dont le plan est en forme de L, T ou X sans joints de fractionnement, ainsi que des bâtiments comportant des volumes en saillie ou des retraits en plan (ou en élévation). Dans les angles rentrants à la jonction des ailes ou de toute partie ayant une rigidité différente (donc aussi au droit des volumes en retrait ou en saillie), les dommages sismiques sont souvent importants (zone de concentration des contraintes et des déformations c.-à-d. une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur latérale de cette dernière). Les constructions s'effondrent parfois.



Figure 1 : dommages dans les angles rentrants dus aux oscillations différentielles (séisme de Kobé, Japon 1995). Le bâtiment est conforme aux règles parasismiques mais le choix architectural d'une forme en L sans présence de joints ou de renforts a conduit à des dommages au niveau de l'angle rentrant dans le plan horizontal.



Figure 2 : Volumes en saillie : dommages dans les angles rentrants Séisme d'Anchorage, Alaska 1964.

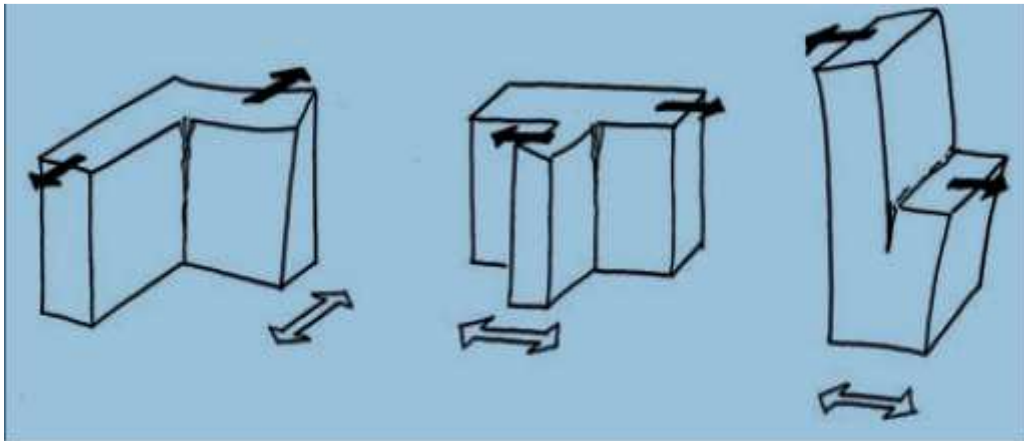


Figure 3 : Oscillations asynchrones (différentielles) des différentes parties de bâtiment.

Solutions visant à limiter les oscillations différentielles

- compensation de l'asymétrie de la forme du plan par des éléments de contreventement judicieusement placés, car in fine, c'est la structure qui assure la résistance du bâtiment aux séismes. Les zones potentiellement flexibles (de plus faible largeur ou profondeur), peuvent être raidies par des éléments rigides comme des murs ou des palées de stabilité (fig. 4) ;

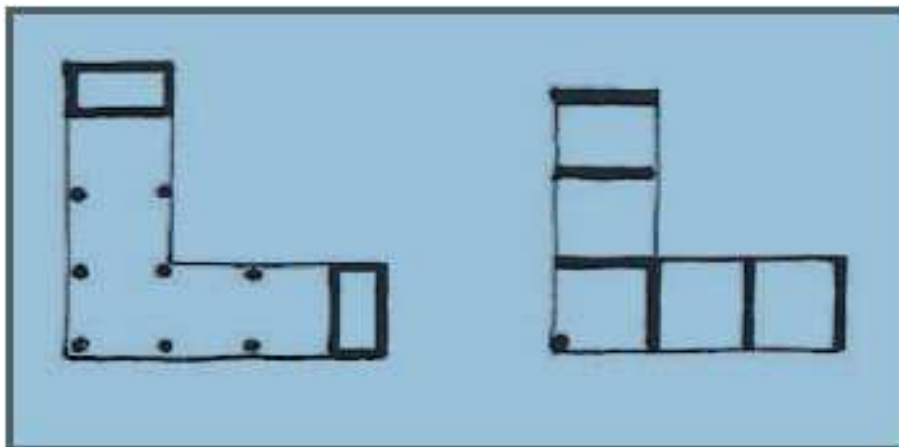


Fig. 4 - Des éléments rigides (murs, contreventement triangulé) compensent la faible rigidité initiale des ailes.

Les structures irrégulières en plan sont souvent sujettes à une torsion d'ensemble due au fait que le centre de gravité (CG) n'est pas confondu avec le centre de rigidité latérale (CR) qui devient le centre de torsion. Le couple de torsion autour du CR est généré par le fait que l'action sismique est « appliquée » sur le centre de gravité de chaque étage, et que la résistance à l'action sismique se fait sur les éléments rigides dans le plan considéré (soit CR). Lorsque, dans au moins une direction, la rigidité latérale d'un niveau n'est pas répartie symétriquement, les secousses horizontales soumettent ce niveau à une torsion : il vrille autour d'un axe vertical. D'une manière générale, les parties de bâtiment moins rigides vrillent autour des parties plus rigides. La torsion entraîne souvent des dommages importants, pouvant aller jusqu'à l'effondrement du bâtiment (fig. 5). La dissymétrie de la rigidité peut être due à la forme du niveau ou à l'emplacement asymétrique des éléments

INTRODUCTION GENERALE

assurant le contreventement, même lorsque le plan est symétrique dans les deux directions (fig. 6).

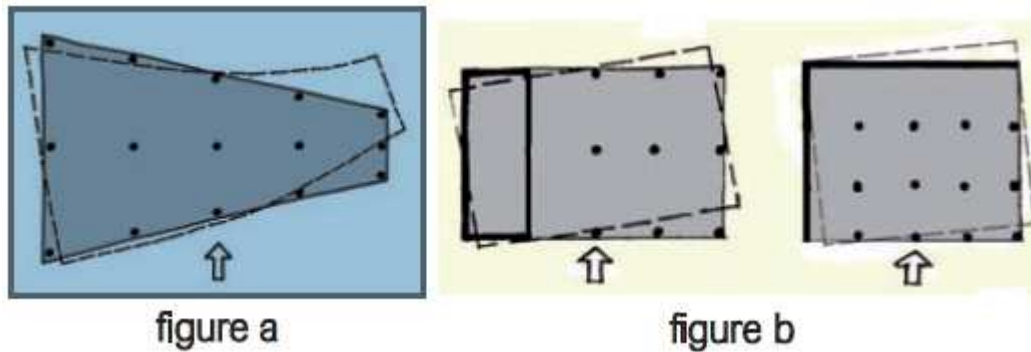


Fig. 5 - Torsion d'un niveau induite par l'asymétrie de la forme du plan (fig. a) et par celle des murs assurant le contreventement (fig. b).



photo a



photo b

Fig. 6- Dommages dus à la torsion du rez-de-chaussée (photo a) et de tous les niveaux d'un bâtiment (photo b). Ce dernier possède les façades arrière rigides (murs en béton) et des façades légères sur la rue (séismes de Tokachi-Oki, Japon 1968, et de Kobé, Japon 1995).

Dans le but de prendre en compte les effets de la torsion dans les bâtiments asymétriques soumis à l'action sismique, de nombreux travaux ont été réalisés par plusieurs chercheurs qui ont étudié un certain nombre de facteurs qui sont difficiles à prédire et à évaluer. Il s'agit notamment de l'influence du rapport des fréquences latérales et de torsion, l'importance de la conception adéquate des éléments de résistance verticaux des deux côtés du centre de rigidité, les effets de l'excentricité accidentelle qui est due à une variété de causes et les effets de couplage des réponses latérale et de torsion des bâtiments asymétriques [1, 2]. Parmi ces facteurs, nous citons la ductilité qui a fait l'objet de nombreux travaux, ces derniers ont conclu que les effets de torsion sont surtout présents dans le domaine élastique et les premiers stades du comportement plastique et ont tendance à diminuer avec

l'augmentation de la déformation plastique. D'où l'amplification du déplacement à la demande en raison des effets de torsion calculée à partir de l'analyse dynamique élastique qui peut être utilisé comme une estimation approximative et conservatrice à la fois dans le domaine élastique et inélastique [3]. Fajfar [4] a conclu, d'une part que la dé-amplification des déplacements sur le côté rigide dues à la torsion, typique de structures élastiques rigide en torsion, diminue généralement avec l'augmentation des déformations plastiques. D'autre part, il a constaté que l'amplification typique de structures élastiques en torsion flexible diminue généralement avec l'augmentation des déformations plastiques. Ces recherches ont été généralement menées en utilisant les méthodes classiques telle que l'analyse dynamique linéaire, l'analyse non-linéaires temporelle (NRHA) et l'analyse statique non-linéaire (NSP). En plus de ces derniers d'autres procédures sont apparus telle que : l'extension de la méthode N2 pour l'analyse sismique pushover Fajfar [4], et l'analyse de poussée modale pour estimer la demande sismique par rapport à une analyse classique à un seul mode de poussée, Chopra et Goel [4]. En outre, les codes sismiques fournissent des dispositions spéciales pour le phénomène de torsion, en termes d'excentricité de conception qui donne le moment de torsion calculée en multipliant la force de cisaillement du plancher avec l'excentricité de conception. L'expression de l'excentricité de conception est composée de deux parties essentielles: l'une appelée excentricité dynamique et l'autre l'excentricité accidentelle. L'excentricité dynamique prend en compte la différence de rigidité, la résistance et les distributions de masse de la structure, alors que l'excentricité accidentelle prend en compte l'incertitude dans le calcul de l'excentricité prise en compte dans la modélisation par rapport à celle déterminée après réalisation de l'ouvrage et les mouvements rotationnelle du sol. Un autre facteur qui influence les effets de la torsion est le facteur de réduction, ce dernier combine l'effet de la résistance, de la ductilité et de la redondance [6]. Le facteur de réduction de conception augmente avec l'augmentation de la ductilité en termes de demande. En outre, les déformations non élastiques augmentent pendant que la force de rendement latérale de la structure diminue et donc le facteur de réduction de conception augmente. En se basant sur des spectres de réponse pour le comportement élastique et non élastique, Newmark et Hall [7] ont observé que dans les moyennes, basses et hautes fréquences, les déplacements spectraux et les forces sont les mêmes pour un système élastique et non élastique. Par contre pour des fréquences modérés, le principe de la conservation de l'énergie est la même que celle d'un système élastique, parfaitement plastique [7].

2 / Objectifs du mémoire :

Notre étude consiste en l'étude de l'influence de l'irrégularité en plan sur le comportement dynamique des structures en béton armé.

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire est d'étudier l'influence de l'irrégularité en plan des structures en béton armé sur leurs résistances ultimes à l'action sismique, leurs ductilités globales, leurs raideurs latérales (élastiques), leurs déplacements latéraux inter-étages, et leurs modes de ruines.

3 / Méthodologie d'investigation : L'étude est menée:

A/ en considérant quatre (04) types de bâtiments en R+4 autostables en béton armé dont le pourcentage d'irrégularité en plan suivant la même formule $l_x/L_x \leq 25\%$ (caractérisant la limite des décrochements en plan selon le RPA 99/V2003 [8]. Fig. 7) est différent.

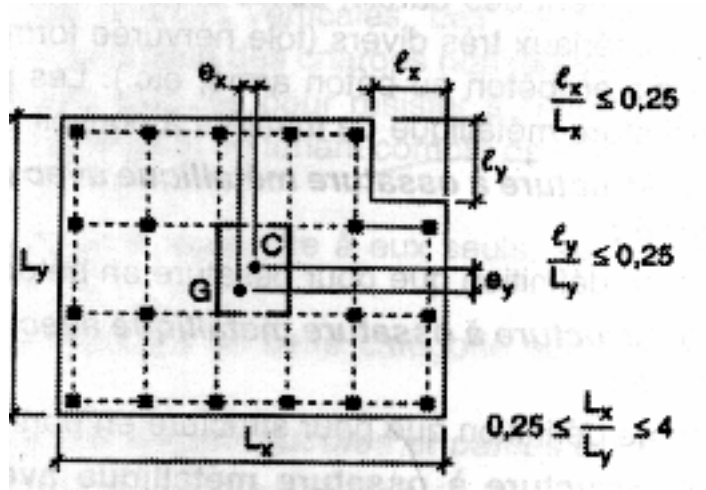


Fig. 7 : Limite des décrochements en plan (RPA 99/V2003).

B/ en considérant les deux premiers bâtiments précédant mais a contreventement mixte (portiques + voiles en béton armé).

Ces différentes variantes de bâtiments sont représentées au chapitre II du mémoire.

Après un dimensionnement des bâtiments suivant les codes de calculs utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL 91 [9], et le règlement parasismique algérien, RPA 99/V2003, et après, une analyse modale spectrale pour chaque structure, à l'aide du logiciel SAP 2000/V14 [10]. On effectue, Une analyse statique non linéaire en poussée progressive (analyse push-over) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes [11, 12, 13] par le même logiciel.

Au terme de ces analyses push over non linéaires des structures considérées, on procède à une discussion des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés (la résistance ultime de la structure a l'action sismique, sa ductilité globale, sa raideur latérale, et son mode de ruine).

4 / Plan du mémoire :

Après la présente introduction, Notre mémoire comprend Quatre (04) chapitres :

Le premier chapitre (recherche bibliographique) passe en revue les recherches antérieures sur les procédures d'analyse, les notions de base sur la ductilité, et pathologie des éléments structuraux endommagés par les séismes.

INTRODUCTION GENERALE

Le chapitre II est consacré à la description de l'analyse Push Over.

Dans le troisième chapitre, nous avons présenté les structures autostables étudiées, dont on a fait l'analyse dynamique linéaire (analyse modale spectrale), et les résultats de cette analyse, nous a permis de faire une comparaison par rapport à la période fondamentale, et aux déplacements latéraux inter-étages des quatre structures selon leur pourcentages de décrochement en plan.

Le quatrième chapitre est le plus volumineux, car il est consacré à l'étude push over non linéaires des structures autostables présentées au chapitre trois, et à la discussion des résultats obtenus, ensuite et selon le mécanisme de ruine de chacune des deux premières structures autostables (variante 01, et variante 02), on a procédé à leur renforcements par des voiles en béton armé, par la suite on fait l'étude modale spectrale de ces structures à contreventement mixte, et les résultats obtenus ont été comparés avec les mêmes structures mais à contreventement autostable, et en fin, on a fait l'étude en poussée progressive (push over) des structures mixtes, et on a comparé les résultats obtenus à ceux des structures autostables.

Et en fin nous avons conclu notre travail, par une conclusion générale de notre mémoire.

CHAPITRE I

RECHERCHE

BIBLIOGRAPHIQUE

I. 1 METHODES D'ANALYSE :

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurelle du modèle mathématique de la structure est nécessaire pour déterminer la force et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure. Plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

I.1.2. Méthodes d'Analyse Elastique :

La force demandée sur chaque élément de la structure est obtenue et comparée avec des capacités disponibles en effectuant une analyse élastique. Les méthodes d'analyse élastique comprennent un code de procédure statique de la force latérale, le code de procédures dynamique et élastique en utilisant les rapports de la demande-capacité. Ces méthodes sont également connues comme des procédures basées sur la force qui suppose que les structures élastiquement répondent aux tremblements de terre.

Dans le code de la procédure de calcul, la force statique latérale est exécutée en soumettant la structure à des forces latérales obtenues par la révision à la baisse mouvement du sol dépendant de spectre de réponse élastique par un système structurel dépendant du facteur de réduction de la force, " coefficient de comportement R". Dans cette approche, on suppose que la force réelle de la structure est plus élevée que la force de conception de la structure. Cette force réelle est, donc, capable de dissiper l'énergie jusqu'à la rupture de la structure.

Pour la procédure du code dynamique, les exigences de la force vis-à-vis de divers éléments sont déterminées par une analyse élastique dynamique. L'analyse dynamique peut être une analyse du spectre de réponse ou une analyse élastique en time history. Un nombre suffisant de modes doit être considéré comme un facteur de participation d'au moins 90% de l'analyse du spectre de réponse.

En procédure de rapport de demande / capacité (RDC), les actions de la force sont comparées aux capacités correspondantes comme rapports de demande/capacité. Les demandes de calculs RDC doivent inclure des effets de gravité. Bien que les procédures du code de calcul de la force statique et de la force dynamique latérales aient réduits la charge sismique par un facteur R, l'approche RDC prend la charge sismique sans réduction et l'ajoute à la charge de gravité.

Néanmoins, les procédures qui sont basées sur la force sont bien connues par la profession d'ingénieur et sont faciles à appliquer, mais elles ont certains inconvénients. Les éléments de la structure sont évalués pour déterminer la résistance de déformation dans le domaine élastique. Le comportement non linéaire des structures ne peut être identifié par une analyse élastique. Cependant, le comportement non linéaire doit étudier l'ensemble des structures qui sont déformables dans le domaine inélastique lors d'un séisme majeur. Le facteur de réduction de la force sismique "R" est utilisé pour tenir en compte le comportement inélastique indirectement par la réduction des forces élastiques à des forces inélastiques. Le facteur de réduction de Force "R" est assigné en considérant un seul type de chargement latéral dans la plupart des codes, mais il a été démontré que ce facteur est une fonction du rapport de la période et la ductilité de la structure [21].

Les méthodes élastiques peuvent prédire la capacité élastique de la structure et indiquer l'endroit où la première défaillance aura lieu. Mais, ils ne prédisent pas les mécanismes de défaillance en tenant en compte la redistribution des forces qui tiendront l'écoulement

progressif. En réalité la lacune présentée dans la structure pourrait être négligée. En outre, les méthodes de force sont fondées principalement sur l'assurance de la sécurité de vie, mais elles ne peuvent pas assurer les limites des dégâts et les réparations difficiles.

Les inconvénients des procédures basées sur la force et la dépendance des dommages sur la déformation ont conduit les recherches à développer des procédures basées sur le déplacement, et sur l'évaluation des performances sismiques. Les procédures de déplacement sont principalement basées sur les déformations élastiques plutôt que sur les forces élastiques. L'utilisation des procédures d'analyse non linéaires tiennent en considération les demandes sismiques en plus des capacités disponibles [24].

I.1.3 Méthodes d'analyse non linéaire :

Les structures subissent des déformations importantes inélastiques en vertu d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure change avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse non linéaire time history et l'analyse statique non linéaire qui est également connu à l'instar de l'analyse par la méthode de Pushover.

L'analyse non linéaire time history est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history est limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse non linéaire time history peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. Des procédures d'analyse statique non linéaire comprennent la méthode de capacité du spectre [12], la méthode de coefficient de déplacement [23] et la méthode sécante [24].

I.1.4 Description de la méthode d'analyse Pushover :

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

L'analyse statique non linéaire Pushover se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments

de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite.

Le modèle de charge latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance.

Le modèle structurel est modifié en tenant en compte la rigidité réduite des éléments, et les forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'on ait atteint la performance supplémentaire des éléments ou la structure devient instable. Le déplacement de terrasse est tracé avec l'effort tranchant à la base pour obtenir globalement la courbe de la capacité. (Figure I.1).

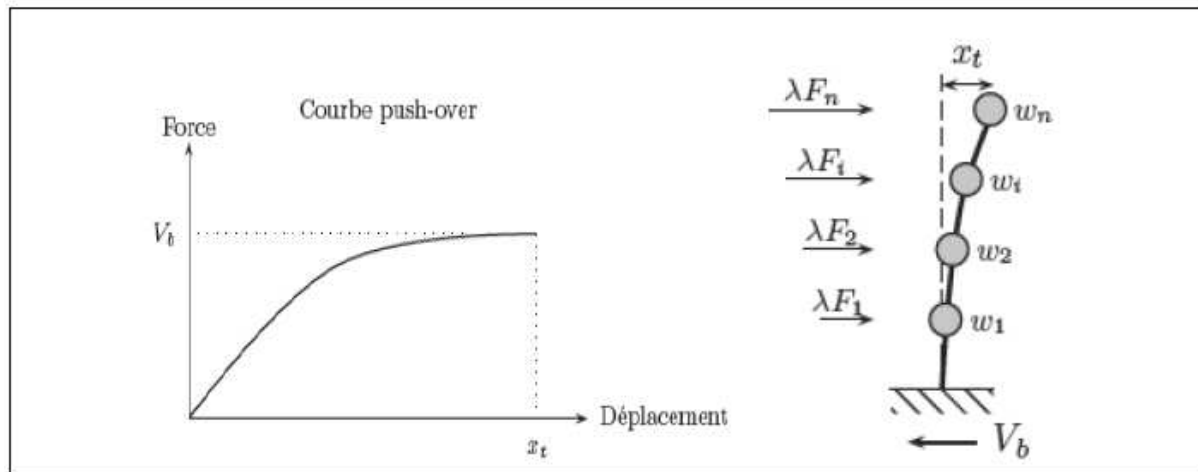


Figure I.1: Diagramme de Capacité (Pushover)

L'analyse Pushover peut être exécutée en tant que contrôle de la force ainsi que le contrôle de déplacement. Dans la procédure de Pushover pour contrôler la force, les combinaisons de chargements sont appliquées lorsque la charge est connue (comme le chargement de la gravité). En outre, cette force pose certains problèmes numériques qui affectent la précision des résultats qui se produisent, car le déplacement cible peut être associé à une très petite valeur positive ou même une raideur latérale négative en raison du développement des mécanismes et des effets P-delta.

En règle générale, cette analyse est effectuée afin de contrôler le déplacement proposée par Allahabadi [24] pour surmonter ces problèmes. Dans la procédure de déplacement contrôlé, des dérives spécifiques sont cherchées (comme dans le chargement sismique) où l'importance de la charge appliquée est inconnue à l'avance. L'importance de la combinaison de la charge est augmentée ou diminuée jusqu'au déplacement atteignant une valeur spécifique. Généralement, le déplacement de la terrasse au centre de la masse structurelle est choisi comme le déplacement de contrôle.

Les forces internes et les déformations calculées au déplacement cible sont utilisées comme des évaluations de la résistance à la déformation non élastique et les exigences doivent être comparées avec les capacités disponibles pour contrôler la performance.

I.1.5 Utilisation des résultats de Pushover :

La méthode d'analyse Pushover était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le

niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique [26];

- ✓ Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses ;
- ✓ Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes ;
- ✓ Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- ✓ L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- ✓ L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- ✓ Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- Δ ;
- ✓ La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La méthode d'analyse Pushover expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étalement, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles.

I.2 NOTIONS SUR LA DUCTILITÉ.

I.2.1. 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, sans perte significative de la résistance jusqu'à la rupture [13], comme le montre la figure. I.2.

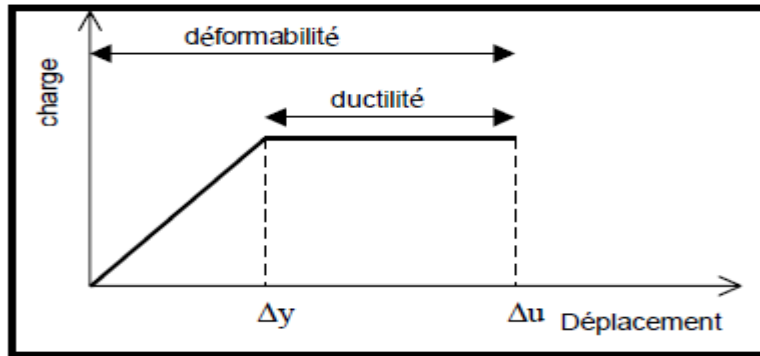


Fig. I. 2: Courbe charge – déformation ´ Relation déformabilité – Ductilité´

Il est á noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure II. 3, 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 [13].

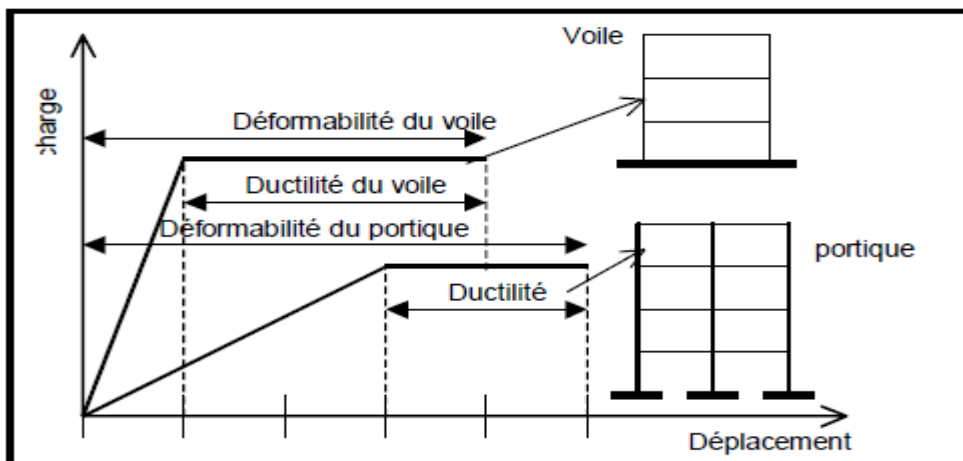


Fig. I. 3: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton Armé

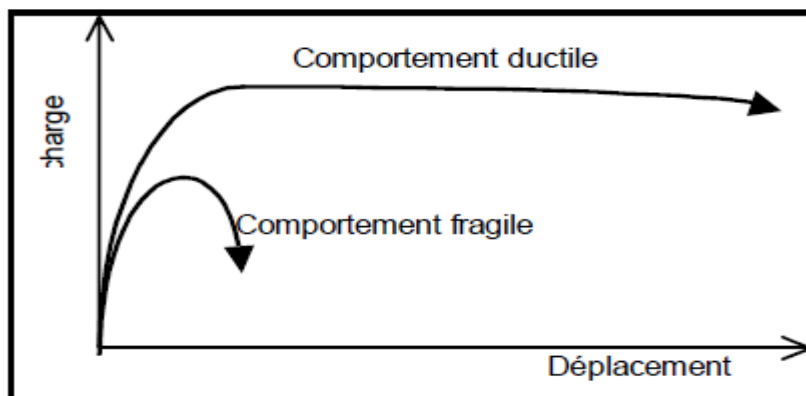


Fig. I. 4: Comportement d'un élément ´ductile et fragile´ [14].

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 (figure. 1.4). 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 [14].

1.2.2 Différent types de ductilité : On distingue trois types de ductilité:

a) Ductilité du matériau : Cette ductilité est définie comme le rapport de la déformation maximale ε_m , correspondant à la contrainte maximale, sur la déformation ε_y , correspondant

à la limite élastique. μ_ε a pour expression : $\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y} \dots (1)$

b) **Ductilité en rotation** : le facteur de ductilité en rotation μ_θ , est le rapport entre la rotation maximal d'un élément θ_m , sur la rotation θ_y correspondant à la limite élastique des

matériaux le composant : $\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \dots (2)$

c) **Ductilité en déplacement défini par le facteur de ductilité en déplacement :**

μ_δ est également défini comme le rapport du déplacement maximal δ_m d'un niveau défini de la structure, sur le déplacement δ_y correspondant à la limite élastique. $\mu_\delta = \frac{\delta_m}{\delta_y} \dots (3)$

1.2.3. 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 où accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure. Un grand nombre de recherches expérimentales et analytiques [17,18,19,20], 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 a la compression du béton;
- le confinement transversal des éléments;
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées
- la limite élastique des armatures
- l'effort normale dans les poteaux.
- la résistance élevée des armatures tendues

L'analyse des travaux [17, 18, 19,20], a montré que certain facteurs ont un effet défavorable sur la ductilité comme la résistance élevée des armatures tendues et l'effort normal dans les éléments. Par ailleurs, les autres facteurs ont un effet favorable sur la ductilité à savoir la

résistance élevée de la compression du béton et le pourcentage élevé des armatures comprimées. Ainsi, particulièrement le confinement transversal des éléments en béton armé par des cadres ou par des spirales.

I.3. PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX ENDOMMAGÉS PAR LES SÉISMES. [37]

I.3.1. Poteaux

Les dommages des poteaux provoqués par un séisme sont principalement de deux types :

- Dommages dû a la flexion cyclique avec un faible effort de cisaillement sous un effort axial de compression très élevé ; conduisant aux poteaux fragiles ;
- Dommages en raison d'un effort de cisaillement cyclique avec un faible moment fléchissant sous un effort axial de compression très élevé conduit au phénomène des poteaux courts

I.3.1.1. Poteaux fragiles

Ce type de dommages se manifeste par l'échec dans la base et le sommet du poteau (Figure II.5). Il se produit dans les poteaux ayant un coefficient d'élancement moyen à élevé, où celui ci est de :

$$\lambda = M/Vh = L/2h > 3,5 \quad (4)$$

Le moment fléchissant élevé combiné avec la force axiale, mène à l'écrasement de la zone de compression du béton, qui sera manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures. Plus tard le noyau du béton diminue et s'écrase.

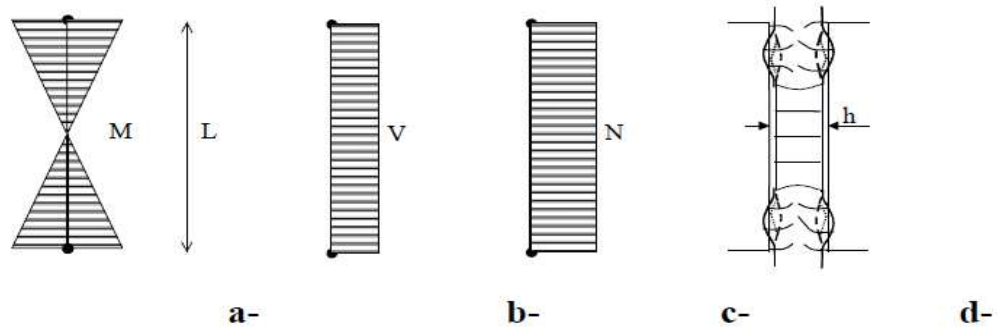


Figure I.5 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement.

a- diagramme du moment fléchissant cyclique – **b-** diagramme de l'effort tranchant
c- diagramme de l'effort axial de compression **d-** la forme du dommage



a- cisaillement des poteaux de l'étage intermédiaire



b- Destruction de l'extrémité du poteau

Figure I.6 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile).

Plus le nombre des cadres transversales dans les zones critiques est petit, plus leur vulnérabilité est grande. Dans ce type de dommages, la cause principale de l'échec est l'espacement très large des cadres aux régions critiques du poteau. L'écrasement de la zone de compression est manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures.

Plus tard le noyau du béton augmente et s'écrase. Ce phénomène est habituellement accompagné par le flambement dans les barres d'aciers comprimées et de la rupture des cadres. Ce type de dommages est très sérieux parce que le poteau ne perd pas seulement sa rigidité, mais également, il perd aussi sa capacité de supporter les charges verticales. En conséquence, il y a une redistribution des contraintes dans la structure, parce que le poteau a raccourci en raison de la désintégration du béton dans les secteurs de la zone critique.



Figure I.7 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme d'Izmit (Turkey).

Ce type de dommages a été très répandu durant les séismes de 1978 en GRECE (Penelis et al, 1988) et en 1985 à Mexico (Rosenblueth et Meli, 1985). Les raisons principales de ce type d'échec fragile sont dues à la mauvaise qualité du béton, le nombre de cadres inadéquat dans les zones critiques, la présence des grandes poutres qui mènent l'échec aux poteaux d'abord, et en conclusion, naturellement, l'excitation forte de séisme induisant à un chargement cyclique important dans le palier non élastique.

I.3.1.2. Poteaux courts

Le second type de dommages est le type de cisaillement qui est manifesté par des fissures formées dans la zone la plus faible du poteau en forme de X (Figure 52). Il se produit dans les poteaux avec un élancement modéré à faible rapport, où celui de :

$$\lambda = M/Vh = L/2h < 3,5 \quad (4)$$

La forme finale ultime de ce type de dommages est l'échec explosif où l'éclatement de la surface extérieure du béton sans dommages des armatures ; puis l'écrasement du béton, rupture des cadres et flambement des armatures. Les poteaux courts mènent habituellement à l'effondrement spectaculaire du bâtiment (Figure I.9).

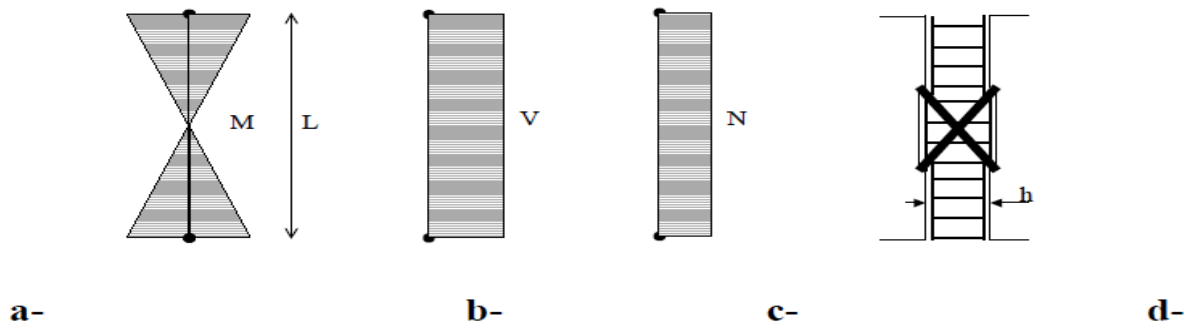


Figure I.8 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé.

a- diagramme du moment fléchissant cyclique **b-** diagramme de l'effort tranchant

a- diagramme de l'effort axial de compression **d-** la forme du dommage en X



a- poteaux courts en raison de la construction adjacente **b-** Destruction par cisaillement du poteau court

Figure I.9 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court).

La raison principale de ce type de dommages est que le coefficient d'élancement modéré avec la capacité flexion du poteau plus élevé que la capacité de cisaillement, et en conséquence échec de cisaillement régnant. La fréquence de ce type de dommages est inférieure à l'échec à la tête et à la base du poteau.

Elle se produit habituellement dans les poteaux du rez-de-chaussée, où, en raison des grandes dimensions de la section transversale des poteaux, où le coefficient de l'élancement est bas. Il se produit également dans les poteaux qui ont été conçues en tant que poteaux courts, où il a été réduit au poteau court en raison de la construction adjacente de maçonnerie qui n'a pas été expliquée dans la conception (Figure I.9).

Enfin, parfois dans le cas des portiques de remplissage en maçonnerie sur un seul côté, l'échec de maçonnerie est suivi de l'échec en cisaillement des poteaux adjacents (les figures I.9) (Styliaindis et Sariyannis, 1992).



Figure I.10 : Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes de ce parking ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994).

En conclusion, on doit noter que les dommages des poteaux sont très dangereux pour la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural. Ainsi, quand des dommages de ce type sont détectés, les moyens de l'appui provisoire devraient être fournis immédiatement.



Figure I.11 : On peut éviter l'effet néfaste du remplissage partiel des cadres, ou le réduire notablement, en disposant des joints entre les colonnes et le remplissage. Le joint de la photo a été exécuté dans les règles de l'art, car il est rempli de laine de roche tendre et compressible. Cependant, sa largeur ne permet pas aux colonnes de s'incliner de plus de 1 % sans générer de contraintes (Suisse, 2001).

I.3.2. Murs en béton armé (voiles)

I.3.2.1. Caractéristiques essentielles du comportement des voiles

Beaucoup d'immeubles privés ou de bureaux dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base. La Figure I.12 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (pourcentage p_0), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage p_t) et d'armatures horizontales (pourcentage p_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction / compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

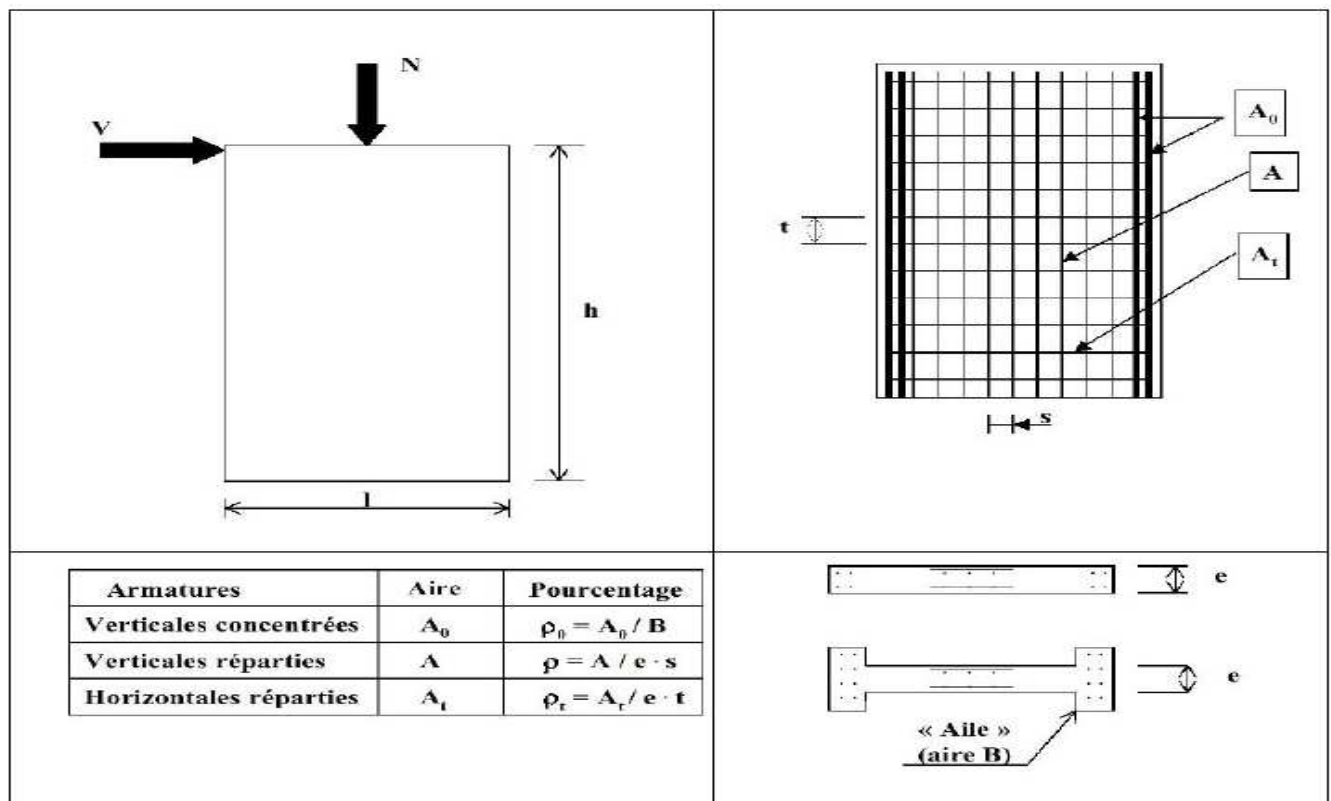


Figure I.12: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants:

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l ,
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

I.3.2.2. Modes de rupture des voiles élancés

I.3.2.2.1. Ruptures en flexion

- **Mode f1 (Figure II.13.a):** rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

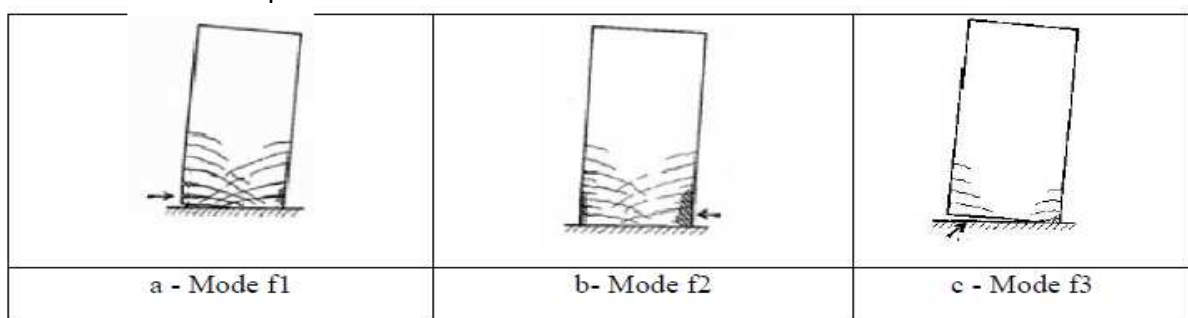


Figure I.13 : Ruptures en flexion des voiles élancés

- **Mode f2 (Figure I.13.b):** rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode f2 est moins ductile que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

- **Mode f3 (Figure I.13.c):** rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

I.3.2.2.2. Ruptures en flexion - effort tranchant

Mode f/t (Figure I.14. a): rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

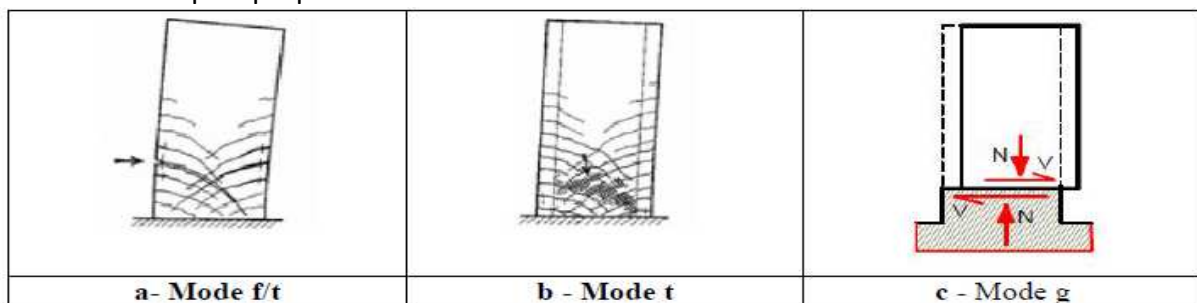


Figure I.14: Ruptures en flexion - effort tranchant des voiles élancés.

I.3.2.2.3. Ruptures par effort tranchant

Mode t (Figure I.14.b): rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g (Figure I.14.c): rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

I.3.2.3. Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure I.15. a, b et c. On distingue trois cas :

Mode T1 (Figure I.15.a): rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

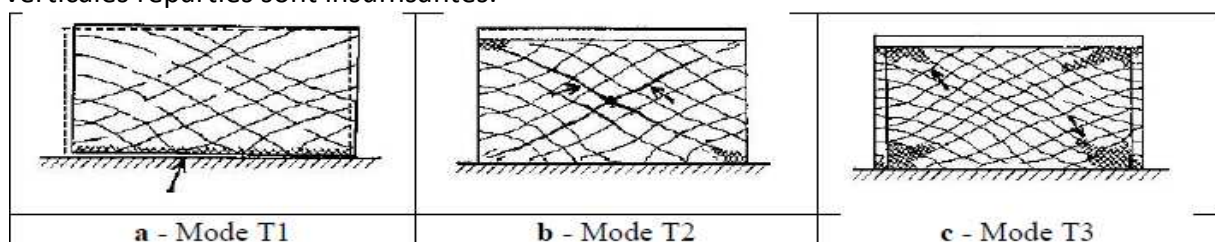


Figure I.15 : Modes de rupture des voiles courts.

Mode T2 (Figure I.15.b): rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 (Figure I.15.c): rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

I.3.3. Poutres

Les dommages qui se produisent dans les poutres en béton armé dus au tremblement de terre sont les suivants :

- fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone tendue
- échec de cisaillement près des appuis
- fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre
- échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires.
- fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux) qui relient des murs de cisaillement.
- les fissures dans la zone tendue le long des travées constituent le type de dommage le plus répandu dans les structures. Durant le séisme de 1978 en Grèce, 83% de dommages dans les poutres sont des dommages de ce type. Ce type de dommages (Figure I.16) est dû simplement au caractère cyclique de l'action sismique où le fléchissement de la zone tendue augmente les micro fissures.

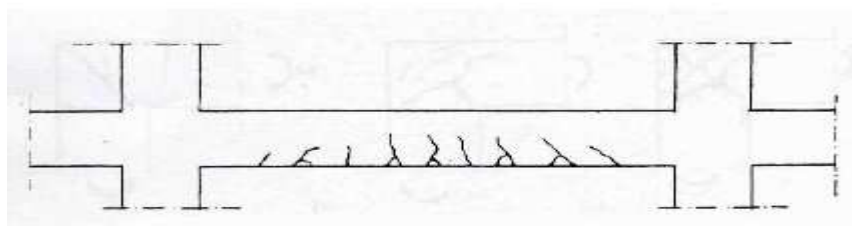


Figure I.16 : fissures orthogonales sur l'axe de la poutre le long de la travée dans la zone de Tendue.

L'échec flexion - cisaillement près des appuis (**Figure I.17**) est le deuxième type de dommages le plus fréquent dans les poutres. Il constitue le type de dommages plus sérieux que le précédent, en raison de leur caractère fragile. Cependant, seulement dans très peu de cas il compromet la stabilité globale de la structure.

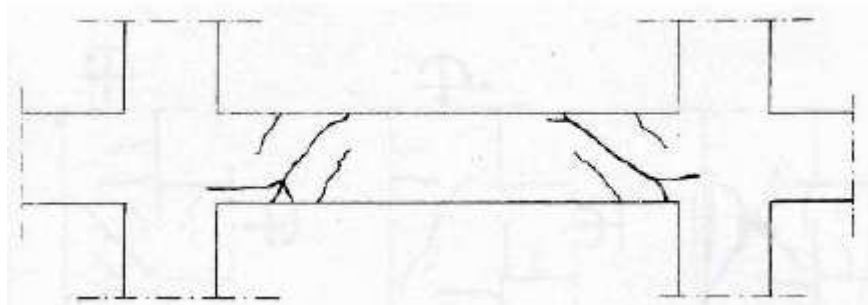


Figure I.17 : L'échec des poutres par flexion - cisaillement près des appuis.

Les fissures de flexion sur les faces supérieures et inférieures aux appuis de la poutre (Figure I.18) peuvent être expliquées si le mode de la force sismique est statiquement comparé aux forces horizontales. La majeure partie des fissures est due au mauvais ancrage dans les armatures inférieures dans les appuis.

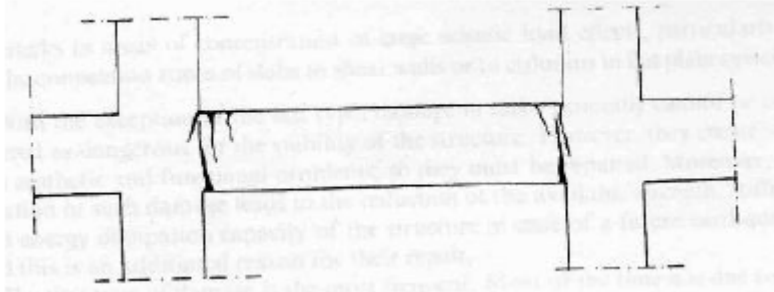


Figure I.18 : Fissures de Flexion sur les faces supérieure ou inférieure aux appuis de la poutre.



Figure I.19: Damage to a nonductile reinforced concrete beam

L'échec de cisaillement ou de flexion aux points d'appui des poutres secondaires (Figure I.20) apparaît fréquemment durant un séisme. Il est dû à la composante verticale de la force sismique qui amplifie la charge concentrée.

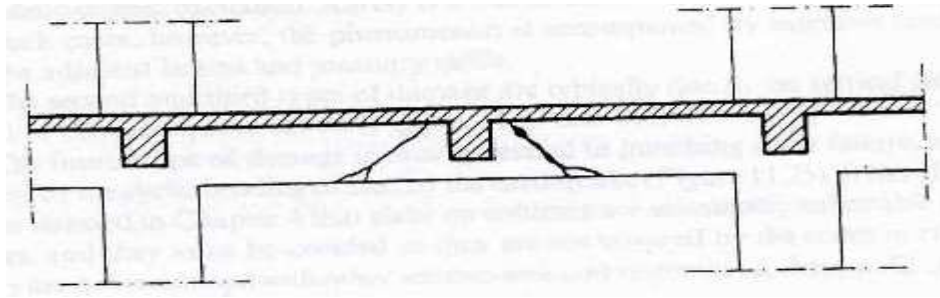


Figure I.20 : échec de cisaillement ou de flexion dans les points où les poutres principales sont les supports des poutres secondaires.

Les fissures de cisaillement en forme de X dans les poutres courtes (linteaux) couplant les murs de cisaillement (Voiles) apparaissent souvent. C'est un échec de cisaillement semblable à ceux se produit dans les poteaux courts (**Figure I.21**) mais n'est pas dangereux pour la stabilité du bâtiment.

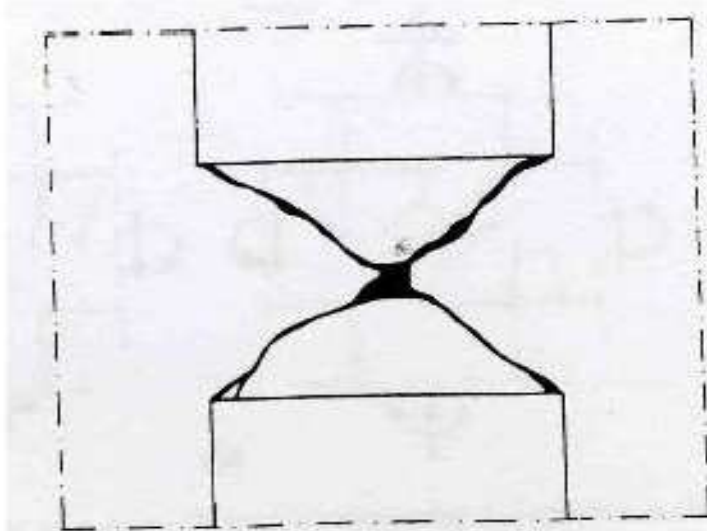


Figure I.21: Fissures de cisaillement de forme X dans les poutres courtes (linteaux).

I.3.4. Jonction poteaux – poutres (nœuds)

Les dommages aux joints poteaux – poutres, même aux premières fissures, sont considérés comme extrêmement dangereux pour la structure et devrait être traité en conséquence. Ces dommages réduisent la rigidité de l'élément structural et mènent à la redistribution incontrôlable des charges. Des échecs communs dans les joints poteau poutre (joint faisant le coin, joint extérieur multi de structure d'étage, et joint intérieur) sont montrés dans la Figure I.22.

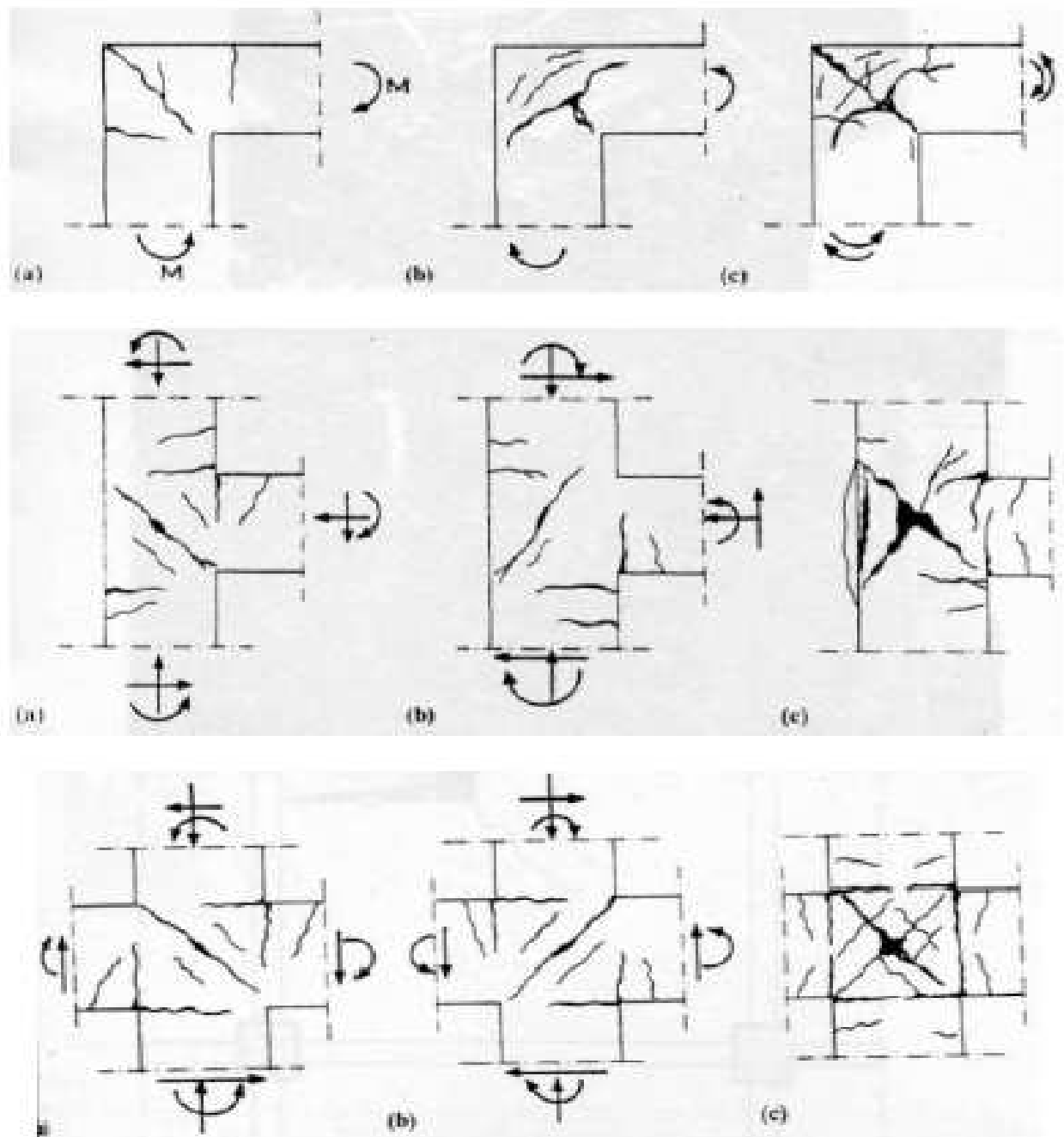


Figure I.22 : Les dommages aux joints poteaux – poutres.



Il s'agit évidemment de dégâts structuraux très graves et d'un effondrement presque complet

Remarque: cette structure à ossature en béton armé avec un certain degré de conception parasismique a souffert d'un assemblage insuffisant entre les poutres et les poteaux.

Ossature en béton armé Spitak, Arménie 1988 /
Leninakan

Chapitre II

Présentation de l'analyse Pushover

II.1. Introduction

De plus en plus les ingénieurs poussent les matériaux à travailler dans le domaine postélastique, c'est pour cette raison qu'après avoir fait l'étude d'une structure dans le domaine élastique, il est souhaitable de connaître son comportement dans le domaine plastique. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature, cependant la plus utilisée est la méthode Pushover. La méthode d'analyse de type « Pushover », basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes Pushover), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

Ainsi l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtis existants où neuves par la méthode statique linéaire, conduit souvent à l'éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher de plus près le comportement réel, il faut prendre en compte de manière plus fine le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, et pour cela elle est apparue ces dernières années une nouvelle méthode de plus en plus utilisée, cette méthode dite méthode de capacité spectrale ATC 40 basé sur l'analyse statique non linéaire "pushover".

II.2. Méthode de capacité spectrale "ATC 40"

La méthode de capacité spectrale "ATC 40" est une méthode, conçue pour les constructions en béton armé, publiée aux Etats-Unis en 1996 par "Applied Technology Council". Dans cette méthode la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements et non en termes de forces car lors des déformations post-élastiques, l'importance des dommages est davantage fonction des déplacements que des forces. Elle est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses. A partir d'une corrélation entre la courbe de capacité de déplacement du bâtiment et le déplacement maximal provoqué par un mouvement sismique de sol donné, on obtient un point appelé point de performance. Sa position par rapport au niveau de performance recherché indique si ce niveau est atteint ou non, (voir figure II.1) [12]. Les éléments essentiels d'une fonction de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure sont : la courbe de capacité du bâtiment et le spectre de demande (séisme), afin d'estimer les dommages [29].

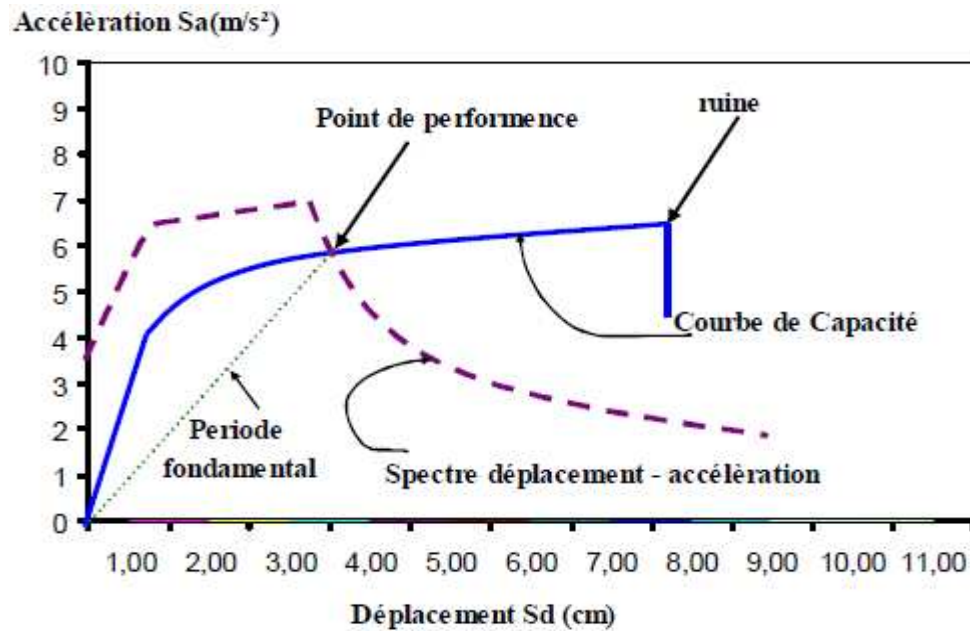


Figure II.1 : Différent élément de la méthode ATC40 [12].

II.3. Courbe de capacité

La courbe de capacité d'une structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement. En général, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

La courbe de capacité peut-être obtenue par un calcul statique non-linéaire "Pushover" qui donne l'effort tranchant en fonction du déplacement du toit par une modélisation numérique [30].

II.4 Analyse statique non- linéaire "Pushover"

L'analyse statique non linéaire "Pushover" est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of freedom), (figure II.2) et ce dernier fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme [26].

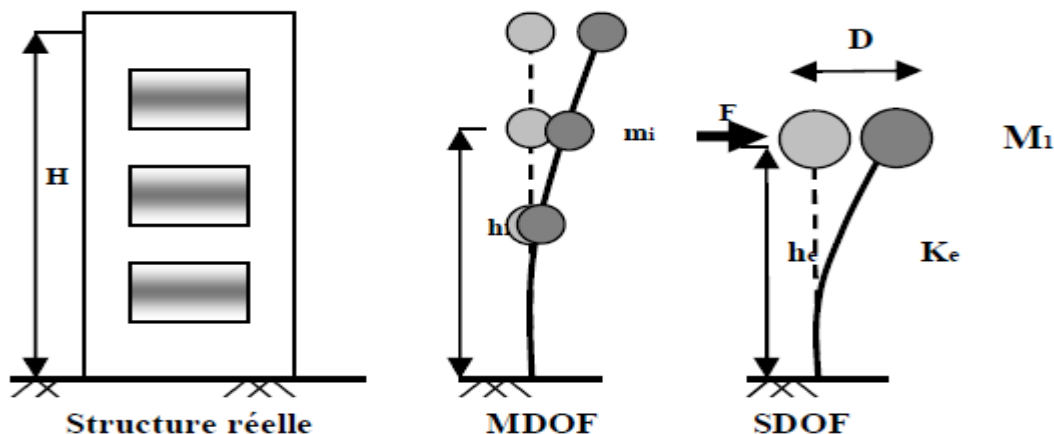


Figure II.2 : Hypothèse de l'analyse Pushover.

II.4.1. Détermination de la courbe de capacité

Le développement de la courbe de capacité selon l'analyse Pushover, basé sur l'application d'un chargement latéral statique monotone croissant équivalent, dépend directement de la réponse modale de la structure. En effet, le chargement doit reproduire le(s) mode(s) déterminants retenus pour la structure en appliquant des facteurs de charges compatibles avec le mode considéré dans une analyse multimodale [31]. Les différentes étapes d'une analyse Pushover sont :

1. Construction de la courbe de capacité (effort tranchant à la base - déplacement au sommet), en utilisant les formules suivantes :

$$F = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot V_b, \quad D = \left(\frac{m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i} \right) \cdot D_i \quad (1)$$

Avec : m_i masse concentrée au niveau i , D_i = déplacement de la masse m_i , vecteur déplacement du mode fondamental, V_b = effort tranchant à la base, F = force latérale appliquée d'un système d'un seul degré de liberté équivalent et D = déplacement d'un système d'un seul degré de liberté équivalent.

2. Transformation de la courbe (effort tranchant-déplacement au sommet) au spectre de capacité, forma (S_a - S_d) ; la force latérale appliquée (F) est transformée en accélération spectrale S_a , et le déplacement réel au sommet (D) est transformé en déplacement spectral, S_d , en utilisant les formules suivantes :

$$S_a = \frac{F}{M_1}, \quad S_d = \frac{D}{\Gamma_1 \phi_{t,1}} \quad (2)$$

Avec : M_1 est la masse effective de la structure, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses m_i des différents niveaux, et Γ_1 est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration Eq (3).

Enfin le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire, (figure II.3) [32].

$$M_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2}, \quad \Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i,1}^2} \quad (3)$$

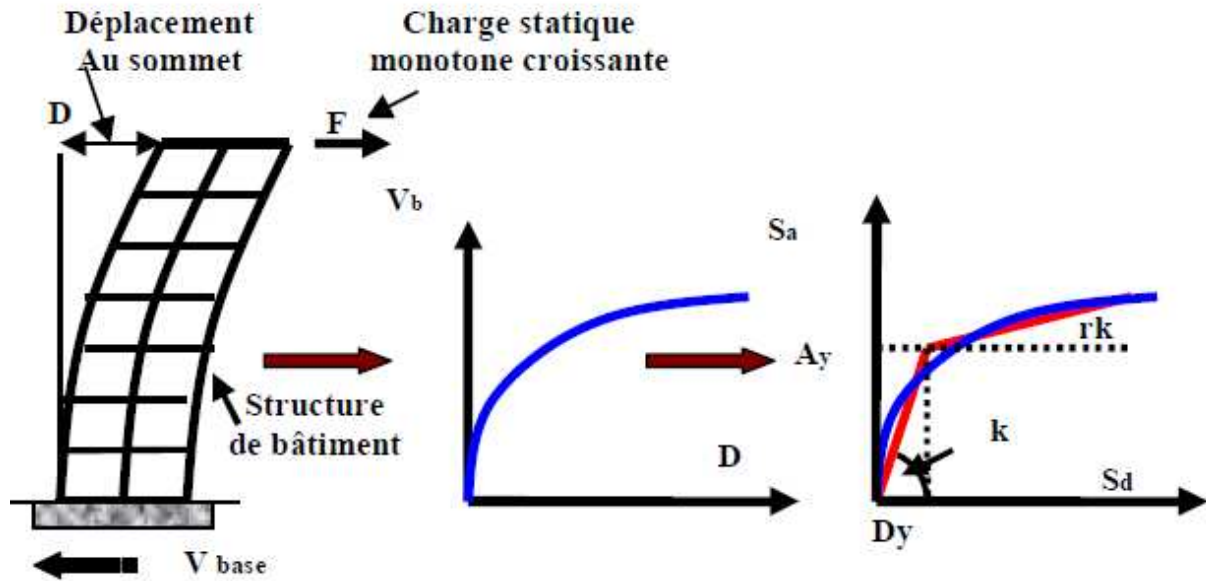


Figure II.3 : Conversion du diagramme de capacité en format (A-D).

D_y , A_y , déplacement et accélération à l'état limite élastique de la structure, r taux d'écroûssage, K la rigidité élastique initiale ($K = A_y / D_y$), r_k est la rigidité plastique avec écroûssage.

II.4.2 Spectre de demande :

Les spectres de demande sismiques sont des spectres de réponse élastiques présentés au format spectre d'accélération en fonction de spectre de déplacement (A-D), (voir figure 4). Ces spectres de demande sismique élastiques sont obtenus en utilisant la formule (4) [12] :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (4)$$

Où : S_{de} le Pseudo spectre de déplacement élastique, S_{ae} le Pseudo spectre d'accélération élastiques et T : Période propre.

Les spectres de demande inélastiques sont obtenus par à l'aide des expressions suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_u} \quad , \quad S_d = \frac{u}{R_u} S_{de} = \frac{u \cdot T^2}{R_u \cdot 4\pi^2} S_{ae} = \mu \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5)$$

Avec: R_u le facteur de réduction, u le facteur de ductilité, S_a le spectre d'accélération inélastique et S_d le spectre de déplacement inélastique.

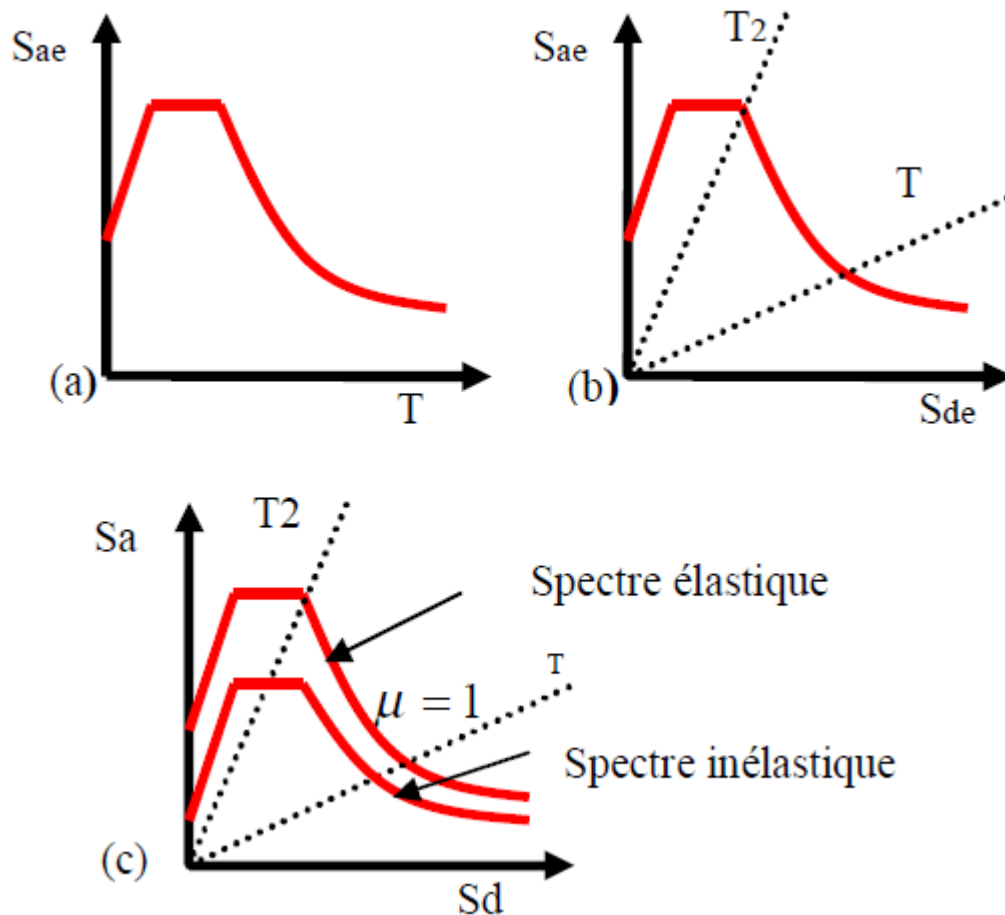


Figure II.4 : (a) Spectre de demande élastique (S_{ae} - T), (b) spectre élastique (S_{ae} - S_{de}) et (c) spectre inélastique (S_a - S_d).

II.4.3 Point de performance.

Une fois dans le plan, la courbe de comportement de la structure (S_d - S_a), peut être superposée sur la courbe de spectre de demande (Figure II.1). Si la structure réagit de manière élastique au séisme, les deux courbes se coupent dans la partie linéaire de la courbe de capacité. Si l'endommagement a commencé, le point de performance est obtenu différemment selon la méthode utilisée (méthode en ductilité ou en amortissement) [33].

Deux approches principales sont proposées, l'une utilisant l'amortissement, comme dans l'ATC 40, l'autre la ductilité, comme dans l'EC8 [34]:

L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

II.4.4 Détermination du point de performance selon l'ATC 40 :

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A, et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique [35].

Nous avons choisie d'utiliser la procédure B, car elle est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe, par contre la procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations [23].

La procédure B repose sur l'hypothèse que la pente du segment élastique, le point (a_y, d_y) et la pente du segment poste élastique sont constants [12].

Les étapes de détermination du point de performance peuvent être résumées comme suit [12] :

- Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format $(S_a - S_d)$ en utilisant le logiciel SAP 2000 V14.
- Développement du spectre élastique amorti à $\beta_{eff} = 5\%$.
- Transformation du spectre élastique au format accélérations – déplacement.
- Représentation graphique du spectre élastique et de la courbe de capacité.

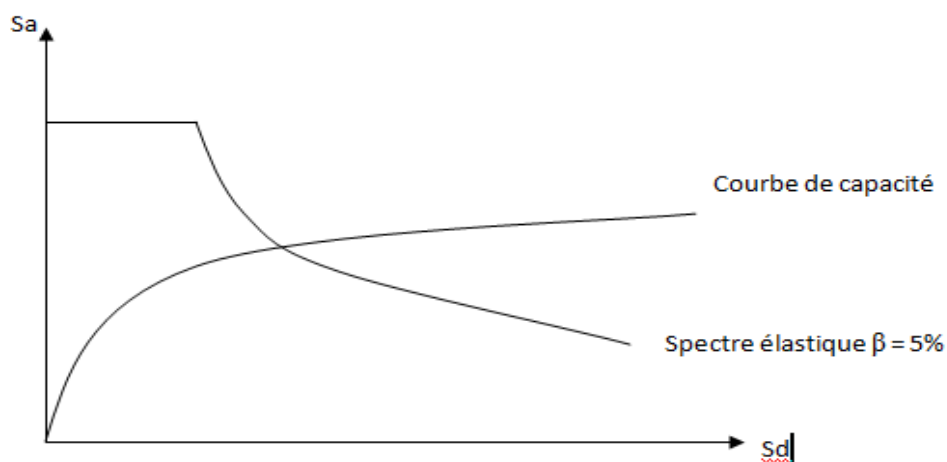


Figure II.5 : Spectre élastique et courbe de capacité.

- Développement de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de la performance d'essai estimée par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation de ce point est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982). [12]

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 , et A_2 .

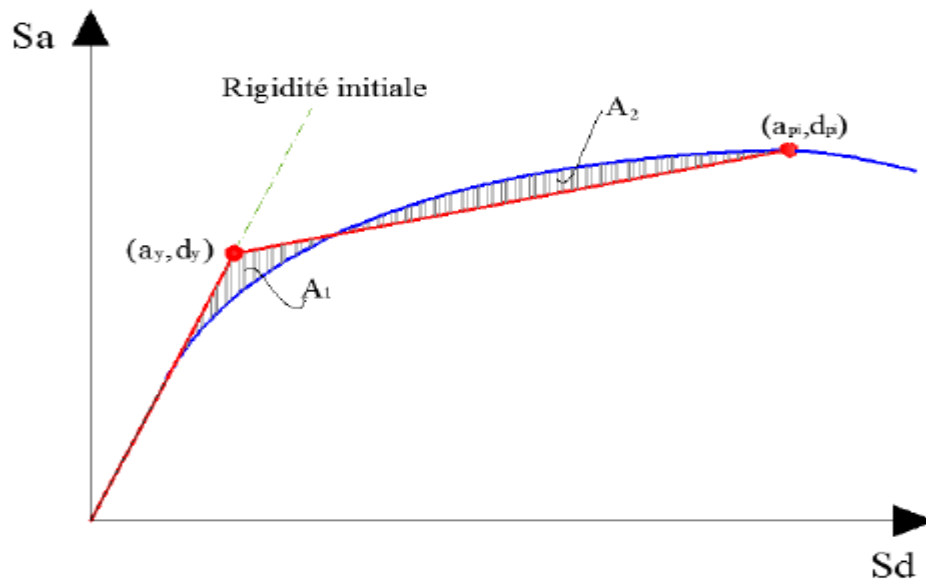


Figure II.6 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

- Calcul de l'amortissement effectif (β_{eff}) pour une série de valeurs de (d_{pi}).

$$\beta_{eff} = K\beta_0 + 5 = K \left(\frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5$$

Le facteur K dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement ATC 40 considère trois types de comportements (type A, B, et C).

Les valeurs du facteur K sont données dans le tableau III.1

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

Tableau II.1 : Détermination du facteur K.

Le choix du type de comportement (type A, B, et C) dépend de la qualité des éléments structuraux et de la durée de l'onde sismique. (Tableau II.2).

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

Tableau II.2 Type de comportement structurel.

Le spectre de demande réduit est obtenu en introduisant la valeur de β_{eff} dans les équations (III.6) définies au chapitre III.

Le facteur d'amortissement effectif défini dans le règlement ATC 40 est noté η dans le règlement parasismique algérien (RPA 99/V2003).

- Développement et représentation d'une famille de spectres réduits ($\beta_{\text{eff}} > 5\%$), (Figure II.7), l'amortissement effectif maximal (β_{eff}) dépend du type de comportement structurel du bâtiment :

Type A : $\beta_{\text{eff}} = 40\%$; **Type B :** $\beta_{\text{eff}} = 29\%$; **Type C :** $\beta_{\text{eff}} = 20\%$.

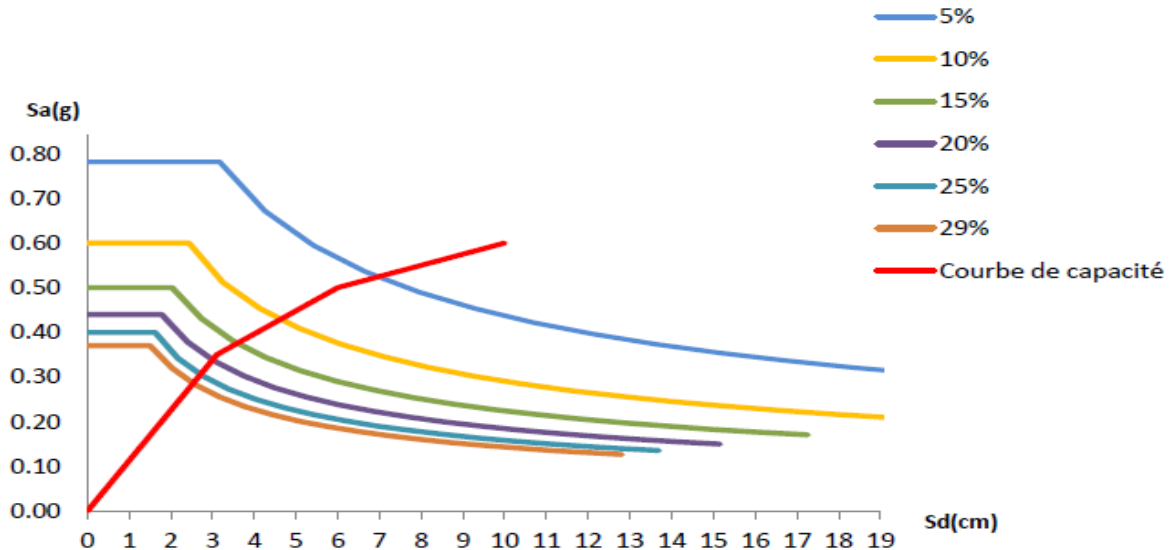


Figure II.7 : Représentation d'une famille de spectres réduits.

- Pour chaque valeur (dpi) considéré, représenter les points (dpi, β_{eff}), puis relier ces points, l'intersection de la courbe obtenue avec la courbe de capacité définit le point de performance. (Figure II.8).

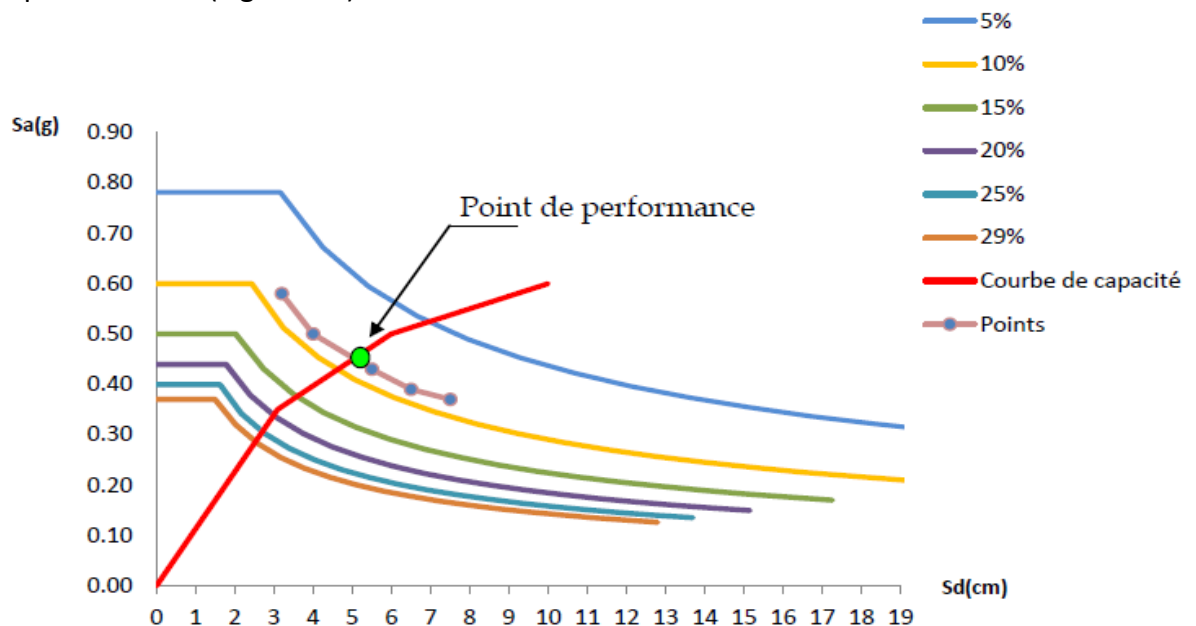


Figure II.8 : Détermination du point de performance.

CHAPITRE III

STRUCTURES ÉTUDIÉES

III.1 Introduction :

L'étude est menée en considérant quatre (04) types de bâtiments en R+4 en béton armé dont le pourcentage d'irrégularité en plan suivant la même formule $l_x/L_x \leq 25\%$ (caractérisant la limite des décrochements en plan selon le RPA 99/V2003 (Fig. III.1) est différent.

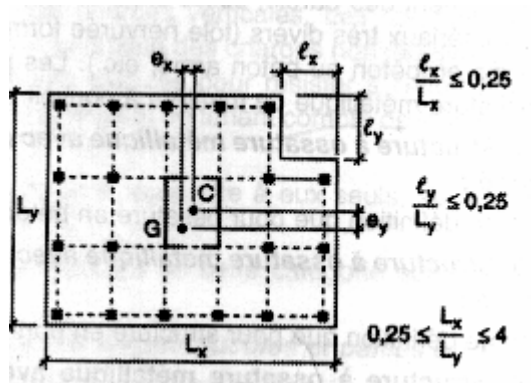


Fig. III.1 : Limite des décrochements en plan (RPA 99/V2003).

Ces bâtiments sont a usage d'habitation, implanté a la wilaya de Boumerdes classée selon le RPA 99/V2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

Le calcul se fera à l'aide du logiciel SAP 2000/V14.

III.2 Géométrie et configuration des structures étudiées :

III-2-1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES COMMUNES POUR LES QUATRE BATIMENTS :

Longueur totale de chaque bâtiment : 16,65 m

Largeur totale de chaque bâtiment : 12,40 m

Hauteur totale de chaque bâtiment : 15,30 m

Ces quatre structures sont supposées encastrées à leurs bases. Hauteur d'étage de chaque bâtiment : 3,06 m

III-2.2 VUES EN PLAN DES QUATRE VARIANTES ETUDIEES :

1/ Variante 01 : Bâtiment régulier en plan et en élévation (0% de décrochements)

2/ Variante 02 : Bâtiment irrégulier en plan ($l_x/L_x = 40\%$ et $l_y/L_y = 20,16\%$).

3/ Variante 03 : Bâtiment irrégulier en plan ($l_x/L_x = 21\%$ et $l_y/L_y = 80\%$)

4/ Variante 04 : Bâtiment irrégulier en plan ($l_x/L_x = 60\%$ et $l_y/L_y = 50\%$).

III.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

III.3.1 Le Béton :

La contrainte caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La contrainte caractéristique à la traction du béton à 28 jours est $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS est $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité longitudinal instantanée du béton est $E_b = 32164200 \text{ KN/m}^2$

III.3.2 L'Acier :

Les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE400 de contrainte limite élastique $f_y = 400 \text{ MPa}$ et $E_s = 200000 \text{ MPa}$

III.4 Dimensionnement des structures étudiées :

III.4.1 Prédimensionnement des portiques :

Le prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux est effectué selon les règles du BAEL et du RPA 99/V2003 pour le bâtiment n°01 (régulier), et on a adopté les mêmes sections pour les autres structures.

Les poutres : elles sont prédimensionnées selon les formules suivantes :

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

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

où L = Longueur de la poutre

La largeur b de la poutre principale est donnée comme suit :

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

Les poteaux : La section de béton des poteaux, B_c , est prédimensionnée en vérifiant la condition suivante :

- à l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA99 / version 2003, §7.4.3.1, 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 :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{III.3})$$

où : B_c = Section de béton du poteau ;

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

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

C'est-à-dire que, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition suivante :

$$B_c \geq N_d / (0.30 \cdot f_{c28}) \quad (\text{III.3})$$

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

III.4.2 Prédimensionnement vérifiant le critère de rotules plastiques dans les poutres et pas dans les poteaux :

Après un prédimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des deux portiques selon les relations (III.1), (III.2) et (III.3) d'une part, et après un calcul de leurs ferrailages d'autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA99 / version 2003 [8] relatif au dimensionnement d'un noeud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (III.4) et (III.5) suivantes, n'était pas satisfait. Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques plutôt dans les poutres que dans les poteaux, concept "*poteaux forts – poutres faibles*".

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_e| + |M_w|) \quad (\text{III.4})$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25(|M'_e| + |M'_w|) \quad (\text{III.5})$$

La figure III.3 illustre les différents moments résistants définis dans les relations (III.4) et (III.5) [8].

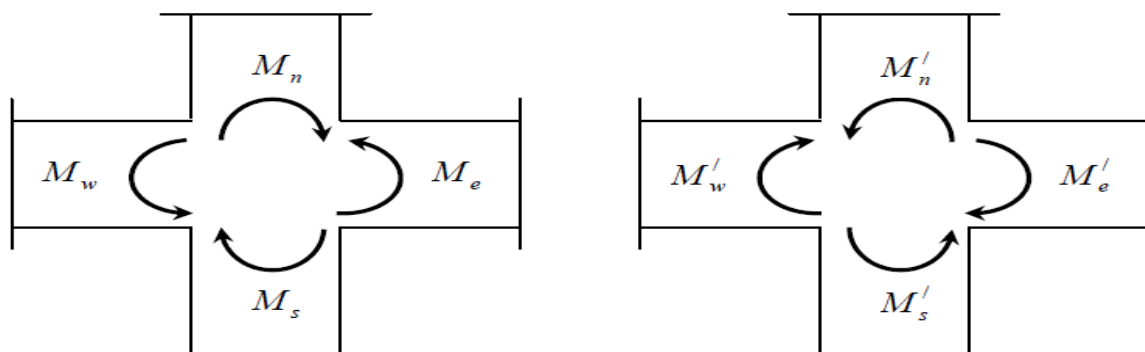


Figure III.2 : Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau [8].

Les deux inéquations (III.4) et (III.5) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour que ces deux inéquations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentées à la figure III.4, pour les quatre structures étudiées.

Poutres principales	Poutres secondaires	Poteaux
 h = 40 cm b = 30 cm Pour tous les niveaux	 h = 35 cm b = 30 cm Pour tous les niveaux	 h = 40 cm b = 35 cm Pour tous les étages

Figure III.3 : Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des 04 variantes étudiées.

III .4.3 Prédimensionnement des planchers :

Tous les planchers sont en corps creux de type (16+4).

III. 5 Hypothèses de travail :

- Planchers, diaphragmes : les planchers présentent une raideur relative suffisante vis-à-vis des éléments verticaux pour pouvoir jouer le rôle de diaphragmes indéformables dans leur plan. Le déplacement de tous les planchers est assimilé à un déplacement de corps rigide, incluant éventuellement la torsion.
- Les poutres sont encastrees sur les poteaux
- Les structures sont supposées encastrees à leurs bases.

III.6 Charges appliquées :

III.6.1 Charges gravitaires :

Les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

a/ plancher courant :

- Les charges permanentes **G= 5,2 KN/m²**.
- Les charges d'exploitation **Q= 1,5 KN/m²**.

b/ plancher terrasse :

- Les charges permanentes **G= 5,69 KN/m²**.
- Les charges d'exploitation **Q= 1,00 KN/m²**.

III.6.2 Charges sismiques:

Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale de ce dernier à l'aide du logiciel SAP2000 [10] et en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini dans le RPA99/version 2003 [8].

III.7 Analyse Modale :

Il existe plusieurs méthodes de modélisation du bâtiment pour l'analyse dynamique :

- La méthode simplifiée dite de la brochette qui consiste à assimiler le bâtiment à une barre verticale ponctuée par des masses concentrées au niveau des planchers, cette méthode peut, dans la plupart des bâtiments murs, rendre compte du comportement dynamique du bâtiment réel avec une assez bonne approximation. Cette méthode n'est toutefois pas universelle car elle exige un calage, qui dans certains cas n'est pas très simple (cas des bâtiments à portiques, ou bien cas des bâtiments très irréguliers)
- La modélisation complète d'un bâtiment en trois dimensions, effectuée à l'aide d'éléments de barres ou autre éléments finis, et ce quelque soit le nombre de nœuds. Les progrès réalisés dans la fabrication des ordinateurs ainsi que dans le développement des logiciels permettent, même sur PC, la résolution de problèmes mettant en œuvre des modèles de plusieurs milliers de nœuds en trois dimensions.

Nous choisissons de réaliser l'analyse modale du bâtiment en employant cette dernière méthode de modélisation, beaucoup plus précise que la première.

III.8 Analyse spectrale :

IV.8.1 Action sismique :

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/Version 2003 [8], qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (III.6)$$

Avec :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas, les quatre bâtiments considérés sont supposés être localisés en zone sismique III et sont de groupe d'usage 2 : $A = 0.25$.

η : Facteur de correction d'amortissement pour un amortissement différent de 5 %. η est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} \geq 0.7$$

où ξ est le pourcentage d'amortissement critique.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} = 0.88.$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

Pour des portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide, ce qui est notre cas:
 $R = 3.5$.

Q : Facteur de qualité.

Q est donné par la relation suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA 99/V2003

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- *système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- *système de voiles* : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

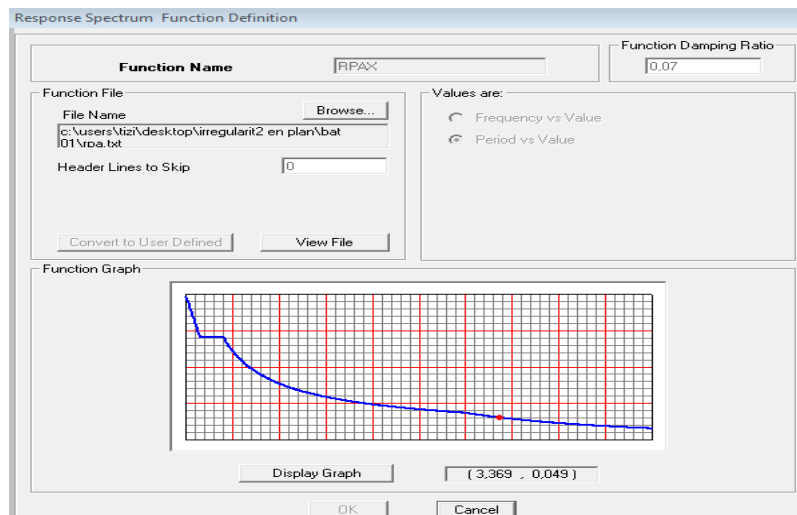
Des essais systématiques sur les matériaux mis en oeuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site d'implantation de l'ouvrage. Dans notre cas, le site est de type S2 (sol ferme), d'où : $T1 = 0,15$ et $T2 = 0,40$.

III.8.2 Introduction du spectre de repense (identique dans les deux directions) dans le SAP 2000, pour les quatre variantes.



III.8.3 Masses "sismiques" concentrées des bâtiments considérés

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [8] :

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

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi} \quad \text{avec :}$$

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

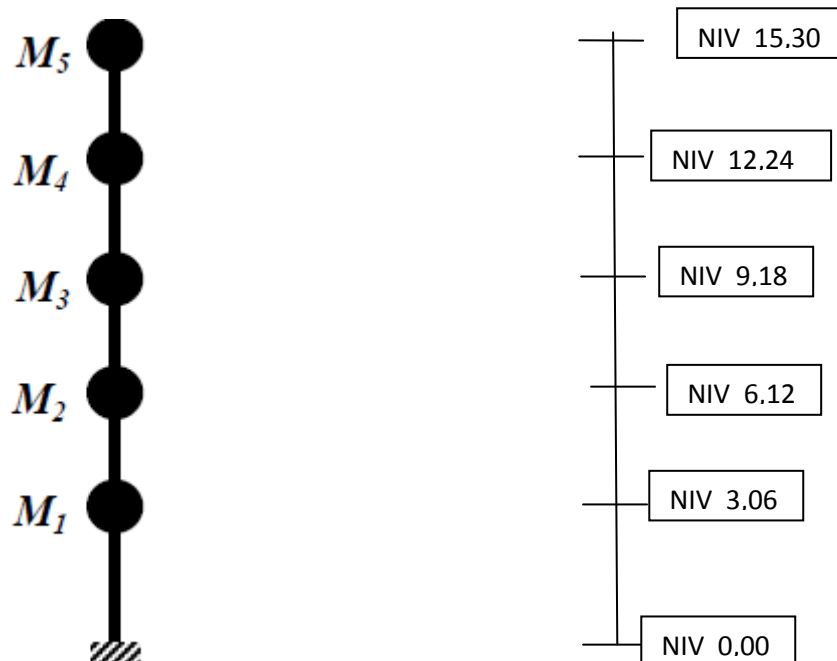
M_{Qi} = Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

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).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux des quatre bâtiments considérés sont données au tableau III.1.

Masses sismiques	Variante 01	Variante 02	Variante 03	Variante 04
M5 (KN)	2118,2844	1941,8272	1788,0494	1061,708
M4 (KN)	2161,7684	1977,5852	1847.893	1164,286
M3 (KN)	2161,7684	1977,5852	1847.893	1164,286
M2 (KN)	2161,7684	1977,5852	1847.893	1164,286
M1(KN)	2161,7684	1977,5852	1847. 893	1164,286

Tableau III.1 : Masses "sismiques" des modèles "brochette " associés aux Quatre variantes.



Modèle " brochette" associé aux quatre bâtiments étudiés

III.9 Périodes propres et Modes propres de vibration des variantes:

Les propriétés modales des quatre variantes étudiées, périodes propres, modes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données dans les tableaux III.2, III.3, III.4, et III.5 suivants :

Variante 01 :

mode	période (sec)	Ux	Uy	sum Ux	sum Uy	Rz
1	0,6317	0,82958	0	0,82958	0	0,21162
2	0,610503	0	0,83942	0,82958	0,83942	0,38607
3	0,542592	0	0	0,82958	0,83942	0,23897
4	0,200133	0,1049	0	0,93448	0,83942	0,02676
5	0,198175	0	0,10541	0,93448	0,94483	0,04848
6	0,175366	0	0	0,93448	0,94483	0,02933
7	0,114169	0	0,03598	0,93448	0,98081	3,9E-16
8	0,111177	0,04088	0	0,97536	0,98081	0,00161
9	0,10047	0	0	0,97536	0,98081	0
10	0,081098	5,6E-19	0,01511	0,97536	0,99592	2,9E-14
12	0,075064	0,01894	5,9E-18	0,99431	0,99592	6,2E-06
13	0,070259	1,2E-18	0	0,99431	0,99592	1,3E-13
14	0,066251	6,7E-18	0,00408	0,99431	0,99999	6E-13

Tableau III.2 : Modes propres de la variante n°01.

Variante 02 :

mode	période (sec)	Ux	Uy	sum Ux	sum Uy	Rz
1	0,630812	<u>0,82784</u>	0,00077	0,82784	0,00077	0,19503
2	0,612015	0,00069	<u>0,83361</u>	0,82853	0,83437	0,44439
3	0,545169	0,00053	0,00458	0,82906	0,83895	0,19667
4	0,199693	0,1041	0,00108	0,93316	0,84003	0,01968
5	0,198416	0,00099	0,10381	0,93415	0,94384	0,05964
6	0,175999	0,00005704	0,00044	0,9342	0,94427	0,02486
7	0,114116	2,515E-07	0,03615	0,9342	0,98042	0,01793
8	0,110772	0,041	4,137E-08	0,9752	0,98042	0,01048
9	0,100652	0,00001476	0,00008409	0,97522	0,98051	0,00965
10	0,080836	2,34E-08	0,01532	0,97522	0,99582	0,0074
11	0,074696	0,01904	1,973E-09	0,99426	0,99582	0,00479
12	0,070182	1,786E-06	0,00000869	0,99426	0,99583	0,00464
13	0,065895	1,198E-09	0,00416	<u>0,99426</u>	<u>0,99999</u>	0,00201

Tableau III.3: Modes propres de la variante n°02.**Variante 03 :**

mode	période (sec)	Ux	Uy	sum Ux	sum Uy	Rz
1	0,6181	<u>0,82535</u>	0,0012	0,82535	0,0012	0,23735
2	0,598477	0,00146	<u>0,83141</u>	0,82681	0,8326	0,31728
3	0,525722	0,00192	0,00551	0,82873	0,83811	0,27869
4	0,195654	0,10282	0,00224	0,93156	0,84035	0,02301
5	0,194039	0,00234	0,10312	0,9339	0,94347	0,04749
6	0,169217	0,00027	0,00102	0,93417	0,94449	0,03613
7	0,111598	0,00004747	0,03564	0,93421	0,98013	0,01111
8	0,108472	0,04086	0,00005754	0,97508	0,98018	0,01394
9	0,096216	0,00012	0,00047	0,9752	0,98065	0,01325
10	0,079188	2,267E-06	0,01503	0,9752	0,99569	0,00493
11	0,073162	0,01897	5,057E-06	0,99417	0,99569	0,00634
12	0,066967	0,00008718	0,0002	<u>0,99426</u>	<u>0,99589</u>	0,00567

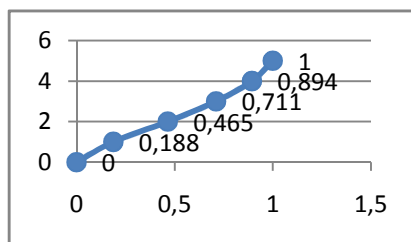
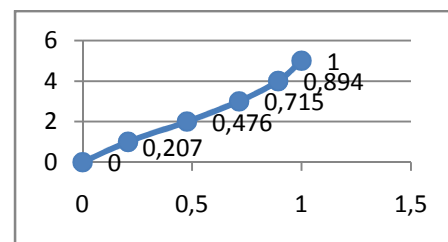
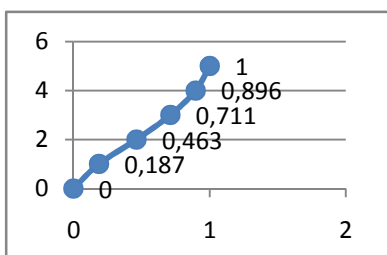
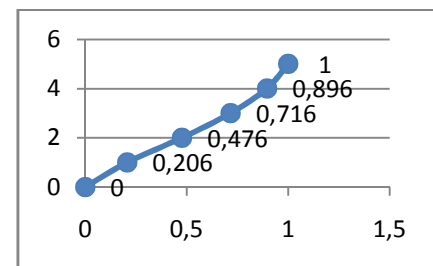
Tableau III.4 : Modes propres de la variante n°03.

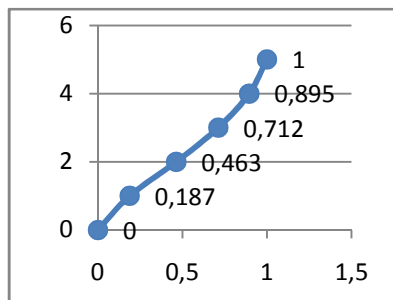
Variante 04 :

mode	période (sec)	Ux	Uy	sum Ux	sum Uy	Rz
1	0,36484	0,79871	0,00271	0,79871	0,00271	0,28972
2	0,353954	0,00852	0,77723	0,80724	0,77994	0,44513
3	0,335861	0,02094	0,05865	0,82818	0,83859	0,0985
4	0,115732	0,09582	0,00528	0,924	0,84387	0,05319
5	0,114949	0,00701	0,09676	0,93101	0,94064	0,03685
6	0,108743	0,00299	0,0038	0,934	0,94443	0,01611
7	0,066453	0,00001583	0,03572	0,93402	0,98015	0,01885
8	0,064582	0,03953	0,00005249	0,97355	0,9802	0,01183
9	0,06256	0,00146	0,00032	0,97501	0,98052	0,00766
10	0,047475	7,938E-09	0,01528	0,97501	0,9958	0,00678
11	0,044089	0,00382	5,861E-07	0,97883	0,99581	0,00987
12	0,043863	0,01533	1,862E-07	0,99417	0,99581	0,00049
13	0,038926	4,829E-09	0,00418	0,99417	0,99998	0,00172

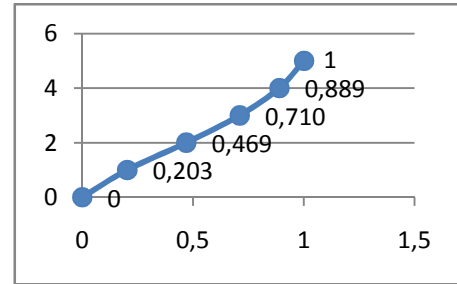
Tableau III.5 : Modes propres de la variante n°04.

- A travers ces quatre tableaux (III.2 ; III.3 ; III.4 ; et III.5), on remarque que, plus le pourcentage de décrochement augmente, la période fondamentale de la structure diminue, car la masse de la structure diminue avec l'augmentation de ces décrochements.

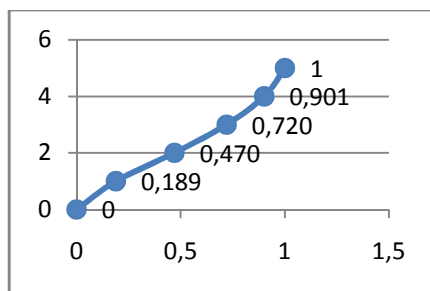
III.9.1 La déformée selon le premier et le deuxième mode de vibration des quatre variantes suivant les deux directions (xx et yy).**Variante 01 :****Déformée du 1er mode selon la direction xx****Déformée du 2ème mode selon la direction yy****Variante 02:****Déformée du 1er mode selon la direction xx****Déformée du 2ème mode selon la direction yy**

Variante 03:

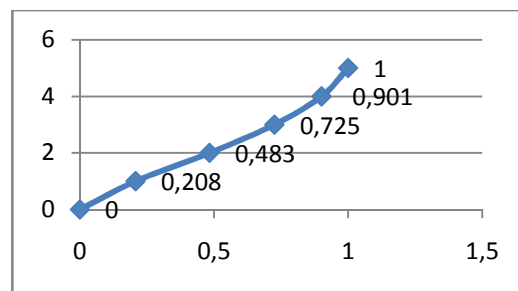
Déformée du 1^{er} mode selon la direction xx



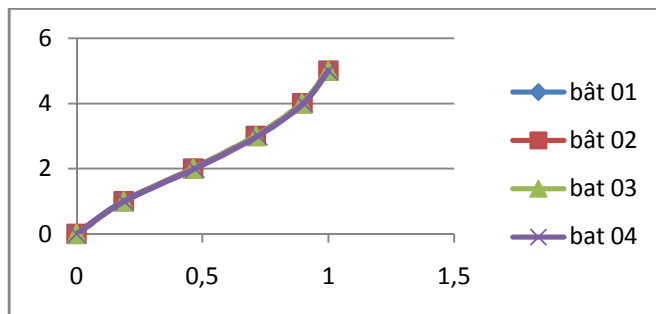
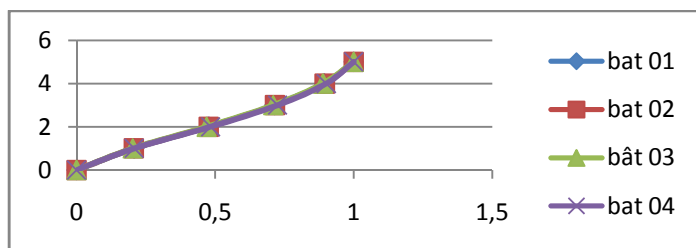
Déformée du 2^{ème} mode selon la direction yy

Variante 04:

Déformée du 1er mode selon la direction xx



Déformée du 2er mode selon la direction yy

Déformées des quatre bâtiments selon le premier mode (sens xx)**Déformées des quatre bâtiments selon le deuxième mode (sens YY).**

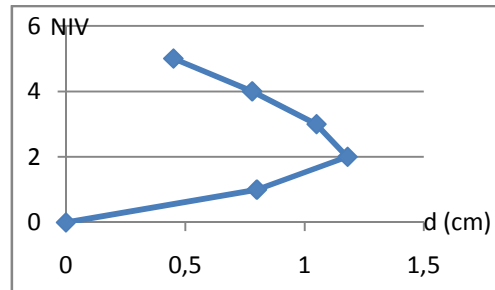
- On remarque que les quatre variantes ont la même déformée pour le mode 01 (sens xx), et pour le mode 02 (sens yy).

III.10 déplacement inter étages selon le premier et le deuxième mode de vibration des quatre variantes.

Variante 01 :

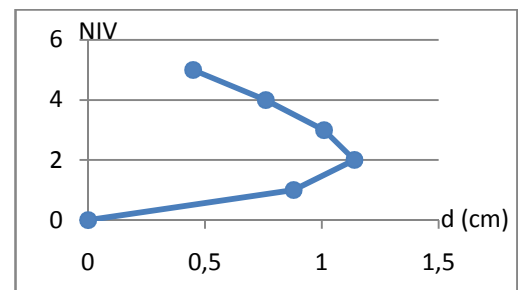
Déplacement inter étage de la variante 01 selon le mode 01 (sens xx).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,008	0,8
6,12	0,0198	1,18
9,18	0,0303	1,05
12,24	0,0381	0,78
15,3	0,0426	0,45



Déplacement inter étage de la variante 01 selon le mode 02 (sens yy).

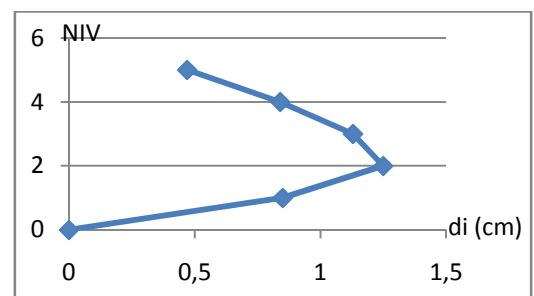
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0088	0,88
6,12	0,0202	1,14
9,18	0,0303	1,01
12,24	0,0379	0,76
15,3	0,0424	0,45



Variante 02 :

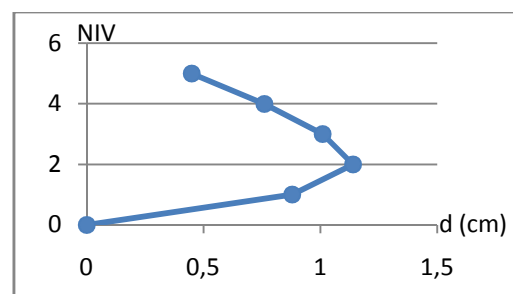
Déplacement inter étage de la variante 02 selon le mode 01 (Sens xx) :

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0085	0,85
6,12	0,021	1,25
9,18	0,0323	1,13
12,24	0,0407	0,84
15,3	0,0454	0,47



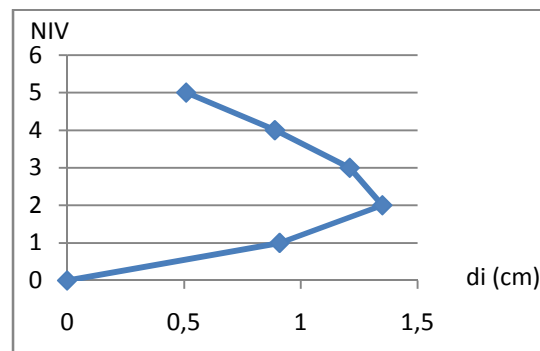
Déplacement inter étage de la variante 02 selon le mode 02 (Sens yy) :

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0088	0,88
6,12	0,0202	1,14
9,18	0,0303	1,01
12,24	0,0379	0,76
15,3	0,0424	0,45

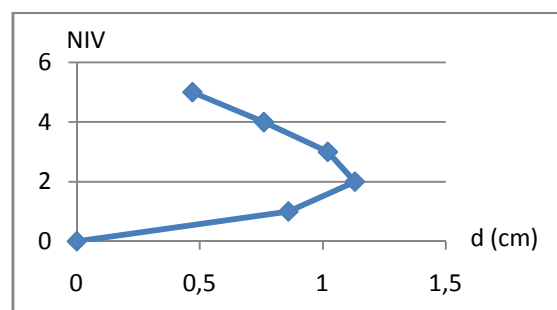


Variante 03:**Déplacement inter étage de la variante 03 selon le mode 01 (Sens xx) :**

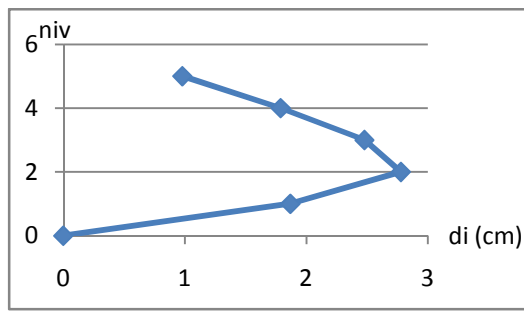
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0091	0,91
6,12	0,0225	1,34
9,18	0,0346	1,21
12,24	0,0435	0,89
15,3	0,0486	0,51

**Déplacement inter étage de la variante 03 selon le mode 02(Sens yy) :**

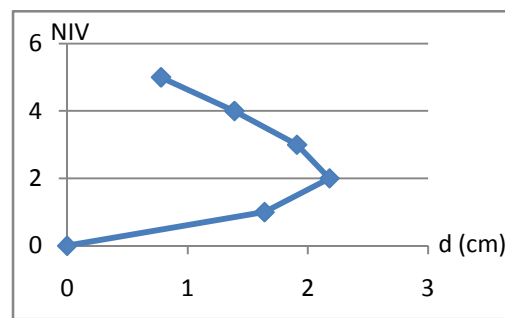
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0086	0,86
6,12	0,0199	1,13
9,18	0,0301	1,02
12,24	0,0377	0,76
15,3	0,0424	0,47

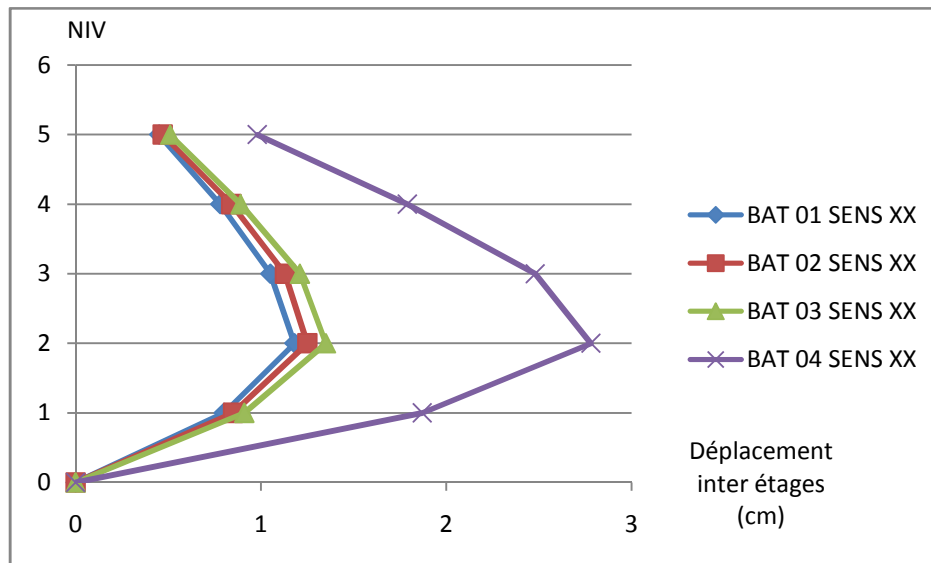
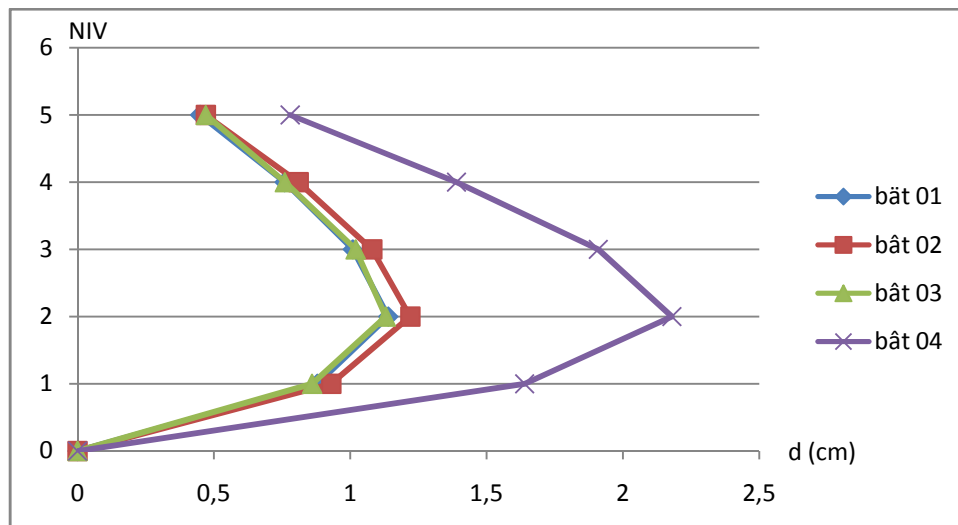
**Variante 04:****Déplacement inter étage de la variante 04 selon le mode 01(Sens xx) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0187	1,87
6,12	0,0465	2,78
9,18	0,0713	2,48
12,24	0,0892	1,79
15,3	0,099	0,98

**Déplacement inter étage de la variante 04 selon le mode 02(Sens yy) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0164	1,64
6,12	0,0382	2,18
9,18	0,0573	1,91
12,24	0,0712	1,39
15,3	0,079	0,78



Déplacement inter étages des quatre variantes sur le même graphique :Mode 01Mode 02

- A travers ces courbes, on remarque que plus le décrochement est important, plus le déplacement inter étages est important, ce qui est néfaste pour la structure qui présente le plus grand pourcentage de décrochement, soit la variante n0 04 ($I_x/L_x = 60\%$ et $I_y/L_y = 50\%$).

III.11 Ferrailage des structures :III.11.1 Introduction

Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes Et d'exploitation) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes

de calcul utilisés à cet effet, le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 [9] et le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 [8].

Les caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier utilisés pour le ferrailage des poutres et poteaux des deux portiques étudiés sont :

- **pour le béton** : la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **pour l'acier** : les aciers longitudinaux et transversaux utilisés sont de nuance FeE400, de limite d'élasticité $f_y = 400 \text{ MPa}$.

III.11.2 Ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés :

pour le **BAEL 91** : $1.35G + 1.5Q$ à l'état limite ultime (ELU)

$G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

où G : Charges permanentes et Q : Charges d'exploitation

pour le **RPA 99 / Version 2003** : $G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$; avec E = Action sismique

b) Armatures transversales

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

III.11.3 Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies également dans les deux codes de calcul utilisés:

pour le **BAEL 91** : $1.35G + 1.5Q$ à l'état limite ultime (ELU)

$G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

pour le **RPA 99 / Version 2003** : $G + Q \pm 1.2 E$

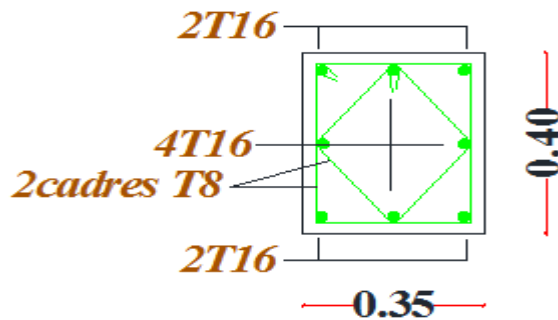
$0.8G \pm E$

b) Armatures transversales :

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

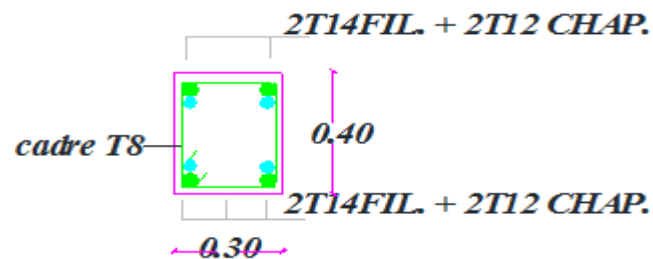
III.11.4 Sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux

- Les poteaux :

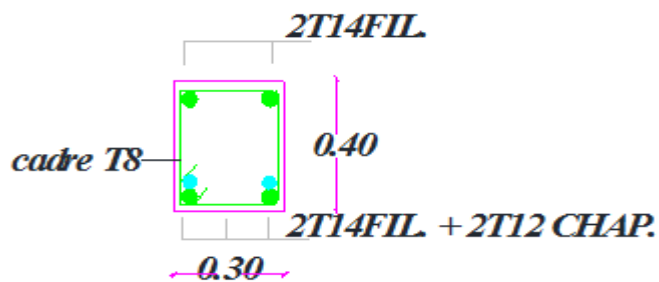


- Les poutres principales :

a/ Appuis :

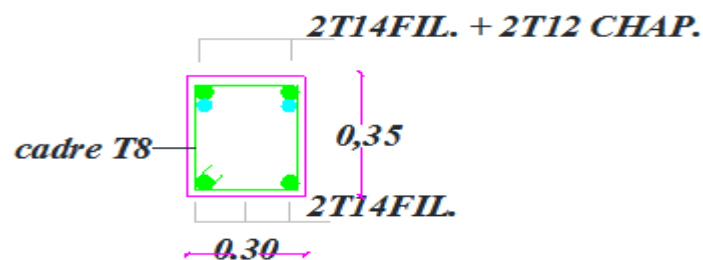


b/ travées :

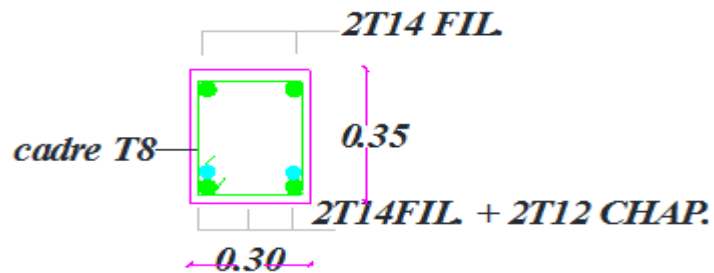


- Les poutres secondaires :

a/ appuis :



b/ travées :



Remarque : Les sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux présentées, sont calculer pour les différents portiques du bâtiment 01 (variante 01), et on a adapté les mêmes sections pour les autres structures (variantes) étudiées.

III.12 Conclusion : après analyse modale spectrale des quatre variantes avant confortement, on a constaté que plus le pourcentage de décrochement augmente, la période fondamentale de la structure diminue et son déplacement inter étages augmente.

CHAPITRE IV
ANALYSE PUSH OVER
DES STRUCTURES
ETUDIEES

IV.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (Push over) des quatre structures étudiées, elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

Dans ce chapitre, on procède d'abord à l'étude push over des quatre bâtiments autostables, ensuite, et selon le mode de ruine des deux premières variantes (VAR 01 et VAR 02), on renforce ces derniers par l'ajout de voiles en béton armé de telle sorte que leur emplacement soit dans les zones dangereuses, et en fait l'analyse push over de ces deux structures mixtes (variante 01 après confortement et variante 02 après confortement).

IV.2 Etude push over des structures avant confortement:

IV.2 .1 Modélisation des structures étudiées :

La modélisation des éléments principaux, poutres et poteaux, des variantes étudiées, présentées et dimensionnées au chapitre III, est effectuée en tenant compte du comportement non-linéaire des poutres et poteaux des portiques en béton armé des quatre variantes étudiées.

Les poutres et poteaux des portiques en béton armé sont modélisés en tenant compte de leur comportement non-linéaire en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant de la section droite du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

Le logiciel SAP2000/V14, offre une possibilité d'introduire des rotules plastiques dans les poutres et poteaux, avec des lois de comportement définies par défaut par ce logiciel.

Pour les poutres, on a introduit des rotules de flexion (défaut M_3), et de cisaillement (défaut V_2).

Pour les poteaux, on a introduit des rotules de flexion de type (PMM) qui est un couplage d'effort normal et moment, et des rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (défaut V_2) et suivant l'axe 3-3 (défaut V_3). [10].

Les propriétés des rotules plastiques pour les poutres et les poteaux définies par défaut par le logiciel, sont extraites des codes FEMA 273 [28] et ACI 318-95 [27].

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un model idéalisé, représenté par une courbe force-déplacement. (Figure IV.1).

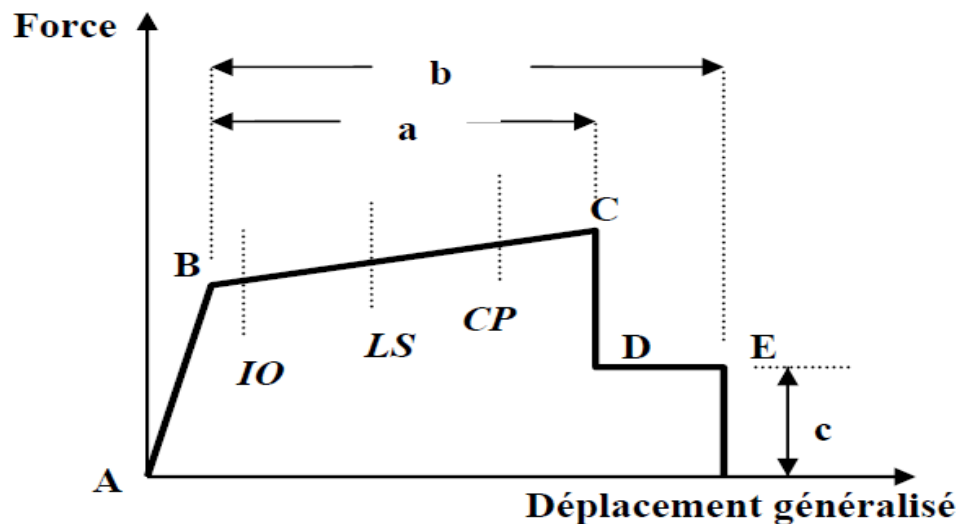


Figure IV.1 : Loi Force - Déplacement non linéaire idéalisée utilisée pour les poutres et poteaux d'un portique [28].

Le segment **A-B** représente la phase élastique de la section, le point **C** correspond à la capacité ultime et marque la phase de dégradation de la section (chute de la résistance) segment **C-D**. Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime (point **E**) correspondant à la ruine de la section.

Dans les analyses effectuées dans le cadre de la présente investigation, trois points présentant trois niveaux de dommages (appelés niveaux de performance) sont définis sur la courbe force-déplacement de la figure IV.1 :

- 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 **IO** », les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau « Life Safety **LS** », la structure a subi des dommages importants, qui pourraient induire une perte significative de sa raideur.

Au niveau « Collapse Prevention **CP** », la structure a subi des dommages extrêmes. Et si, elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

- Introduction des rotules plastiques aux niveaux des zones nodales des poutres et poteaux dans le SAP 2000/V14 comme suit :

a/ les poutres :

Sélection des poutres → assigne → frame → hinges... → dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.2), pour chaque type de rotule choisie « hinge property », on introduit dans la case « relative distance » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres.

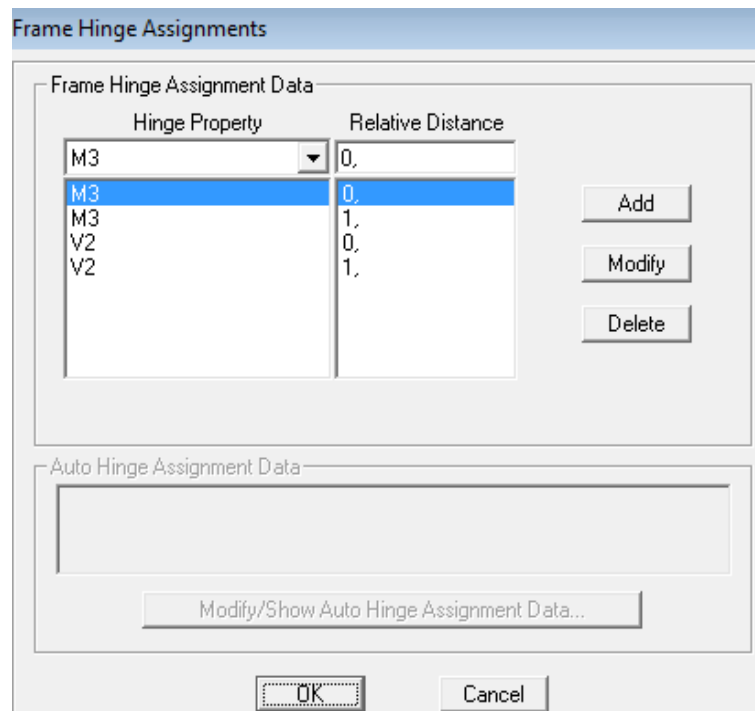


Figure IV.2 : Introduction des rotules plastiques dans les poutres.

b/ les poteaux :

Sélection des poteaux → assigne → frame → hinges... → dans la fenêtre qui apparait (Figure IV.3), pour chaque type de rotule choisie « hinge property », on introduit dans la case « relative distance » les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspond aux extrémités des poteaux.

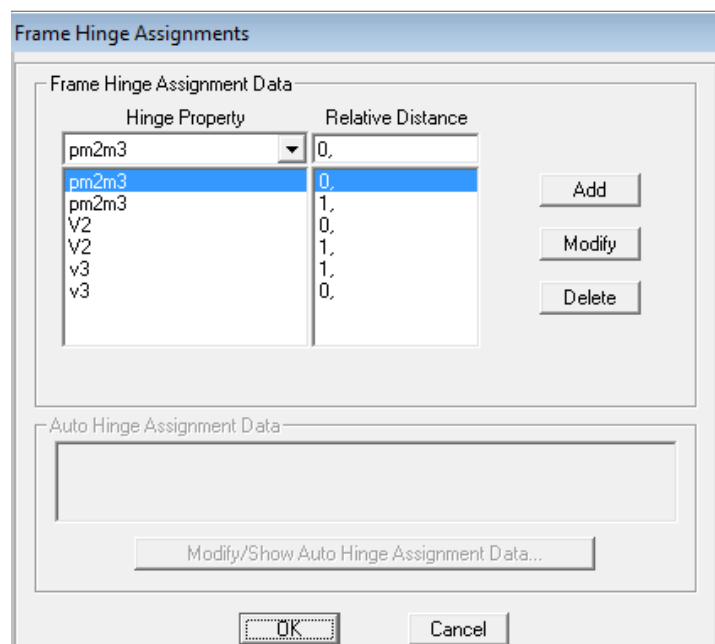


Figure IV.3 : Introduction des rotules plastiques dans les poteaux.

IV.2.2 Définition de l'analyse push over :

Après avoir défini et introduit le comportement non linéaire des éléments de la structure (poteaux, poutres) dans le logiciel, on peut à présent passer à définir et introduire le chargement de l'analyse push over.

L'analyse en poussée progressive (*pushover* en anglais) est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

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.

Analyse à force contrôlée : ce type de contrôle est utilisé lorsque les charges sont connues, et lorsque la structure est supposée pouvoir supporter ces charges. Ce type de contrôle est en général utilisé pour contrôler l'application des charges de gravité.

Analyse à déplacement contrôlé : on contrôle un déplacement type d'un point de la structure. Dans ce cas, l'amplitude de la combinaison de charges est augmentée par le programme jusqu'à ce que le déplacement cible atteigne la valeur spécifiée. On utilise le déplacement cible lorsque des déplacements spécifiques sont recherchés, et lorsque l'amplitude des charges n'est pas connue à l'avance. Ce type de contrôle est en général utilisé pour l'application des forces sismiques.

La distribution des forces horizontales utilisée dans notre étude est celle correspondant au 1^{er} mode de translation élastique suivant la direction xx, et au 2^{ème} mode selon la direction yy de la structure, qui correspond à un schéma de forces triangulaire pour les deux modes.

On définit un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme, de manière à associer les résultats de l'analyse *pushover* caractérisant la capacité de déformation de la structure à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible. Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut de la structure.

- **Définition de l'analyse sous charges gravitaires :**

Avant la définition de ce chargement, il est nécessaire, de définir les Caractéristiques non linéaires des matériaux utilisés (acier et béton), comme suit :

a/ Le béton :

La contrainte admissible du béton à la compression : $\sigma_b^- = 25 \text{ MPa}$.

La contrainte admissible du béton à la traction : $\sigma_b^+ = 2,1 \text{ MPa}$.

La déformation relative du béton comprimé : $\epsilon_b^- = 3,5 \text{ ‰}$.

La déformation relative du béton tendu : $\epsilon_b^+ = 0,2 \text{ ‰}$.

Module de Young du béton tendu : $E_{b^+} = 32164200 \text{ KN/m}^2$

Module de Young du béton comprimé : $E_{b^-} = 32164200 \text{ KN/m}^2$

En introduisant ces caractéristiques mécaniques dans le logiciel, on obtient la loi de comportement non linéaire du béton (Figure : IV.4).

Defaine → Materials → béton → introduire les Caractéristiques non linéaires du béton → on obtient la loi de comportement du béton (Figure : IV.4)

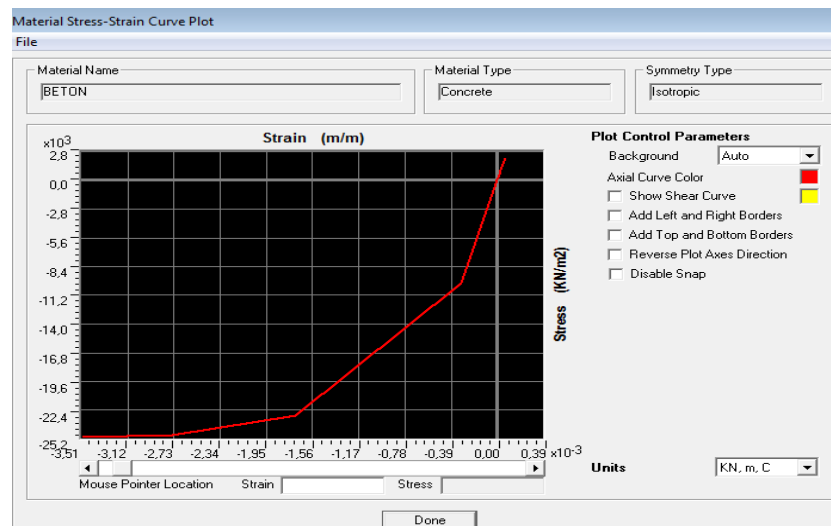


Figure IV.4 : Définition de la loi de comportement non linéaire du béton (SAP 2000/V14).

b/ l'acier:

La contrainte admissible d'armature comprimée $\sigma_a^- = 400$ MPa.

La contrainte admissible d'armature tendue $\sigma_a^+ = 400$ MPa.

Module de Young d'armature tendue : $E_{a^+} = 20\,107$ KN/m²

Module de Young d'armature comprimée : $E_{a^-} = 20\,107$ KN/m²

La déformation relative d'armature comprimée $\epsilon_b^- = 10\,000$.

La déformation relative d'armature tendue $\epsilon_b^+ = 10\,000$.

En introduisant ces caractéristiques mécaniques dans le logiciel, on obtient la loi de comportement non linéaire des armatures utilisées dans le ferrailage des structures étudiées (Figure : IV.5).

Defaine → Materials → acier → introduire les Caractéristiques non linéaires de l'acier → on obtient la loi de comportement de l'acier (Figure : IV.5).

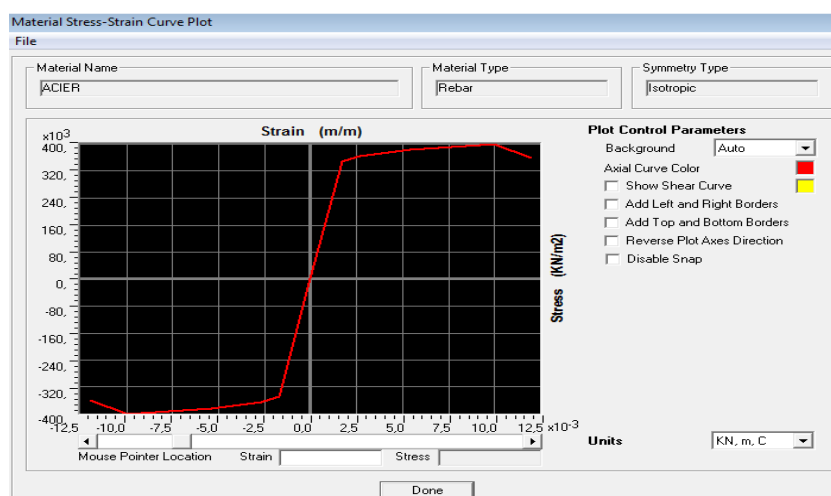


Figure IV.5 : Définition de la loi de comportement non linéaire de l'acier (SAP 2000/V14).

Après avoir défini ces deux lois de comportement, on passe à présent à définir le chargement gravitaire pour l'analyse push over.

Pour se faire, on clique sur: Define → load cases → add new load cases

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV.6), on introduit le nom du chargement (Gravitaire Non Linéaire « GNL »).

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA 99/V2003 [8] pour la détermination des charges sismiques : $(G + 0,2Q)$ en faisant travailler les matériaux utilisés (acier et béton) dans le domaine non linéaire.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
☐ Linear
☒ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Q	0.2
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q	0.2

Other Parameters:
 Load Application:
 Results Saved:
 Nonlinear Parameters:

Figure IV.6 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges gravitaires.

- **Définition de l'analyse sous charges horizontales:**

Puisque, on a effectué l'analyse push over suivant les deux directions (xx et yy) et pour les deux modes fondamentaux, et pour chaque structure, a savoir mode 01 (sens xx), et mode 02 (sens yy), donc, on a deux chargements horizontaux à définir, l'un suivant xx, et l'autre suivant yy.

Cette étude se fera, en considérant la non linéarité matérielle (matériaux dans le domaine poste élastique) et la non linéarité géométrique (effet P-Δ).

1/ Sens xx :

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

Define → load cases → add new load cases

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure IV .7), on introduit le nom du chargement horizontal suivant le sens xx (Pushxx).

The dialog box 'Load Case Data - Nonlinear Static' is shown. The 'Load Case Name' is 'push xx'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected with 'GX' in the dropdown. Under 'Analysis Type', 'Nonlinear' is selected. Under 'Geometric Nonlinearity Parameters', 'P-Delta' is selected. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table has one entry: Mode 1, Load Name 1, Scale Factor -1. The 'Other Parameters' section shows 'Displ Control', 'Multiple States', and 'Default' are selected.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1.

Figure IV.7 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges horizontales (sens xx).

En cochant « Nonlinear » dans la case « Analyse Type » implique que l'analyse sera faite dans le domaine non linéaire. Et en cochant « P-Delta » dans la case « Geometric Nonlinearity Parameters » c.-à-d. qu'on a considéré la non linéarité géométrique dans cette étude.

En rentrant dans la boîte de dialogue « load application », et en cliquant sur « modify/show » de la figure cochant la case « Displacement Control », l'analyse est effectuée en mode 'déplacement contrôlé', et le nœud de contrôle est défini dans la case « Monitored Displacement », et que le déplacement cible est défini par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage, soit : $d_{\text{cible}} = H/25$.

2/ Sens yy :

Même procédure appliquée pour le sens xx, sauf que, pour ce sens là, le chargement sera suivant le sens yy (mode 02) et son nom (Pushyy).Figure :IV.8

The dialog box 'Load Case Data - Nonlinear Static' is shown. The 'Load Case Name' is 'push yy'. The 'Load Case Type' is 'Static'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case' is selected with 'GY' in the dropdown. Under 'Analysis Type', 'Nonlinear' is selected. Under 'Geometric Nonlinearity Parameters', 'P-Delta' is selected. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table has one entry: Mode 2, Load Name 2, Scale Factor 1. The 'Other Parameters' section shows 'Displ Control', 'Multiple States', and 'Default' are selected.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1.

Figure IV.8 : Définition du chargement de l'analyse push over sous charges horizontales (sens yy).

IV.2.3 Exécution de l'Analyse statique non linéaire en poussée progressive et extraction des courbes de capacité :

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :
Analyze → Run Analysis → Always Show → Run Now.

Pour visualiser la courbe de capacité: Display → show Static Pushover Curve.

Dans la fenêtre qui apparaît (Figure : IV.8.a), on choisit le type de chargement push over – défini précédemment- dans la case « Static Nonlinear Case ». cette courbe de capacité peut être donnée par le logiciel sous deux formats différents, et ça en cliquant dans la case «Plot Type» dont on peut choisir « Resultant Base Shear Vs Monitored Displacement » c-a d que la courbe sera visualisée en format Effort tranchant a la base – déplacement au sommet (Figure : IV.9.a), ou bien, on peut choisir « ATC 40 Capacity Spectrom », et la courbe sera donnée en format accélération spectrale - déplacement spectral ($S_a/g - S_d$) (Figure : IV.9.b)

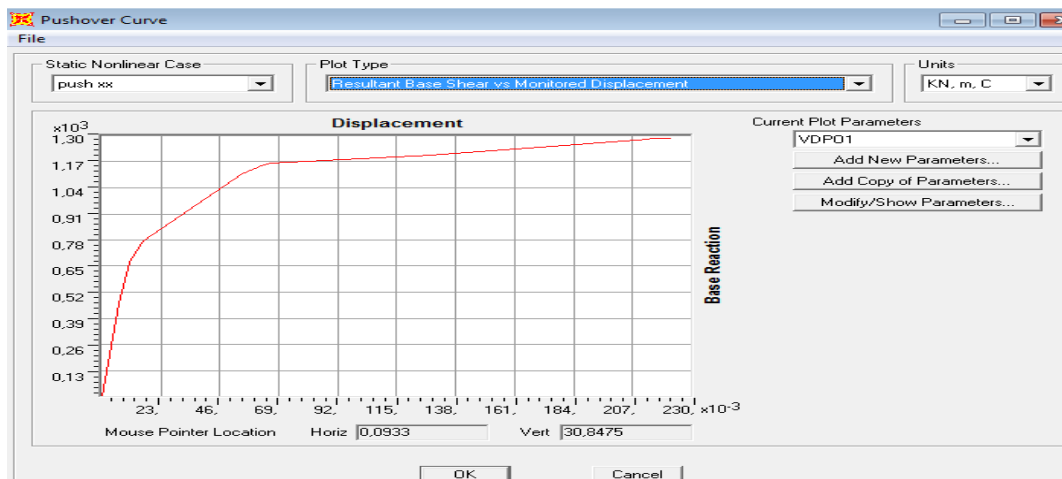


Figure IV.9.a : Courbe de capacité en format (effort tranchant à la base – déplacement au sommet).

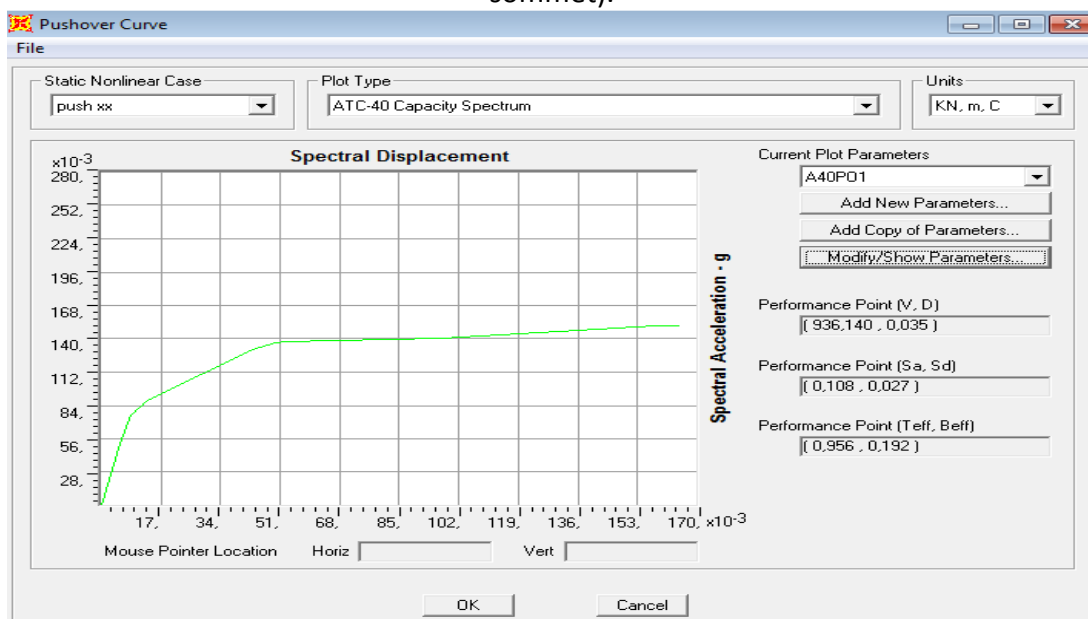


Figure IV.9.b : Courbe de capacité en format ($S_a/g - S_d$).

Les résultats des deux courbes peuvent être exploités sous forme de tableau comme suit :
Fil → Display Table.

Step	Displacement m	Base Force KN	AtoB	BtoD	IDtoLS	LStoCP	CtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	1.788E-18	0,000	1880	0	0	0	0	0	0	0	1880
1	0,006654	463,251	1879	1	0	0	0	0	0	0	1880
2	0,010806	671,625	1802	78	0	0	0	0	0	0	1880
3	0,016270	777,584	1730	150	0	0	0	0	0	0	1880
4	0,054447	1109,437	1642	88	150	0	0	0	0	0	1880
5	0,063204	1155,697	1615	115	150	0	0	0	0	0	1880
6	0,064560	1159,239	1604	126	150	0	0	0	0	0	1880
7	0,066217	1161,820	1601	129	150	0	0	0	0	0	1880
8	0,128286	1203,853	1600	5	275	0	0	0	0	0	1880
9	0,189486	1261,468	1600	0	168	112	0	0	0	0	1880
10	0,212625	1283,567	1599	1	78	158	0	44	0	0	1880
11	0,214941	1284,891	1599	1	75	139	0	66	0	0	1880
12	0,219984	1286,371	1599	1	75	129	0	76	0	0	1880
13	0,222383	1286,698	1599	1	75	109	0	96	0	0	1880

Figure IV.10.a : Courbe de capacité en format (effort tranchant à la base – déplacement au sommet) sous forme de tableau.

Step	Telf	Belf	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFPhi
0	0,631700	0,050000	0,000000	0,000000	0,027461	0,277030	1,000000	1,000000
1	0,631700	0,050000	0,005214	0,052595	0,027461	0,277030	0,817253	1,276263
2	0,673701	0,085729	0,008557	0,075893	0,025365	0,224978	0,821128	1,262901
3	0,774388	0,159803	0,013089	0,087867	0,023947	0,160757	0,821123	1,243002
4	1,154197	0,226727	0,043198	0,130539	0,031331	0,094678	0,788587	1,260404
5	1,212819	0,232079	0,049836	0,136394	0,032616	0,089265	0,786207	1,268230
6	1,222948	0,233919	0,050833	0,136827	0,032784	0,088245	0,786120	1,270025
7	1,235316	0,236267	0,052022	0,137237	0,032983	0,087010	0,785515	1,272861
8	1,665945	0,284248	0,097008	0,140709	0,041153	0,059693	0,793849	1,322435
9	1,959384	0,288117	0,141412	0,148281	0,048116	0,050453	0,789367	1,339963
10	2,054338	0,288561	0,158244	0,150946	0,050413	0,048088	0,789014	1,343658
11	2,064276	0,289053	0,159933	0,151092	0,050619	0,047821	0,789064	1,343941
12	2,086744	0,290652	0,163610	0,151255	0,051046	0,047191	0,789123	1,344567
13	2,097729	0,291573	0,165369	0,151284	0,051243	0,046879	0,789171	1,344771

Figure IV.10.b : Courbe de capacité en format (S_a/g – S_d) sous forme de tableau.

IV.2.4 Résultats de l'analyse push over des quatre variantes étudiées :

IV.2.4.1 Variante 01 :

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommets}$) :

1.1 Sens xx :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	1,79E-15	0
1	0,006654	463,251
2	0,010806	671,625
3	0,01627	777,584
4	0,054447	1109,437
5	0,063204	1155,697
6	0,06456	1159,239
7	0,066217	1161,82
8	0,128286	1203,853
9	0,189486	1261,468
10	0,212625	1283,567
11	0,214941	1284,891
12	0,219984	1286,371
13	0,222383	1286,698

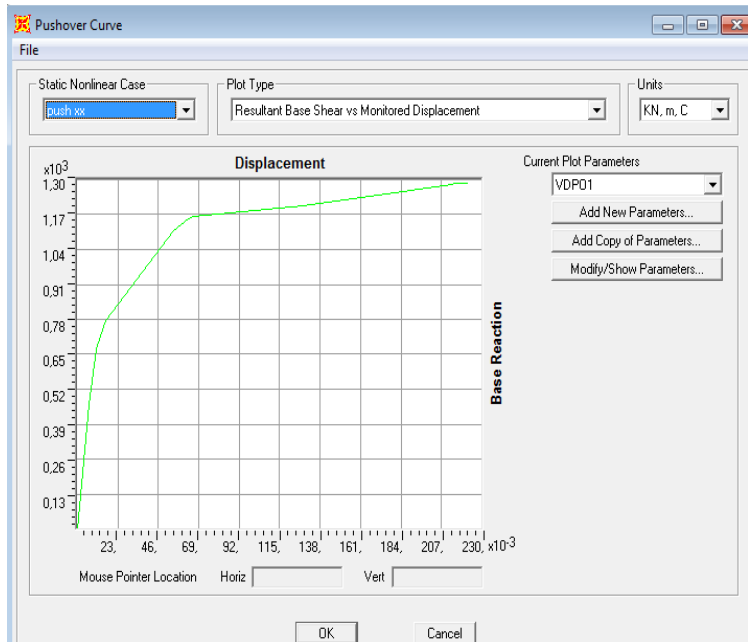


Figure IV.11 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 Sens xx.

1.2 Sens yy :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	6,19E-16	0
1	0,008363	629,911
2	0,013529	933,533
3	0,017022	1029,392
4	0,042649	1303,572
5	0,048659	1341,86
6	0,108343	1480,363
7	0,109577	1482,241

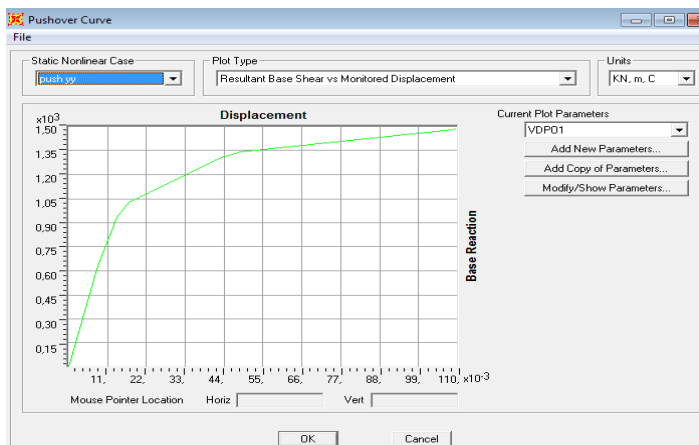


Figure IV.12 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 Sens yy.

2 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) :

2.1 Sens xx :

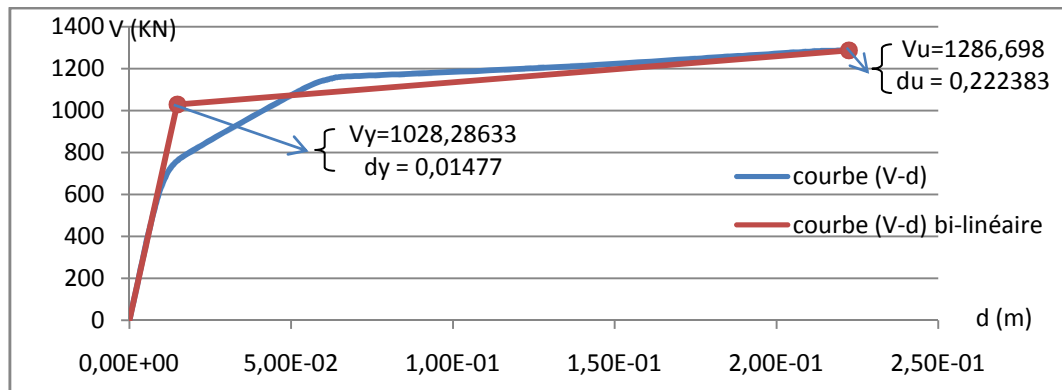


Figure IV.13 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 Sens xx.

2.2 Sens yy :

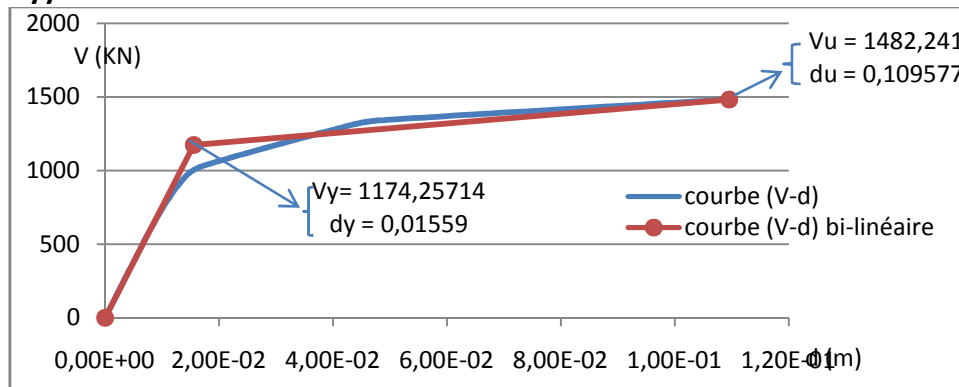


Figure IV.14 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 Sens yy.

IV.2.4.2 Variante 02 :

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommets}$) :

1.1 Sens xx :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-0,000046	0
1	0,006705	427,6
2	0,0120824	621,128
3	0,01679	721,726
4	0,05595	1031,765
5	0,062914	1064,594
6	0,064064	1067,7
7	0,06689	1072,244
8	0,067843	1073,088
9	0,129043	1104,506
10	0,190243	1159,639
11	0,204315	1172,269

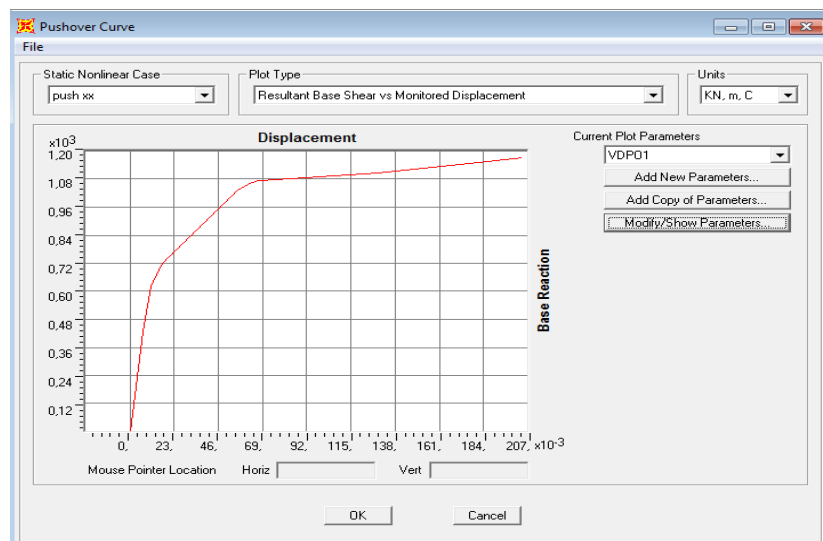


Figure IV.15 : Courbe de capacité de la variante 02 en format ($V_{base} - D_{sommets}$) Sens xx.

1.2 Sens yy :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	0,000071	0
1	0,008446	524,689
2	0,013857	804,515
3	0,019315	940,222
4	0,044771	1186,226
5	0,052196	1227,797
6	0,111384	1354,966

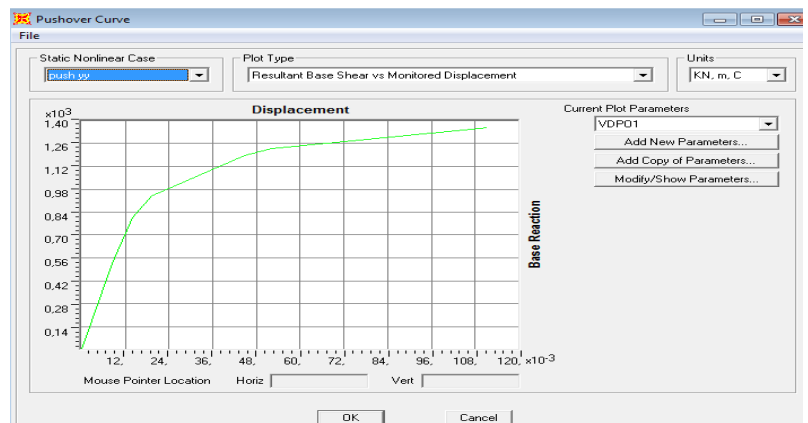


Figure IV.16 : Courbe de capacité de la variante 02 en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

2 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02.

1.1 Sens xx :

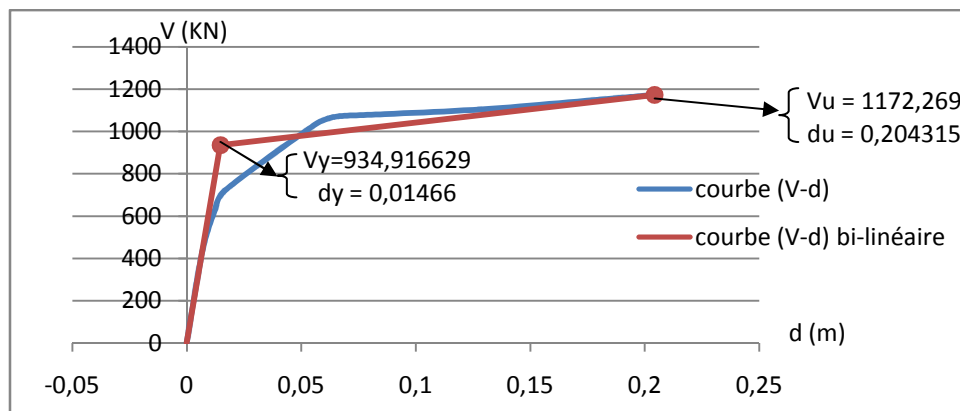


Figure IV.17 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 Sens xx.

2.2 Sens yy :

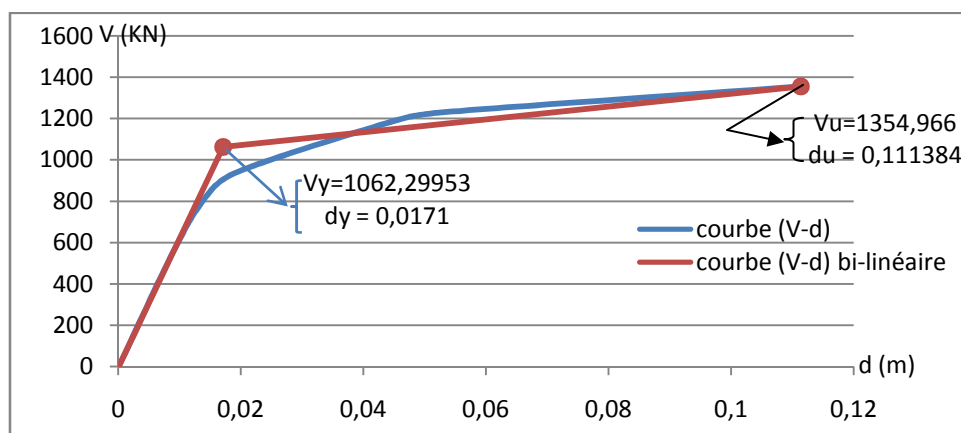


Figure IV.18 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 Sens yy.

IV.2.4.3 Variante 03 :

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) :

1.1 Sens xx :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-0,000074	0
1	0,005939	390,864
2	0,009919	587,379
3	0,011678	632,408
4	0,052203	978,148
5	0,06074	1017,954
6	0,062301	1021,587
7	0,064139	1023,88
8	0,125339	1056,601
9	0,186539	1111,051
10	0,20466	1127,051

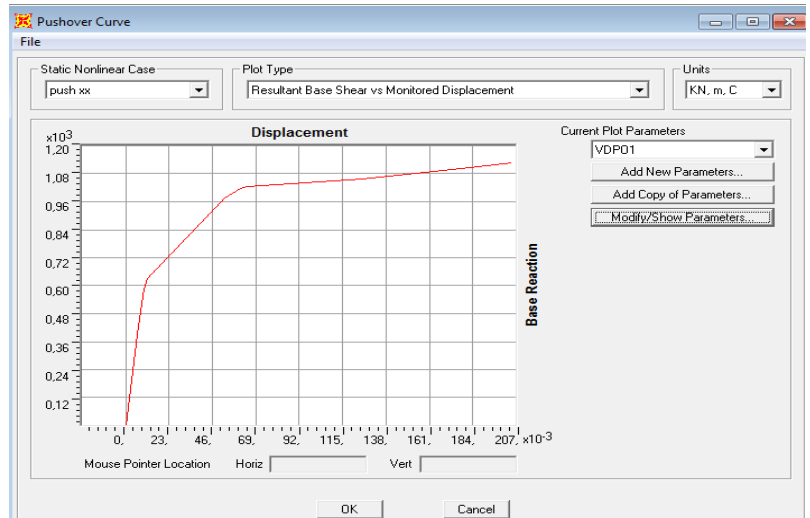


Figure IV.19 : Courbe de capacité de la variante 03 en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens xx.

1.2 Sens yy:

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-3,38E-07	0
1	0,008343	509,583
2	0,013625	781,472
3	0,01832	896,685
4	0,042358	1126,761
5	0,050307	1170,84
6	0,113298	1298,353

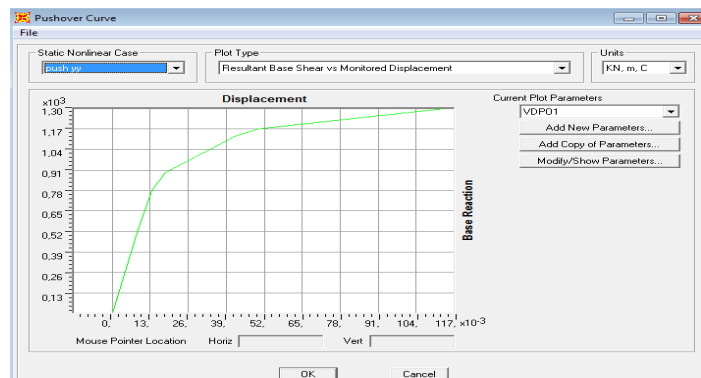


Figure IV.20 : Courbe de capacité de la variante 03 en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

3 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 03 :

3.1 Sens xx :

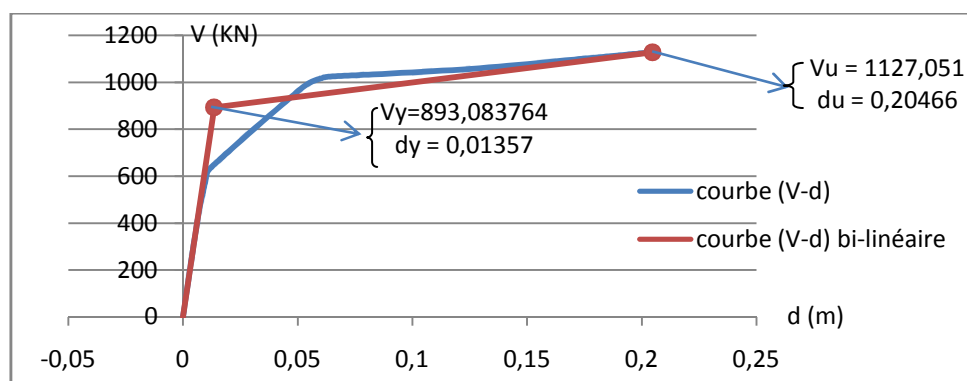


Figure IV.21 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 03 Sens xx.

2.2 Sens yy:

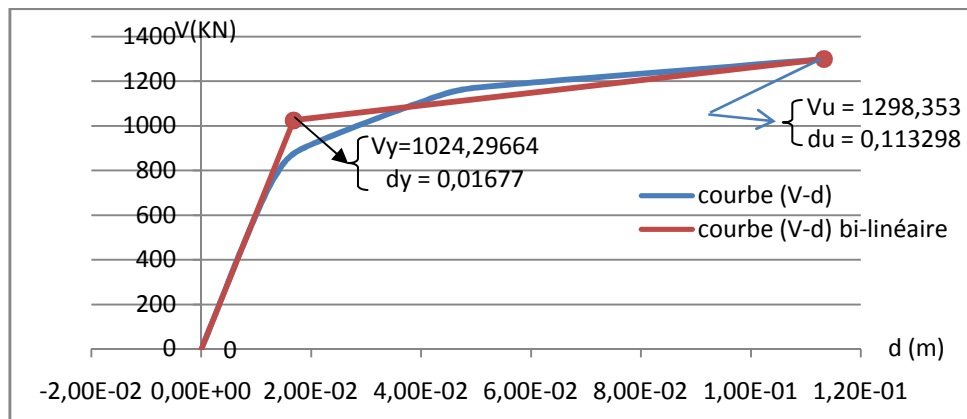


Figure IV.22 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 03 Sens yy.

IV.2.4.4 Variante 04 :

Pour ce bâtiment, on a constaté des rotules plastiques rouge (de type E) aux niveau des poteaux , a la 5ème étape de Push over dans le sens xx , et a la 4ème étape de Push over dans le sens yy (voire les mécanismes de ruine des 04 variantes 'ci après').

C'est pour cette raison qu'on a limité le nombre d'étapes de poussée progressive à 03 pour le sens YY, et à 04 pour le sens XX.

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) :

a/ Sens xx :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-1,52E-06	0
1	0,004925	312,245
2	0,008305	490,917
3	0,010765	557,405
4	0,031696	759,628

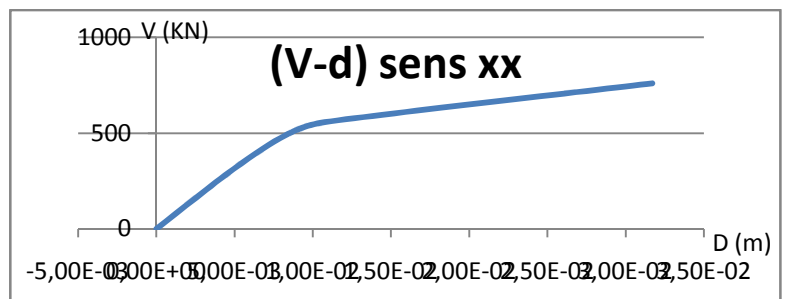


Figure IV.23 : Courbe de capacité de la variante 04 en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens xx.

b/ Sens yy :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	-8,47E-06	0
1	0,004375	357,066
2	0,008727	685,206
3	0,030012	1020,21

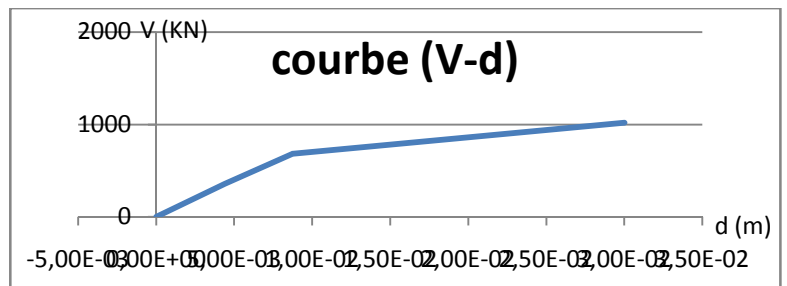


Figure IV.24 : Courbe de capacité de la variante 04 en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

2/ Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 04.

a/ Sens xx :

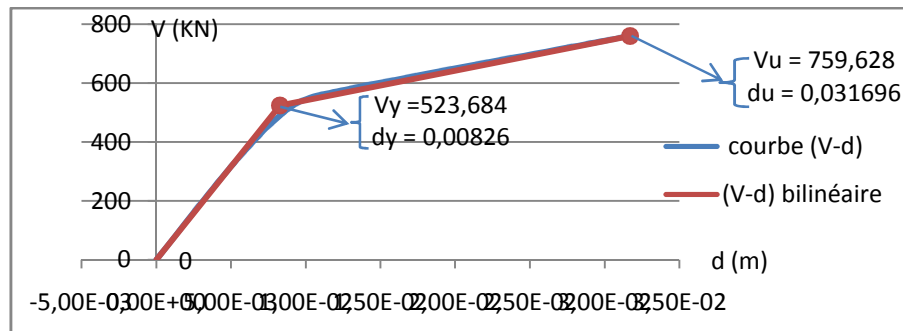


Figure IV.25 : Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommets) de la variante 04 Sens xx.
b/ Sens yy :

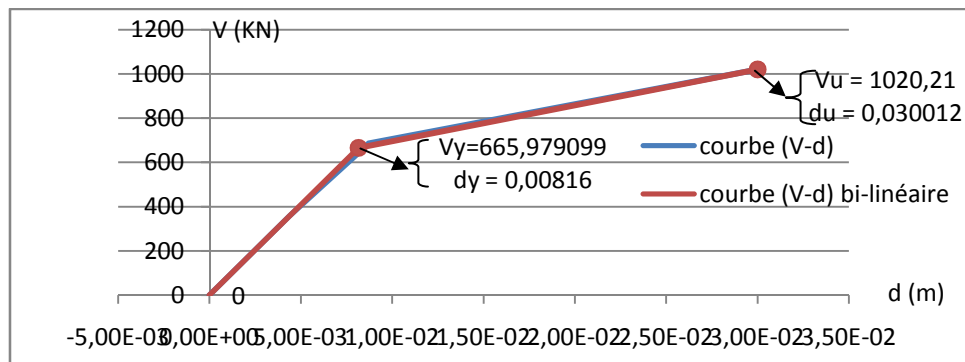


Figure IV.26 : Représentation bi linéaire de la courbe (Vbase – Dsommets) de la variante 04 Sens yy.

IV.2.5 Courbe de capacité en format Accélération Spectrale – déplacement Spectral (Sa-Sd) pour chaque variante :

IV.2.5 .1 Variante 01 :

a/ Sens xx (mode 01):

Step	SdCapacity m	Sa/gCapacity
0	0	0
1	0,005214	0,052595
2	0,008557	0,075893
3	0,013089	0,087867
4	0,043198	0,130539
5	0,049836	0,136394
6	0,050833	0,136827
7	0,052022	0,137237
8	0,097008	0,140709
9	0,141412	0,148281
10	0,158244	0,150946
11	0,159933	0,151092
12	0,16361	0,151255
13	0,165369	0,151284

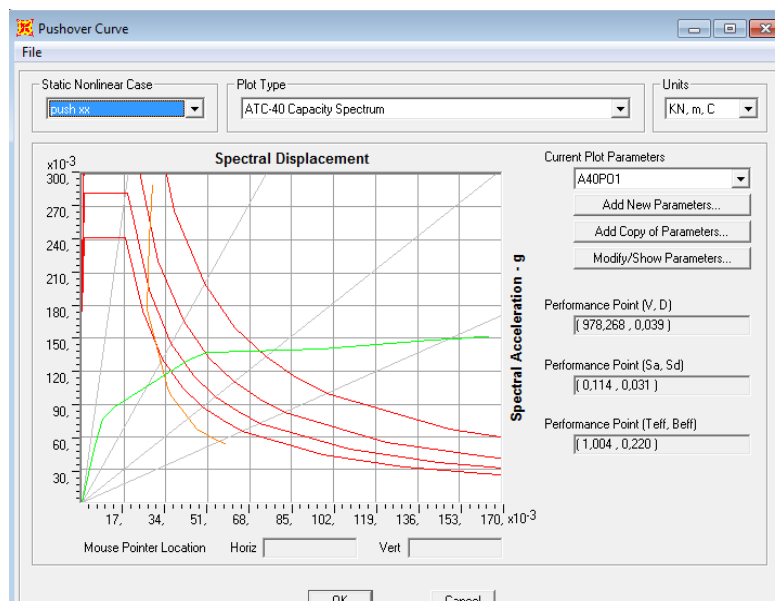


Figure IV.27 : Courbe de capacité de la variante 01 en format (Sa-Sd) selon la direction xx.

b/ sens yy (mode 02) :

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,006543	0,07067
2	0,010699	0,103871
3	0,013628	0,114103
4	0,034942	0,146659
5	0,039788	0,15112
6	0,087969	0,162511
7	0,08897	0,162717

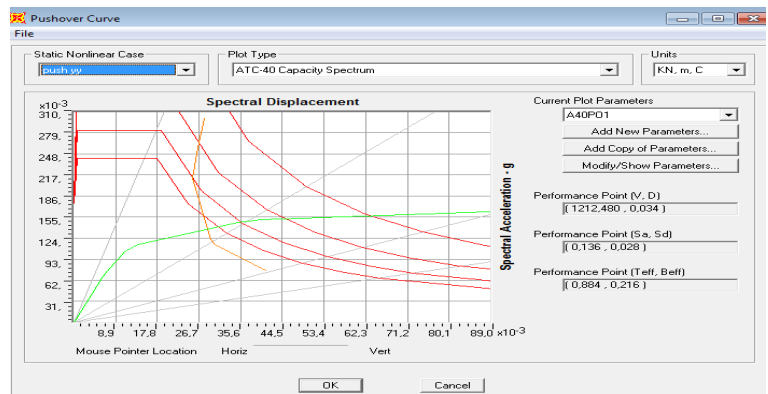


Figure V.28 : Courbe de capacité de la variante 01 en format (Sa – Sd) selon la direction yy.

IV.2.5 2. Variante 02 :

a/ sens xx (mode 01) :

Step	SdCapacity (m)	Sa/gCapacity
0	0	0
1	0,005062	0,049723
2	0,008375	0,072439
3	0,013107	0,085298
4	0,043661	0,129592
5	0,048851	0,133989
6	0,049671	0,134454
7	0,051654	0,135203
8	0,052327	0,135277

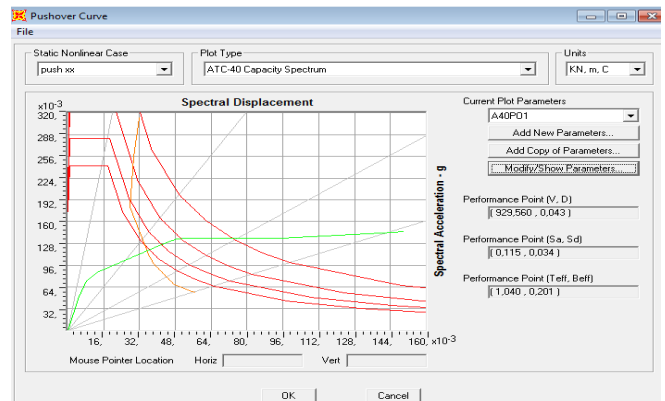


Figure IV.29: Courbe de capacité de la variante 02 en format (Sa-Sd) selon la direction xx.

b/ sens yy (mode 02) :

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,006161	0,068206
2	0,01007	0,103948
3	0,014019	0,120018
4	0,034177	0,148946
5	0,039882	0,154052
6	0,08651	0,165307

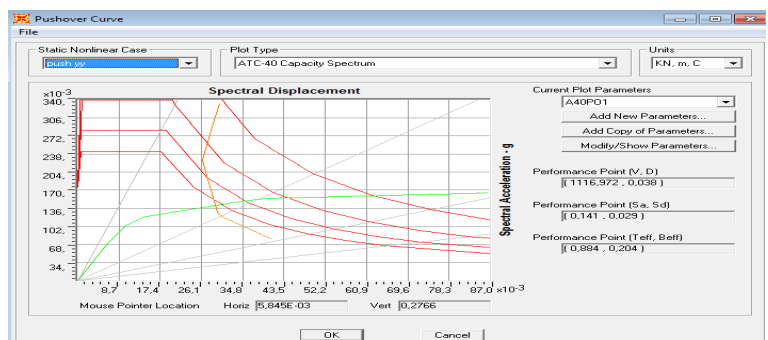
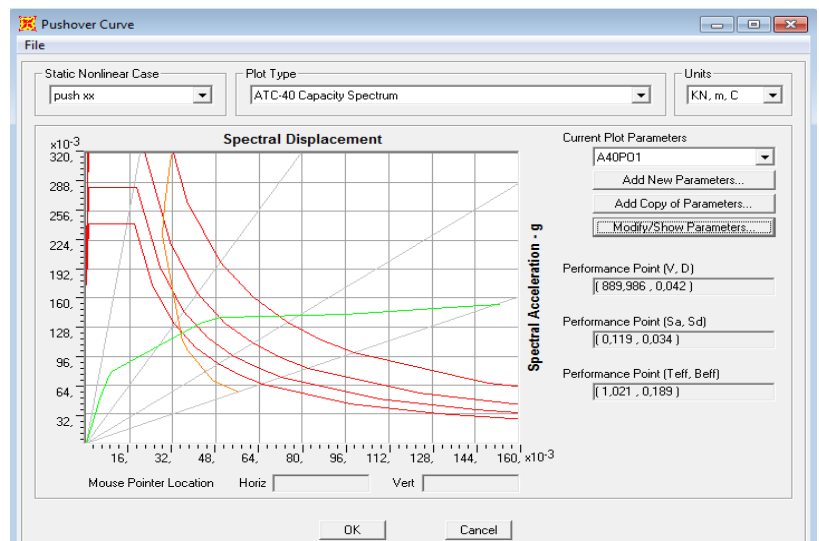


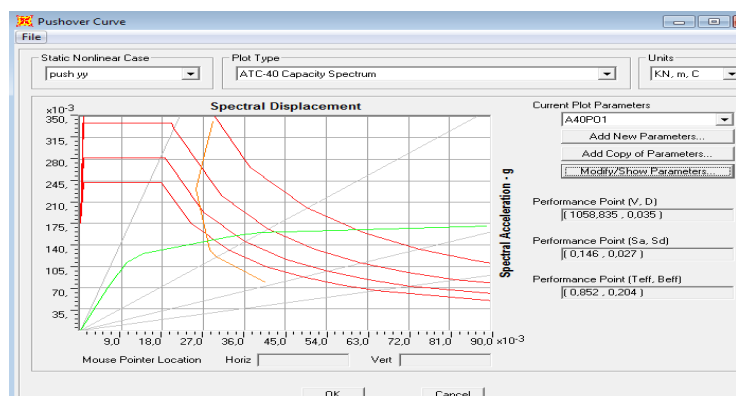
Figure IV.30: Courbe de capacité de la variante 02 en format (Sa-Sd) selon la direction yy.

IV.2.5 .3 variante 03 :**a/ sens xx (mode 01) :**

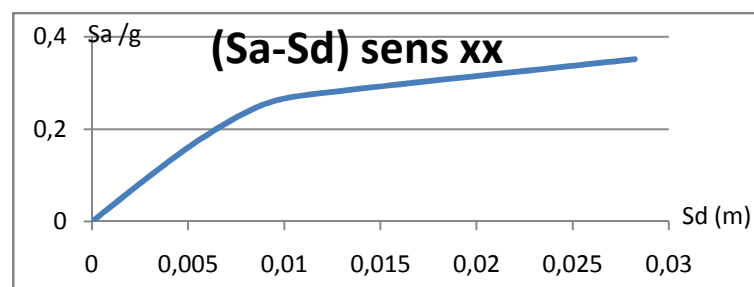
Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,004788	0,048638
2	0,008134	0,073389
3	0,009669	0,079471
4	0,041991	0,132296
5	0,048545	0,138233
6	0,049702	0,138815
7	0,051035	0,139243
8	0,095883	0,141887
9	0,140268	0,150706
10	0,153383	0,153223

**Figure IV.31 :** Courbe de capacité de la variante 03 en format (Sa-Sd) selon la direction xx.**b/ sens yy (mode 02) :**

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,006293	0,073889
2	0,01026	0,111912
3	0,013832	0,125963
4	0,03321	0,154455
5	0,039329	0,159758
6	0,089202	0,17069

**Figure IV.32 :** Courbe de capacité de la variante 03 en format (Sa-Sd) selon la direction yy.**IV.2.5 .3 variante 04:****a/ sens xx (mode 01) :**

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,004852	0,156087
2	0,008393	0,24446
3	0,010798	0,272334
4	0,028221	0,351809

**Figure IV.33 :** Courbe de capacité de la variante 04 en format (Sa-Sd) selon la direction xx.

b/ sens yy (mode 02) :

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,004558	0,133306
2	0,010883	0,274168
3	0,016819	0,340769

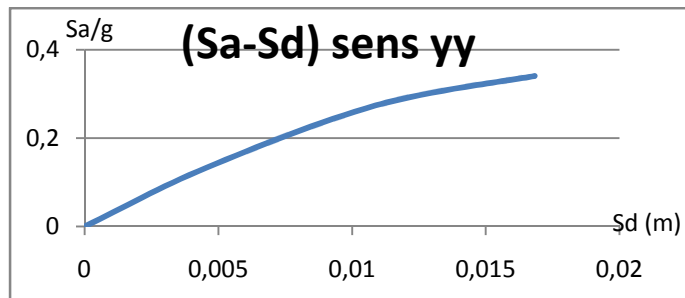


Figure IV.34 : Courbe de capacité de la variante 04 en format (Sa-Sd) selon la direction yy.

IV.2.6 Détermination des points de performance des quatre variantes:

En appliquant la procédure B définie dans le règlement ATC 40 (VOIR CHAPITRE II) pour chaque variante, on obtient leur point de performance.

Ce point de performance est en format (Sa – Sd), et qu'on peut transformer en format (V – D) comme suit (ATC 40) :

$$V_p = S_{ap} M \alpha_1$$

$$D_p = S_{dp} \Gamma \Phi_1$$

Avec : S_{ap} : Accélération spectrale au point de performance

M : Masse totale de la structure.

α_1 : Pourcentage de masse sismique mobilisée.

S_{dp} : Déplacement spectral au point de performance :

Γ : Facteur de participation modale.

Φ_1 : Amplitude du mode de vibration au sommet.

1/ détermination du point de performance de la variante 01 :

a/ selon la direction xx :

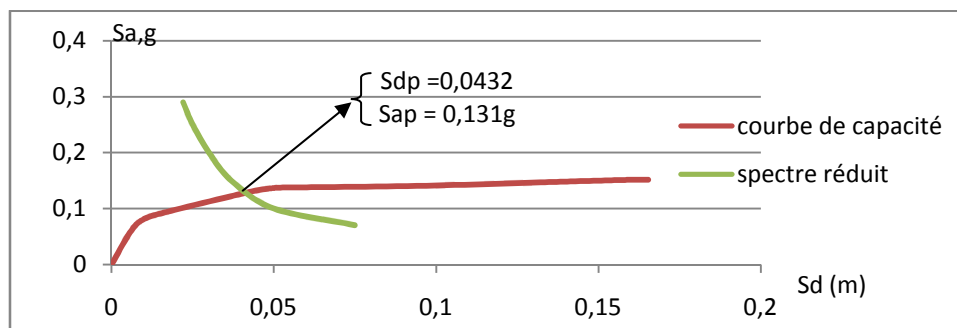


Figure IV.35 : Point de performance de la variante 01 selon la direction XX.

Transformation du point de performance (Sap-Sdp) en (Vp – Dp) :

On a: Sap = 0,131g, M = 10777,3584 KN, $\alpha_1 = 0,83$, Sdp = 0,0432 m, $\Gamma = 40,05$, et $\Phi_1 = 0,0426$ m.

Vp = 1171,82 KN ; Dp = 7,37 cm

b/ selon la direction yy :

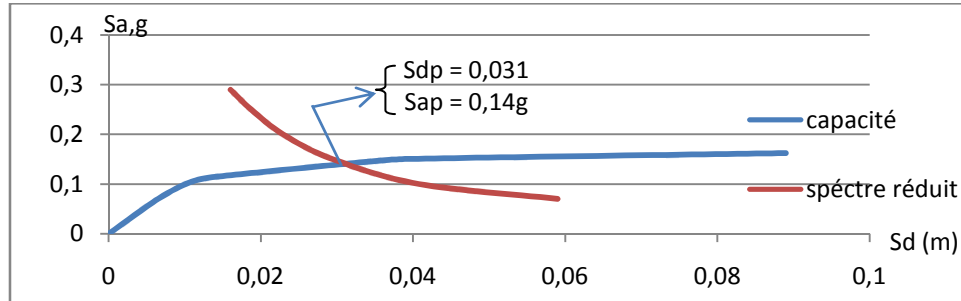


Figure IV.36 : Point de performance de la variante 01 selon la direction yy.

On a: Sap = 0,14g, M = 10777,3584 KN, $\alpha_1 = 0,84$, Sdp = 0,031 m, $\Gamma = 30,14$, et $\Phi_1 = 0,0424$ m.
Vp = 1269,4173 KN ; Dp = 3,96 cm.

2/ détermination du point de performance de la variante 02 :

a/ Direction xx :

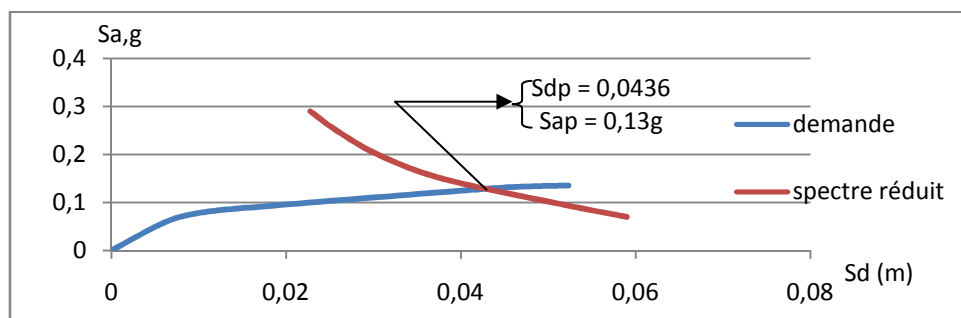


Figure IV.37: Point de performance de la variante 02 selon la direction xx.

Sap = 0,13g, M = 9932,1774 KN, $\alpha_1 = 0,83$, Sdp = 0,0436 m, $\Gamma = 33,74$, et $\Phi_1 = 0,0454$ m.

Vp = 1071,682 KN ; Dp = 6,68 cm.

b/ Direction yy :

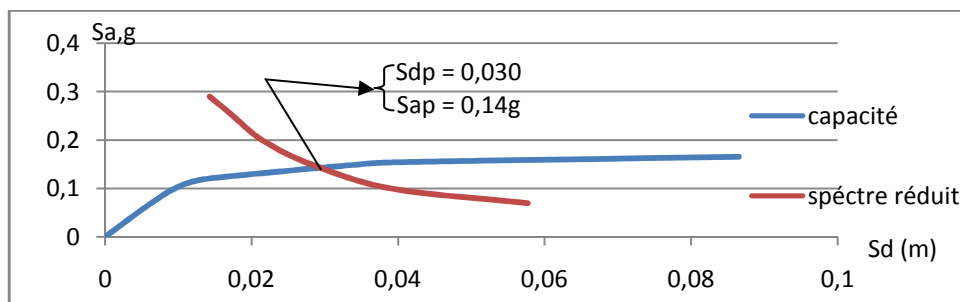


Figure IV.38: Point de performance de la variante 02 selon la direction yy.

$S_{ap} = 0,14g$, $M = 9932,1774 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,83$, $S_{dp} = 0,030 \text{ m}$, $\Gamma = 33,33$, et $\Phi_1 = 0,040 \text{ m}$.

$V_p = 1154,119 \text{ KN}$; $D_p = 4,00 \text{ cm}$

3/ détermination du point de performance de la variante 03 :

a/ Direction xx :

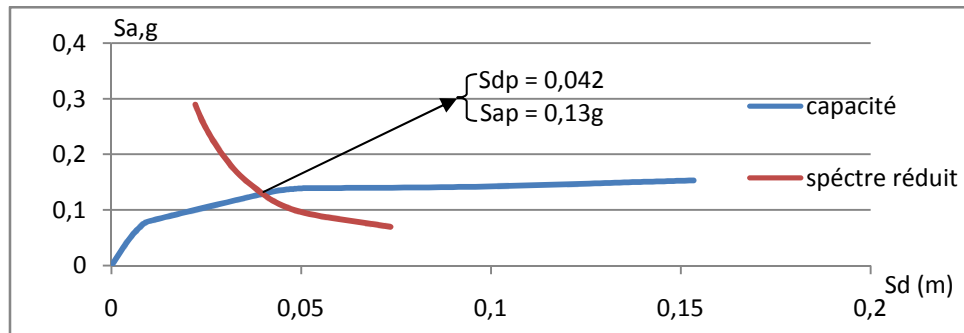


Figure IV.39 : Point de performance de la variante 03 selon la direction xx.

$S_{ap} = 0,13g$, $M = 9179,62 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,83$, $S_{dp} = 0,042 \text{ m}$, $\Gamma = 28,56$, et $\Phi_1 = 0,0486 \text{ m}$.

$V_p = 990,481 \text{ KN}$; $D_p = 5,83 \text{ cm}$

b/ Direction yy :

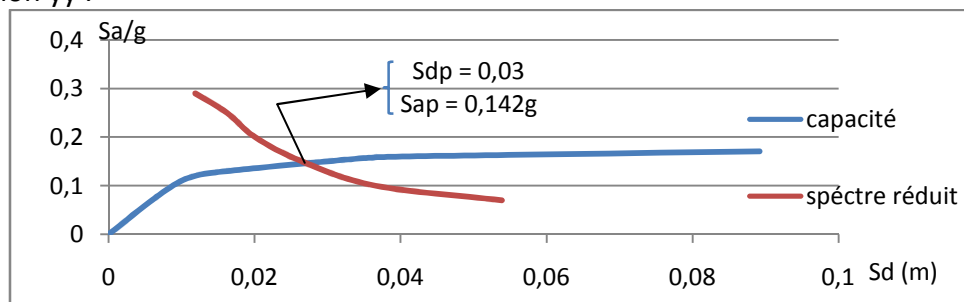


Figure IV.40 : Point de performance de la variante 03 selon la direction yy.

$S_{ap} = 0,142g$, $M = 9179,62 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,83$, $S_{dp} = 0,03 \text{ m}$, $\Gamma = 29,72$, et $\Phi_1 = 0,0424 \text{ m}$.

$V_p = 1081,91 \text{ KN}$; $D_p = 3,78 \text{ cm}$

4/ détermination du point de performance de la variante 04 :

a/ Direction xx :

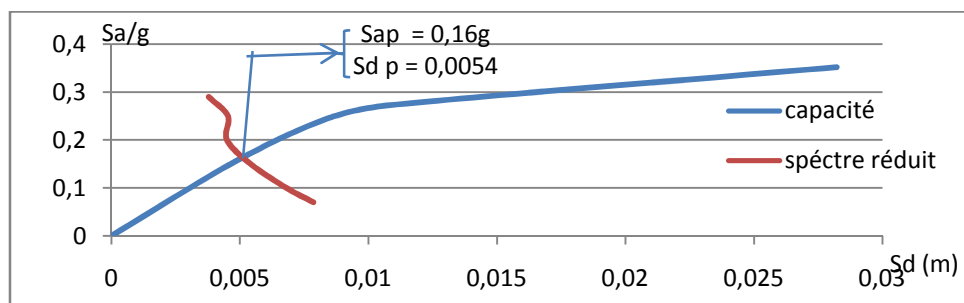


Figure IV.41: Point de performance de la variante 04 selon la direction xx.

$S_{ap} = 0,16g$, $M = 5718,852 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,80$, $S_{dp} = 0,0054 \text{ m}$, $\Gamma = 52,37$, et $\Phi_1 = 0,099$.

$V_p = 732,013 \text{ KN}$; $D_p = 2,8 \text{ cm}$

b/Direction yy :

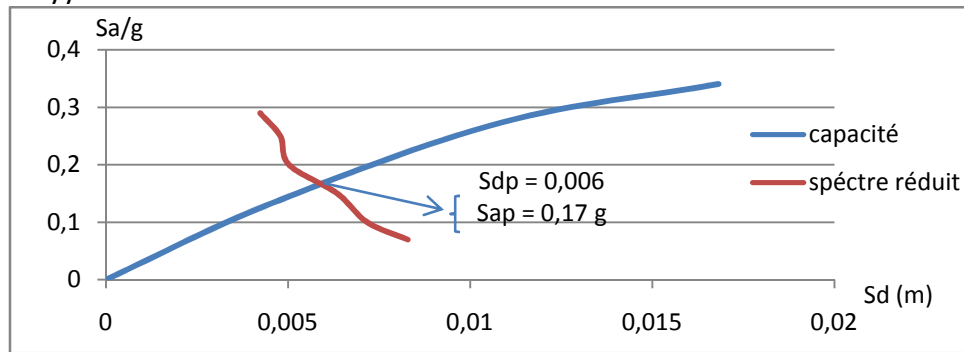


Figure IV.42: Point de performance de la variante 04 selon la direction yy.

$Sap = 0,17g$, $M = 5718,852 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,78$, $Sdp = 0,006 \text{ m}$, $\Gamma = 21,94$, et $\Phi_1 = 0.079$.

$Vp = 758,32 \text{ KN}$; $Dp = 1,04 \text{ cm}$

IV.2.7 Analyse comparative des résultats des 04 variantes étudiées.

On procède à une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus par l'analyse push over effectuée pour les 04 variantes étudiées.

L'analyse comparative porte sur leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance, sur leur ductilité au point de performance et sur leurs mécanismes de ruine.

IV.2.7.1 Analyse comparative de leurs caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance :

Pour ce faire, on a représenté les courbes de capacité (effort tranchant à la base 'V' – déplacement au sommet 'd') des 04 variantes sur le même graphique d'une part, et d'autre part, on a donné les paramètres caractérisant leurs états élastiques limites et leurs états limites ultimes de résistance sous forme d'un tableau.

- **Courbes de capacité des quatre variantes dans les deux sens :**

Ces courbes de capacité (effort tranchant à la base 'V' – déplacement au sommet 'd') sont caractérisées, chacune, par un état élastique limite et un état limite ultime de résistance. Les valeurs des différents paramètres caractérisant ces deux états limites associés aux courbes de capacité, sont données au tableau IV.01 pour le sens xx et au tableau IV.02 pour le sens yy

a/ sens xx :

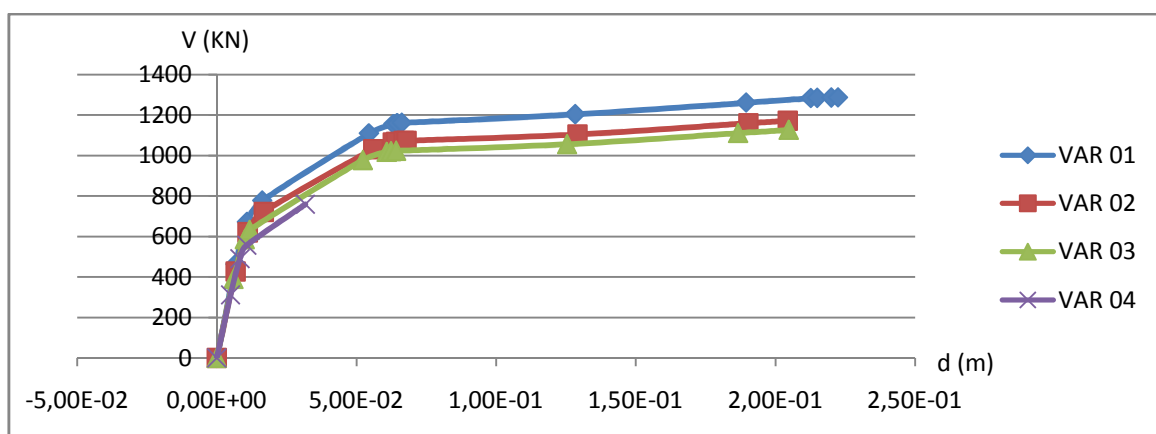


Figure IV.43 : Courbes de capacité des 04 variantes en format ($V_{\text{base}} - D_{\text{sommet}}$) Sens xx.

La figure IV.43 présente les courbes de capacité des quatre structures étudiées sur le même graphique en format (Vbase-Dsommet), Ces dernières sont similaires, mais avec des paliers plastiques bien distincts. On constate que le palier plastique diminue avec l'augmentation du pourcentage des décrochements (Variante 01 « $l_x/l_x = 0\%$ », Variante 02 « $l_x/l_x = 40\%$ », Variante 03 « $l_x/l_x = 21\%$ », Variante 04 « $l_x/l_x = 60\%$ »).

b/ sens yy :

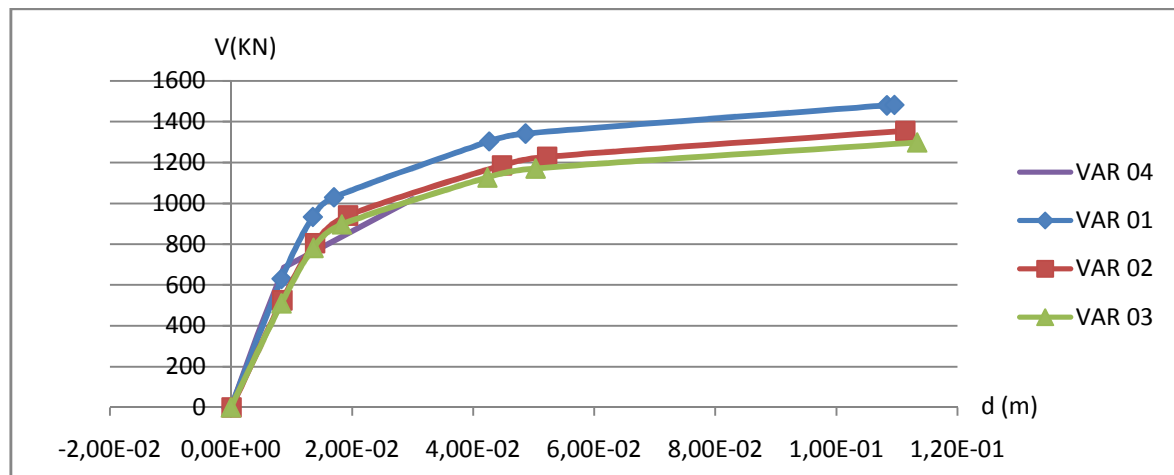


Figure V.44 : Courbes de capacité des 04 variantes en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

La figure IV.44 présente les courbes de capacité des 04 structures, les trois premières variantes. (Variante 01 « $l_y/L_y = 0\%$ », variante 02 « $l_y/L_y = 20,16\%$ », variante 03 « $l_y/L_y = 80\%$ ») représentent des palies plastiques presque identiques, Par contre, la dernière variante (04) avec un décrochement de 50%, on constate une diminution importante de son palier plastique comparativement aux trois premières variantes malgré que c'est la variante 03 qui a le plus important décrochement.

- **Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des quatre variantes :**

a/ Sens xx :

variantes	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	$K_0 = Vy/dy$ (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
VAR 01	1028,286	0,01477	69619,9	1286,698	0,222383	15,056398
VA 02	934,9166	0,01466	63773,3	1172,269	0,204315	13,936903
VAR 03	893,0838	0,01357	65813,1	1127,051	0,20466	15,081798
VAR 04	523,684	0,00826	63400	759,628	0,031696	3,8372881

Tableau IV.1 : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des quatre variantes Sens xx.

1/ A l'état élastique limite :

- Pour la variante 01 qui a un pourcentage de décrochement (I_x/L_x) de 0% a une rigidité initiale de 69619,9KN/m plus importante comparativement aux trois autres variantes.
- Pour la variante 03 avec un pourcentage de décrochement de (I_x/L_x) de 21% (condition vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA999/V2003) a une rigidité initiale de 65813,1 KN/m plus importante comparativement au variantes 02 et 04, et inférieure a celle de la variante 01.
- Pour le bâtiment 02 qui a un pourcentage de décrochement (I_x/L_x) de 40 % a une rigidité initiale de 63773,3 KN/m moins importante comparativement aux deux variantes 01 et 03, et plus importante a celle de la variante 04.
- Pour la variante 04 avec un pourcentage de décrochement (I_x/L_x) de 60% (condition qui n'est pas vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA99/V2003) à une rigidité initiale de 63400 KN/m inférieure a celle des trois autres variantes.

D'où, au fur à mesure que le pourcentage des décrochements augmente, la raideur initiale K_0 diminue,

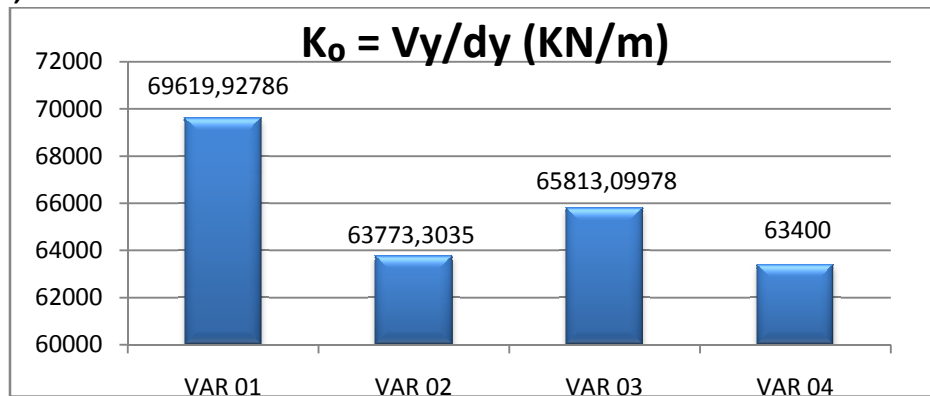


Figure IV.45 : Rigidité initial des quatre variantes dans le sens xx.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

- **Comparaison par rapport à leur résistance ultime :**

- La variante 01 (0% de décrochement) a une résistance ultime beaucoup plus importante par rapport aux trois autres variantes.
- La variante 04, avec un pourcentage de décrochement de 60% plus important que les trois autres variantes, est la moins résistante, car sa résistance ultime est de 759,628 KN beaucoup moins importante par rapport aux autres variantes.

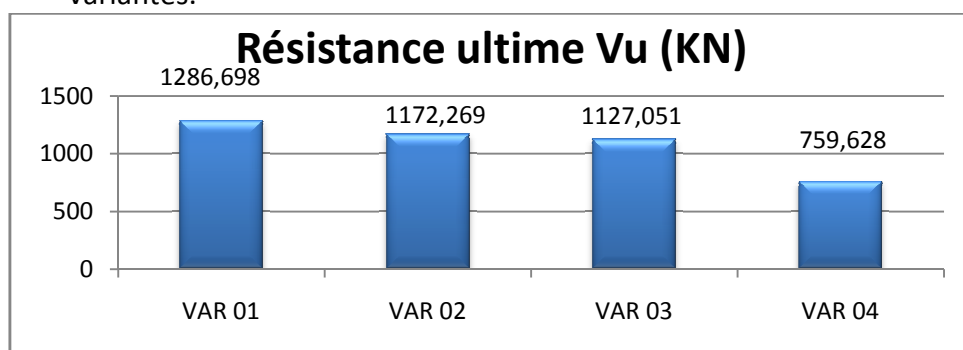


Figure IV.46 : Résistance ultime des quatre variantes dans le sens xx.

A travers la figure IV.46, on constate que, l'irrégularité en plan diminue la résistance ultime du bâtiment.

• **Comparaison par rapport à leur ductilité globale :**

- Pour les deux variantes 01, et 03 qui ont un pourcentage de décrochement inférieur à 25% (limite de décrochement préconisée par la plupart des règlements parasismiques, notamment par le RPA 99/V2003), leur ductilité globale est presque la même, et elle est importante comparativement aux autres variantes.
- Pour la variante 02 ($l_x/L_x = 40\%$ condition qui n'est pas vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA999/V2003) a une ductilité global de 13,936903 plus importante comparativement à la variante 04, et inférieure à celles des variantes 01 et 03.
- Pour la variante 04 ($l_x/L_x = 60\%$ condition qui n'est pas vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA999/V2003) a une ductilité global de 3,8372881 moins importante comparativement aux autres variantes.

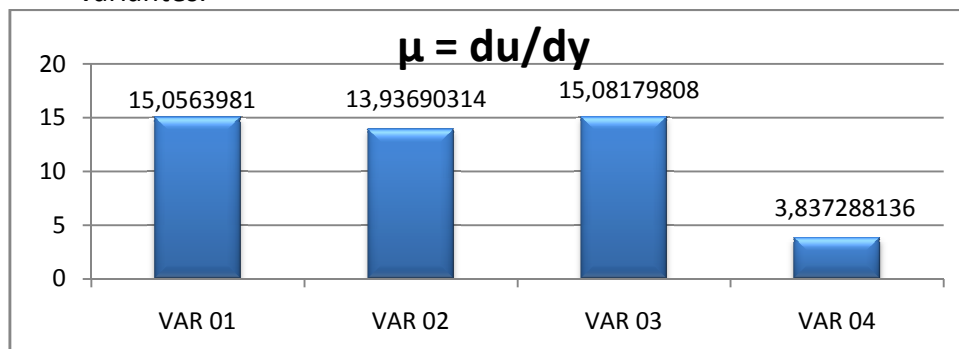


Figure IV.47: Ductilité globale des quatre variantes dans le sens xx.

On remarque que, lorsque le pourcentage de décrochement augmente, la ductilité globale μ diminue.

b/ Sens yy :

variantes	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	$K_o = V_y/dy$ (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
VAR 01	1174,25714	0,01559	75321,1766	1482,241	0,109577	7,02867223
VAR 02	1062,29953	0,0171	62122,7795	1354,966	0,111384	6,51368421
VAR 03	1024,19664	0,01677	61073,1449	1298,353	0,113298	6,75599284
VAR 04	665,979099	0,00816	81615,0857	1020,21	0,030012	3,67794118

Tableau IV.2 : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance des quatre variantes Sens yy.

1/ A l'état élastique limite :

- La variante 04 qui a un pourcentage de décrochement (l_y/L_y) de 50 % (condition qui n'est pas vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA99/V2003) a une rigidité initiale de 81615,0857 KN/m plus importante comparativement aux trois autres variantes.

- Pour la variante 01 avec un pourcentage de décrochement de (l_y/L_y) de 0% à une rigidité initiale de 75321,1766 KN/m plus importante comparativement aux variantes 02 et 03, et inférieure a celle de la variante 04.
- Pour la variante 02 qui a un pourcentage de décrochement (l_y/L_y) de 20,16% (condition vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA99/V2003) sa rigidité initiale est de 62122,7795 KN/m est légèrement supérieure a celle de la variante 03 et inférieure a celles des variantes 01et 04.
- La variante 03 avec un décrochement l_y/L_y de 80% a une rigidité initiale de 61073,1449 KN/m, inférieure à celles des autres variantes.

D'où, on peut conclure, que plus le pourcentage des décrochements augmente, plus la raideur initiale K_0 diminue et ça pour les trois premières variantes (01,02, et 03), mais on a constaté le contraire pour la variante 04, explication réside dans le faite que cette variante est beaucoup trop rigide initialement dans ce sens la, ce qui à donné naissance a une période fondamentale très inférieure comparativement a celles des trois autres structures.

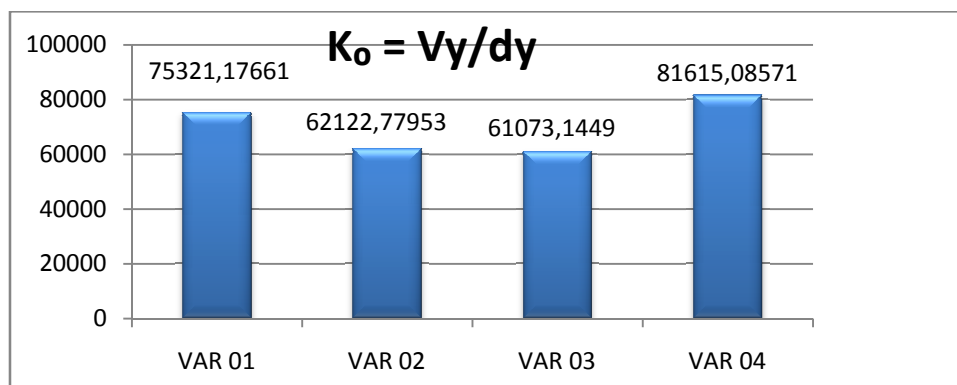


Figure IV.48: Rigidité initiale des quatre variantes suivant le sens yy.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

- **Comparaison par rapport à leur résistance ultime :**
 - La variante 01 (0% de décrochement) a une résistance ultime plus importante par rapport aux trois autres variantes.
 - La variante 04, avec un pourcentage de décrochement de 50% plus important que les trois autres variantes, est la moins résistante, car sa résistance ultime est de 1020,21 KN beaucoup moins importante par rapport aux autres variantes.

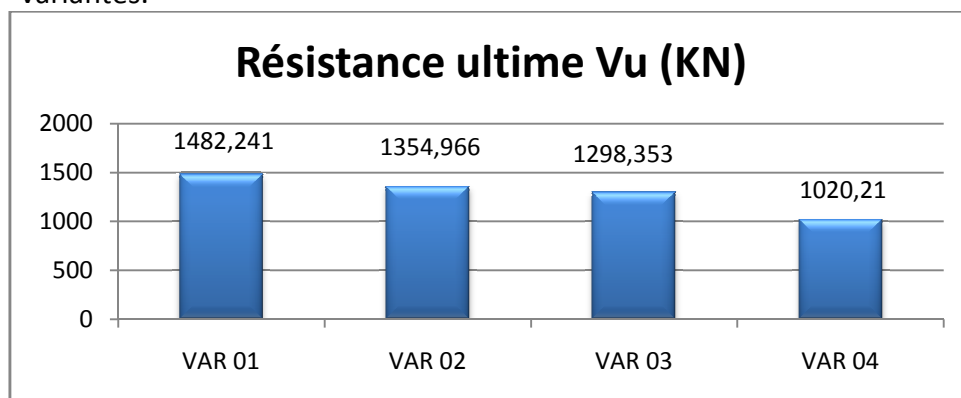


Figure IV.49: Résistance ultime des quatre variantes dans le sens yy.

A travers la figure V.49, on constate que, l'irrégularité en plan diminue la résistance ultime du bâtiment.

- **Comparaison par rapport à leur ductilité globale :**

- La variante 01 (0% de décrochement) est la plus ductile comparativement aux autres variantes ($\mu = 7,028672223$).
- Pour la variante 04 ($I_y/L_y = 50\%$ condition qui n'est pas vérifiée par les règlements parasismiques notamment par le RPA999/V2003, a une ductilité global de 3,677941176 moins importante comparativement aux autres variantes.

On remarque que le décrochement en plan diminue la ductilité globale, et ce, en appliquant push over a la déformée du deuxième mode de chaque variante suivant le sens yy,

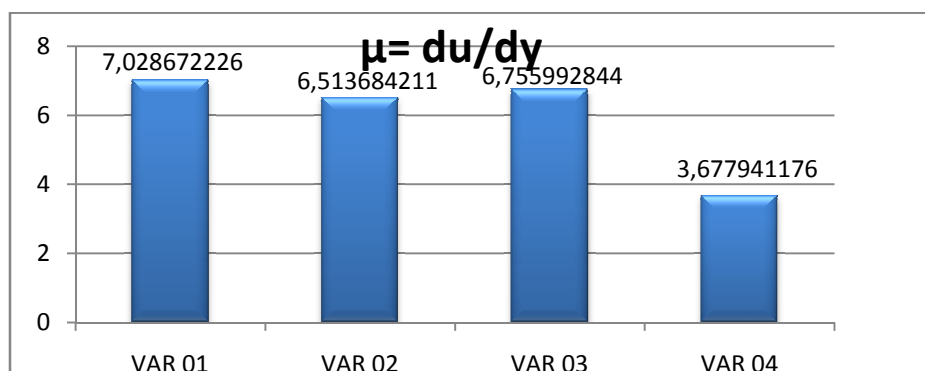


Figure IV.50: Ductilité global des quatre variantes suivant le sens yy.

IV.2.7.2 Détermination de la ductilité de chaque variante a son point de performance :

$$\mu_p = dp/dy$$

dy : est le déplacement a la limite élastique, il est déterminé a partir de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité ($V - D$).

μ_p : est le facteur de ductilité de la structure à son point de performance.

Les tableaux V.3 et V.4, montrent les facteurs de ductilité des structures étudiées, et ceux en appliquant le chargement en push-over a la déformée du mode 01 (suivant la direction xx pour les quatre variantes), et a la déformée du mode 02 (suivant la direction yy pour les quatre variantes).

VARIANTES	Dy (m)	Dp (m)	μ_p (=Dp/Dy)
VAR 01	0,01477	0,0737	4,98984428
VAR 02	0,01466	0,0668	4,55661664
VAR 03	0,01357	0,0583	4,29624171
VAR 04	0,00826	0,028	3,38983051

Tableau IV.3 : Facteur de ductilité des quatre variantes étudiées a leur point de performance selon la direction xx.

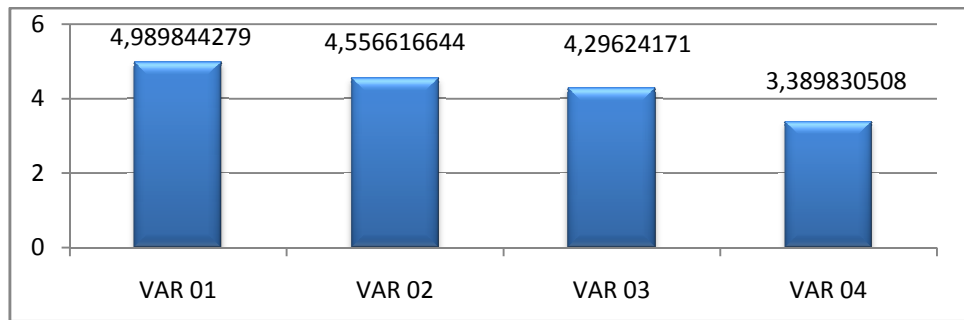


Figure IV.51 : Facteur de ductilité au point de performance de chaque variante selon la direction xx.

VARS	Dy (m)	Dp (m)	μ_p (=Dp/Dy)
VAR 01	0,01559	0,0396	2,5400898
VAR 02	0,0171	0,04	2,33918129
VAR 03	0,01677	0,0378	2,25402504
VAR 04	0,00816	0,0104	1,2745098

Tableau IV.4 : Facteur de ductilité des quatre variantes a leur point de performance selon la direction YY.

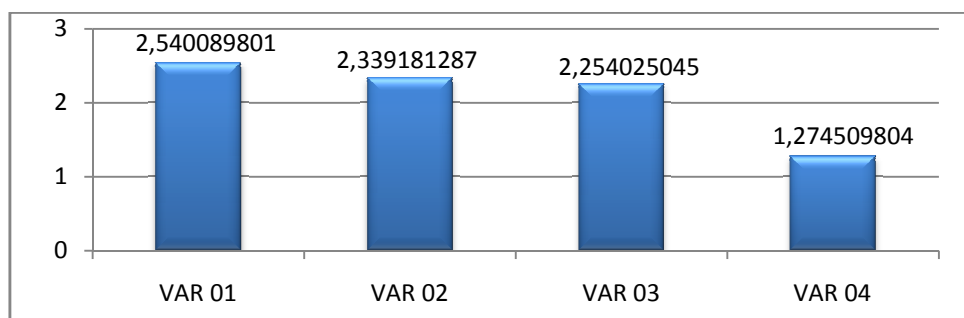


Figure IV.52: Facteur de ductilité au point de performance de chaque variante selon la direction yy.

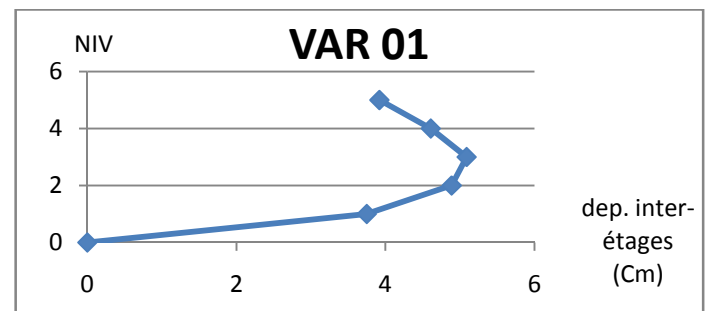
Comme on le constate a travers les figures IV.51 et IV.52, la ductilité au point de performance diminue avec l'augmentation du pourcentage de décrochement.

IV.2.7.3 Analyse comparative de leurs déplacements latéraux inter-étages :

Variante 01 :

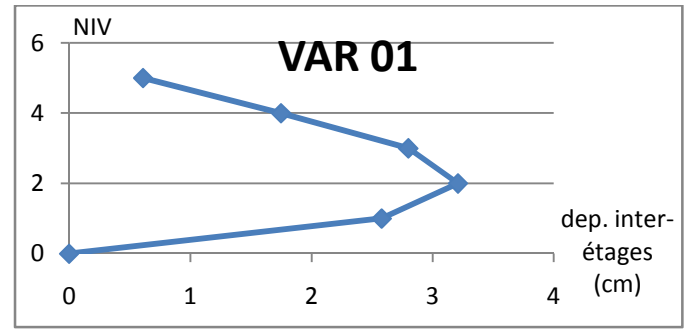
1/ Sens xx (mode 01) :

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage ($d_i - d_{i-1}$) en Cm
0	0	0
3,06	0,0375	3,75
6,12	0,0864	4,89
9,18	0,1373	5,09
12,24	0,1834	4,61
15,3	0,2226	3,92

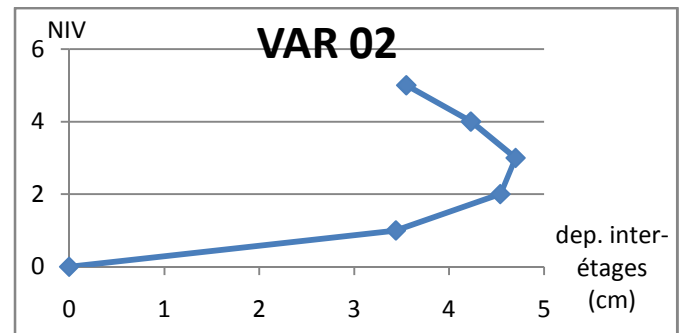


2/ Sens yy (mode 02) :

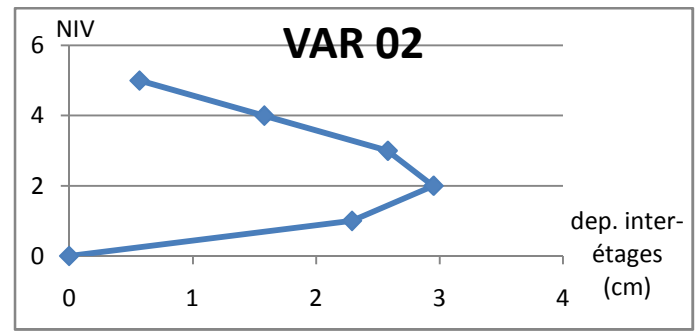
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0258	2,58
6,12	0,0579	3,21
9,18	0,0859	2,8
12,24	0,1034	1,75
15,3	0,1095	0,61

**Variante 02 :****1/ Sens xx (mode 01) :**

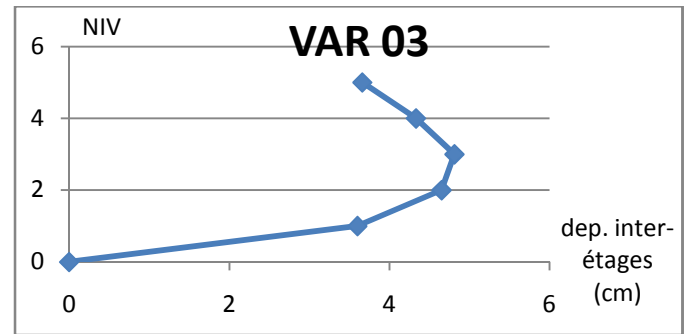
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0344	3,44
6,12	0,0798	4,54
9,18	0,1268	4,7
12,24	0,1691	4,23
15,3	0,2046	3,55

**2/ Sens yy (mode 02) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0229	2,29
6,12	0,0524	2,95
9,18	0,0782	2,58
12,24	0,094	1,58
15,3	0,0997	0,57

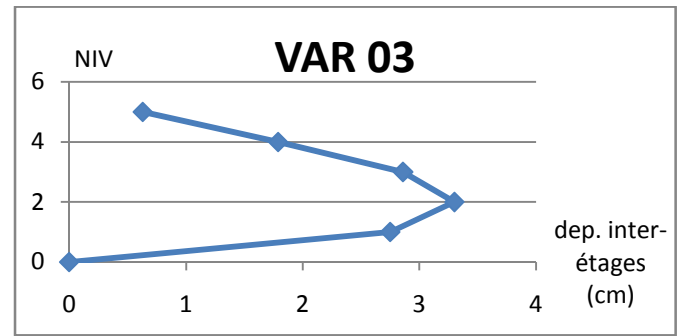
**Variante 03 :****1/ Sens xx (mode 01) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,036	3,6
6,12	0,0825	4,65
9,18	0,1306	4,81
12,24	0,1739	4,33
15,3	0,2105	3,66

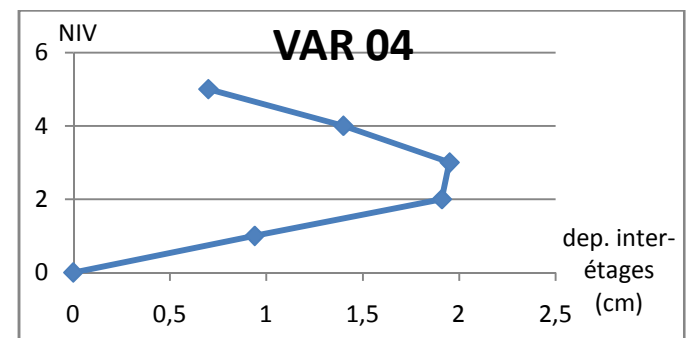


2/ Sens yy (mode 02) :

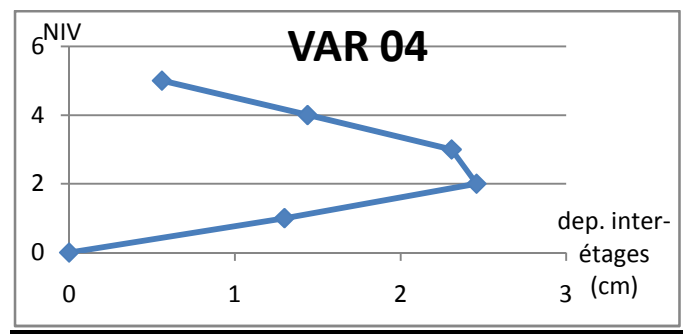
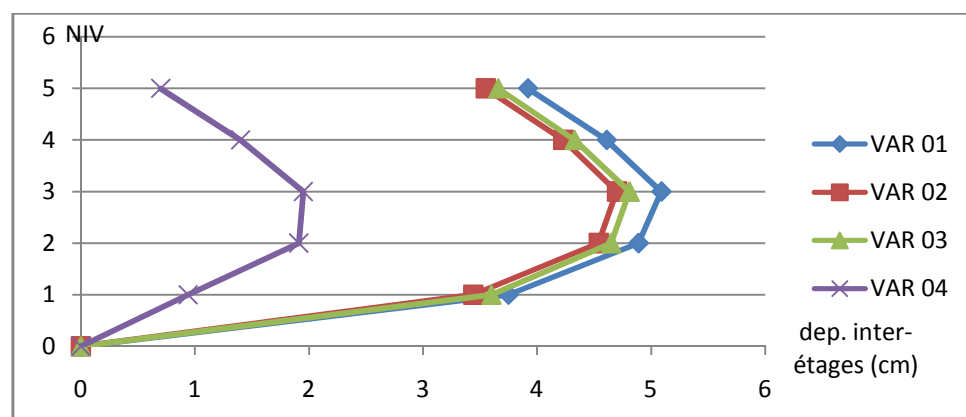
NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0275	2,75
6,12	0,0605	3,3
9,18	0,0891	2,86
12,24	0,107	1,79
15,3	0,1133	0,63

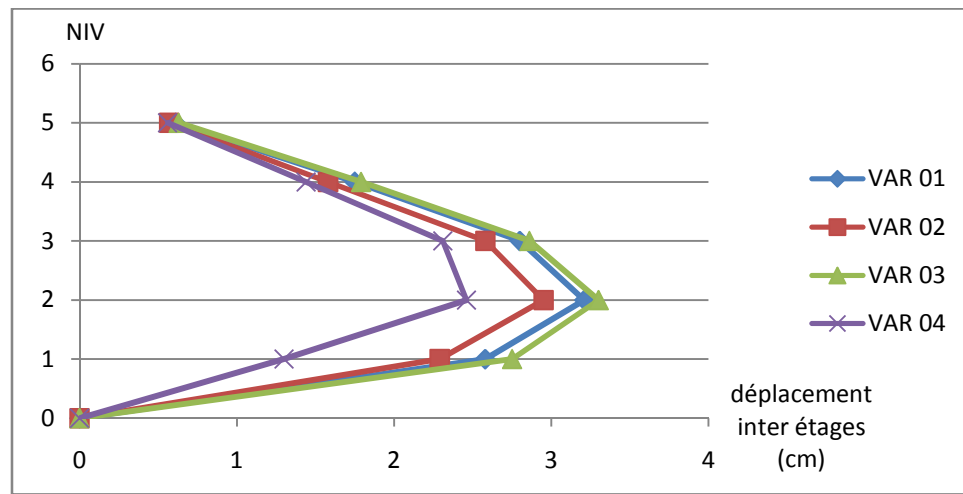
**Variante 04 :****1/ Sens xx (mode 01) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0094	0,94
6,12	0,0285	1,91
9,18	0,048	1,95
12,24	0,062	1,4
15,3	0,069	0,7

**2/ Sens yy (mode 02) :**

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,013	1,3
6,12	0,0376	2,46
9,18	0,0607	2,31
12,24	0,0751	1,44
15,3	0,0807	0,56

**Déplacements latéraux inter-étages des quatre variantes sur le même graphique :****1/ sens xx (mode 01) :**

2/ Sens yy (mode 02) :

A travers ces figures, on remarque, que le déplacement latéral inter-étages diminue avec l'augmentation du pourcentage du décrochement en plan, car à ce stade (état limite ultime de résistance) le facteur de ductilité globale diminue avec l'augmentation du décrochement, et que les effets de torsion sont surtout présents dans le domaine élastique et les premiers stades du comportement plastique et ont tendance à diminuer avec l'augmentation de la déformation plastique [1, 2], ce qui explique les résultats des déplacements inter-étages des quatre variantes trouvée par l'analyse modale spectrale (plus le pourcentage des décrochements en plan est important plus le déplacement inter-étages est important).

IV.2.7.4 Analyse comparative de leurs Mécanisme de ruine :

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure, après chaque étape de chargement en Push-Over, on a constaté que les rotules plastiques se forment d'abord dans les poutres, ensuite, et à mesure que la charge augmente on a constaté l'apparition de ces rotules dans les poteaux (concept « poteaux forts – poutres faibles »)

1/ Variante 01**SENS XX**

Les figures IV.53.1 et IV.53.2 montrent le mécanisme de ruine de l'un des portiques dans le sens xx ainsi que les rotules plastiques qui se forment à ce stade. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres ensuite dans les pieds des poteaux du rez-de-chaussée.

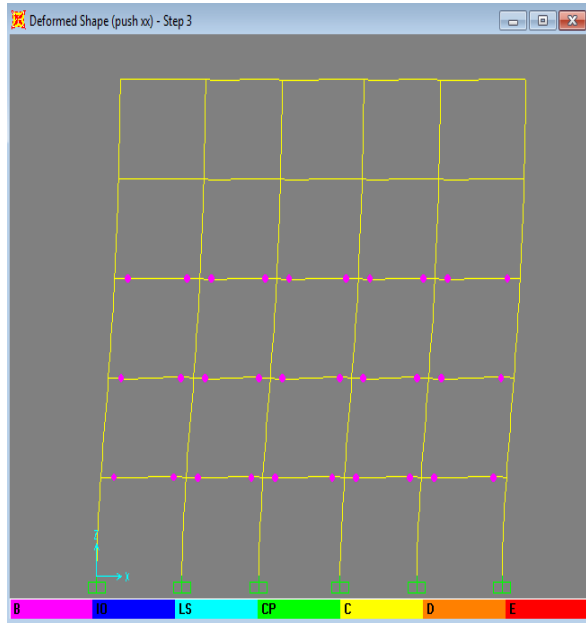


Fig. IV.53.1 : premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

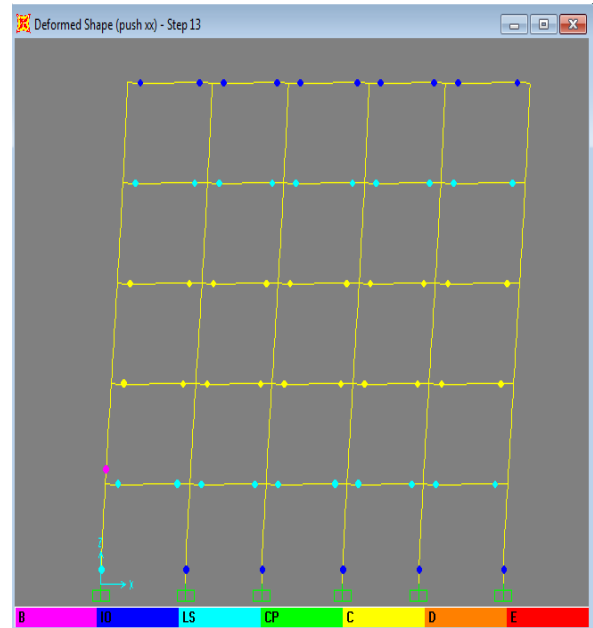


Fig. IV.53.2 : mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-LS) dans les poteaux du RDC, et de type (B-LS—C) dans les poutres.

La figure IV.53.2 montre le mécanisme de ruine dans l'un des portiques ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique local, Car en plus des rotules plastiques formées aux pieds des poteaux du RDC, on a constater l'apparition d'une rotule plastique au niveau d'une extrémité de l'un des poteaux du 1^{er} étage.

SENS YY :

Les figures IV.54.1 et IV.54.2 montrent le mécanisme de ruine de l'un des portiques dans le sens yy ainsi que les rotules plastiques qui se forment à ce stade. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et ensuite dans les pieds des poteaux du rez-de-chaussée et en têtes des poteaux du deuxième et troisième étage.

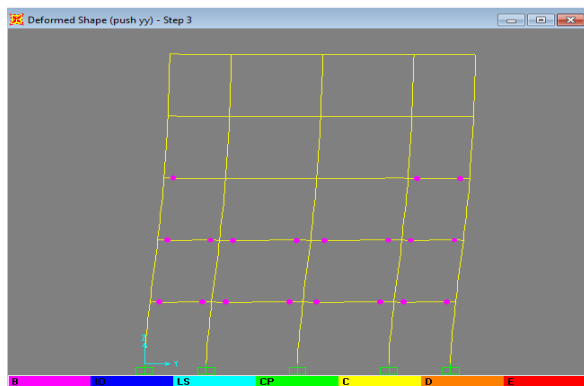


Fig. IV.54.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

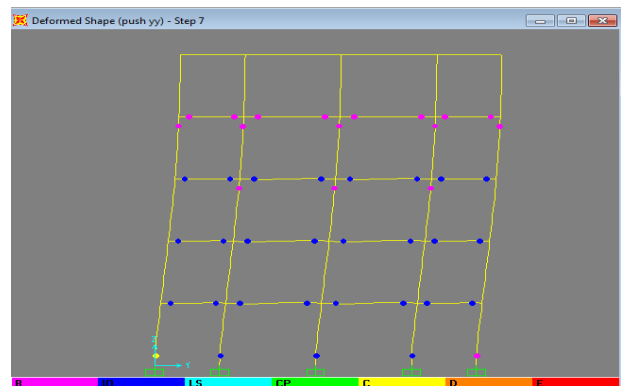


Fig. IV.54.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-LS- C) dans les poteaux et de type (B-LS) dans les poutres.

En effet, pour ce sens la, outre les rotules plastiques formées aux extrémités des poutres des différents niveaux du portique et en pied des poteaux du rez-de-chaussée, le 4^{ème} niveau est vierge de toute rotule plastique, et que ces rotules plastiques se développent aussi en tête des poteaux centraux du 2^{ème} et du 3^{ème} étage, ce qui conduit à la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant le rez-de-chaussée et les deux étages le 2^{er} et le 3^{ème}, du portique (figure IV.54.2).

Pour cette variante, on a constaté que le mécanisme de ruine dans tous les portiques est le même, mais on a représenté qu'un seul portique.

Représentation de développement des rotules plastiques dans tous les portiques de la variante 01 suivant les deux sens.

❖ **En appliquant le chargement en push over pour le sens xx :**

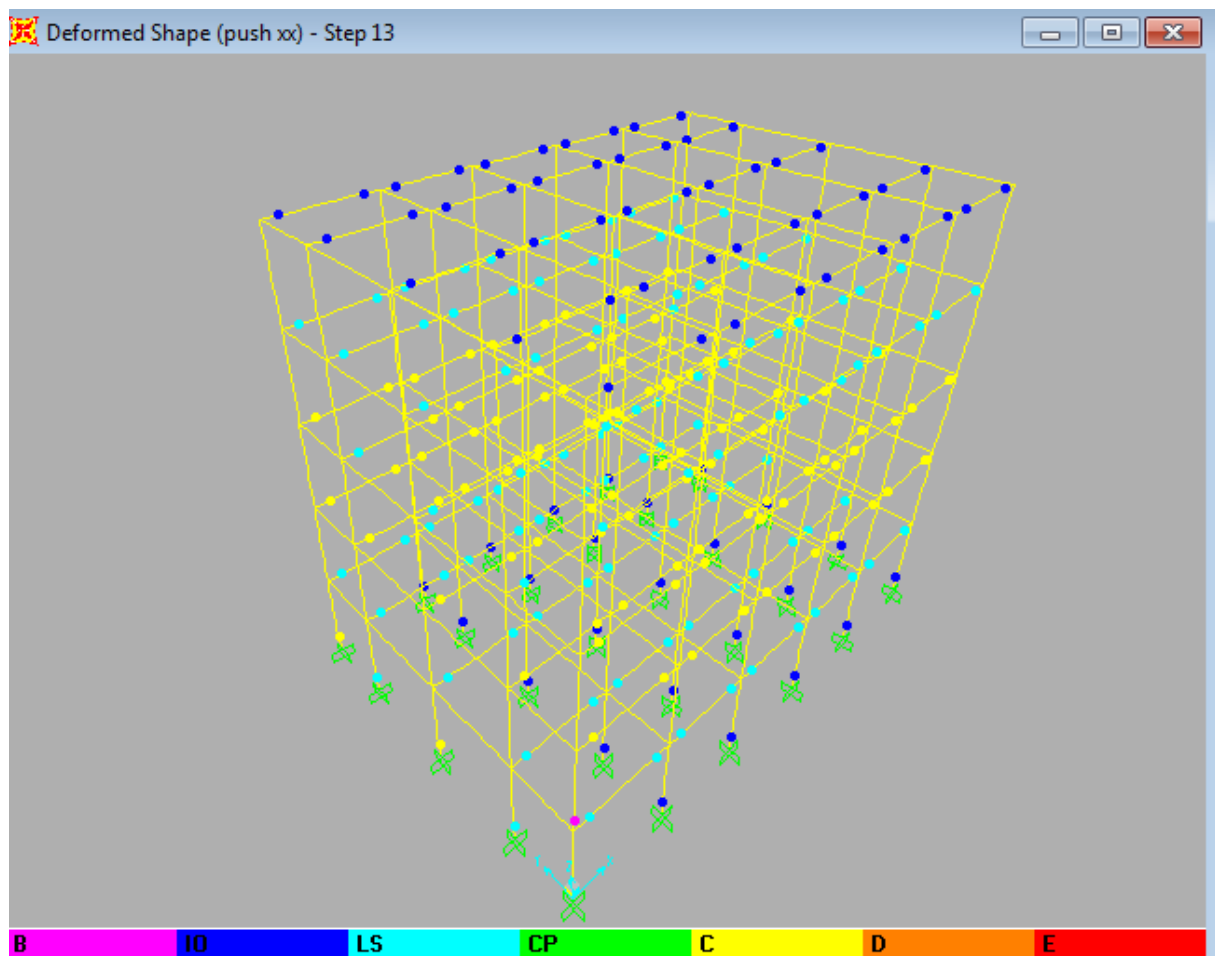


Fig.IV.55.1 : Mécanisme de ruine de la variante 01 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx).

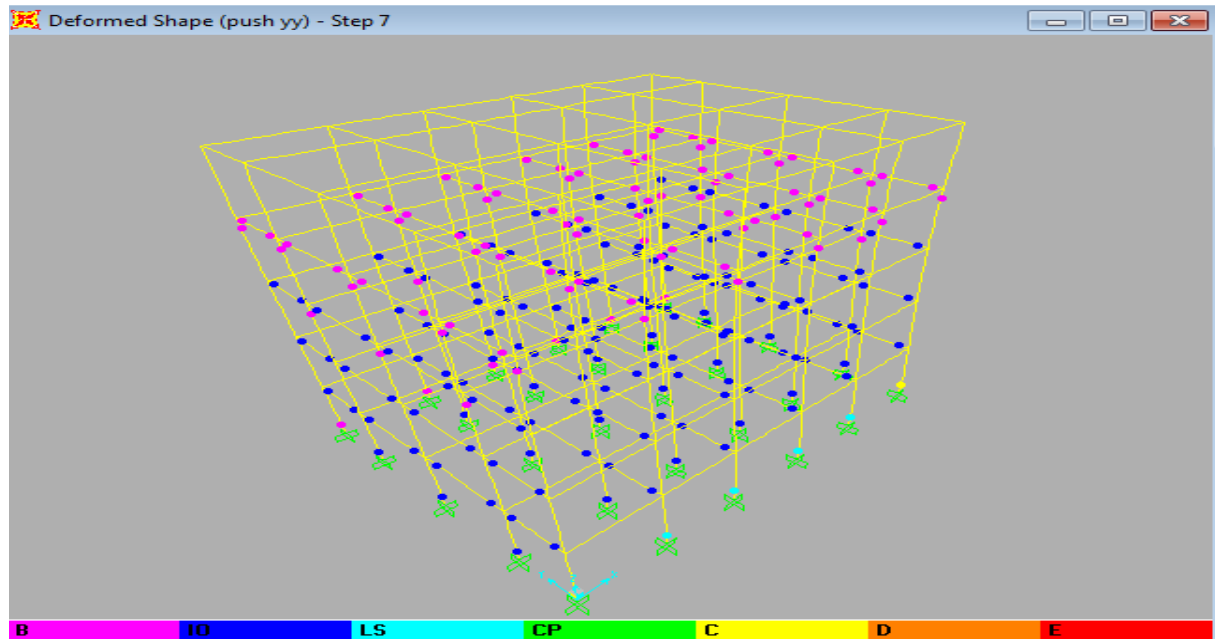
❖ En appliquant le chargement en push over pour le sens yy :

Fig.IV.55.2 : Mécanisme de ruine de la variante 01 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy).

A travers les figures IV.55.1 et IV.55.2, on constate l'apparition de rotules plastiques dans les poteaux aux niveaux de quelques étages seulement, par conséquent, le mécanisme de ruine du bâtiment, est un mécanisme plastique local, d'où ce bâtiment n'est pas ductile.

2/Variante 02 :

SENS XX : le portique représenté dans les deux figures est le 4 (voir la vue en plan).

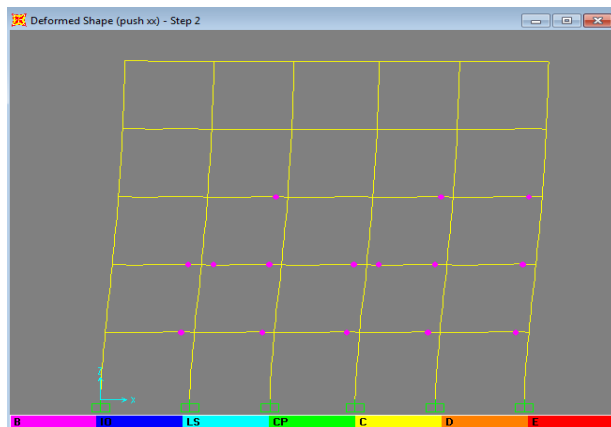


Fig.IV.56.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

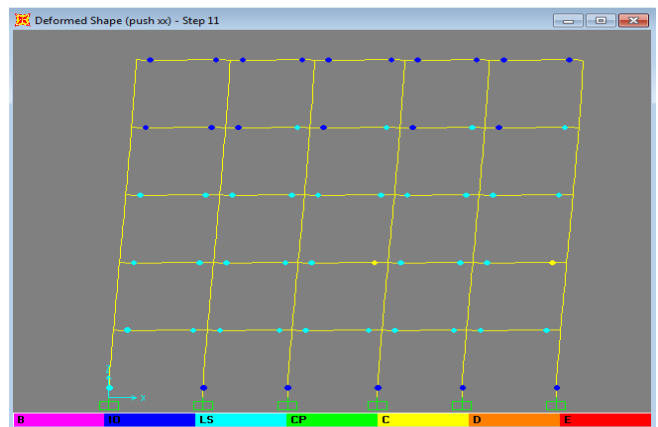


Fig.IV.56.2 : Mécanisme de ruine (rotules plastiques de type (IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-LS—C) dans les poutres.

La figure IV.56.2 montre le mécanisme de ruine du portique 4 ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules

plastiques se forment successivement dans les poutres, et en suite aux pieds des poteaux du rez-de-chaussée.

SENS YY : le portique représenté dans les deux figures est le D (voir la vue en plan)

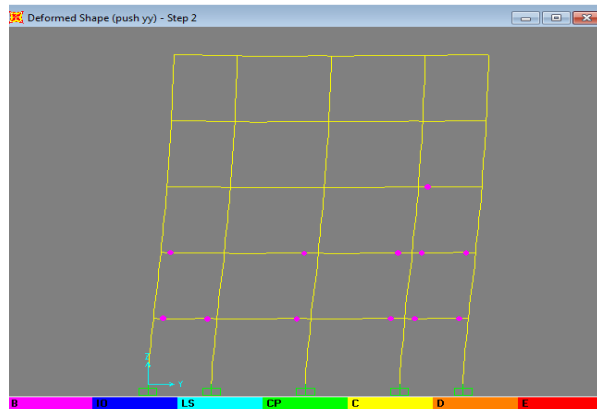


Fig.IV.57.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

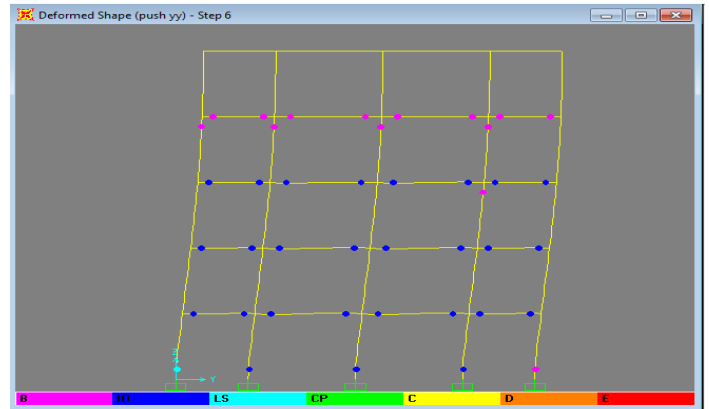


Fig.IV.57.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-LS) dans les poutres.

pour ce sens la, on à représenté le portique D, outre les rotules plastiques formées aux extrémités des poutres des différents niveaux du portique (le 4^{ème} niveau est vierge de toute rotule plastique) et aux pieds des poteaux du rez-de chaussée, des rotules plastiques se développent aussi en tête des quatre premiers poteaux du 3^{ème} étage et de l'avant dernier poteau du 2^{ème} étage, ce qui conduit à la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant le rez-de-chaussée et les deux étages le 2^{er} et le 3^{ème}, du portique (figure IV.57.2).

Représentation de développement des rotules plastiques dans tout le bâtiment pour les deux sens.

❖ **En appliquant push over pour le sens xx :**

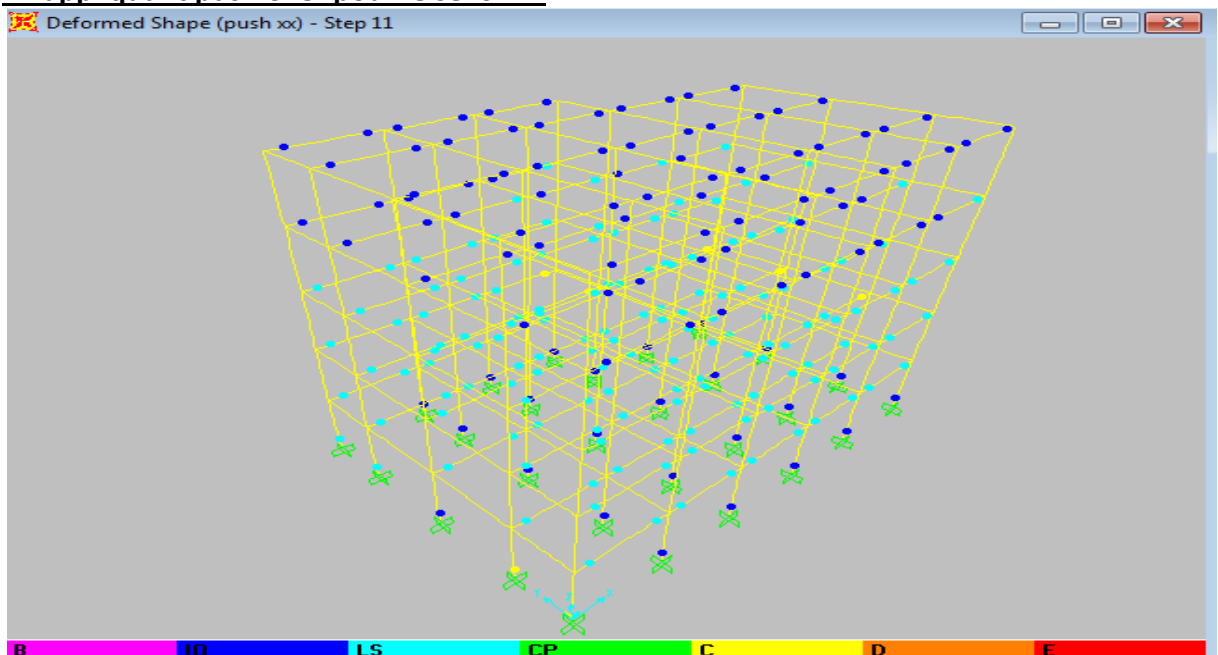


Fig. IV.58.1 : Mécanisme de ruine de la variante 02 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx).

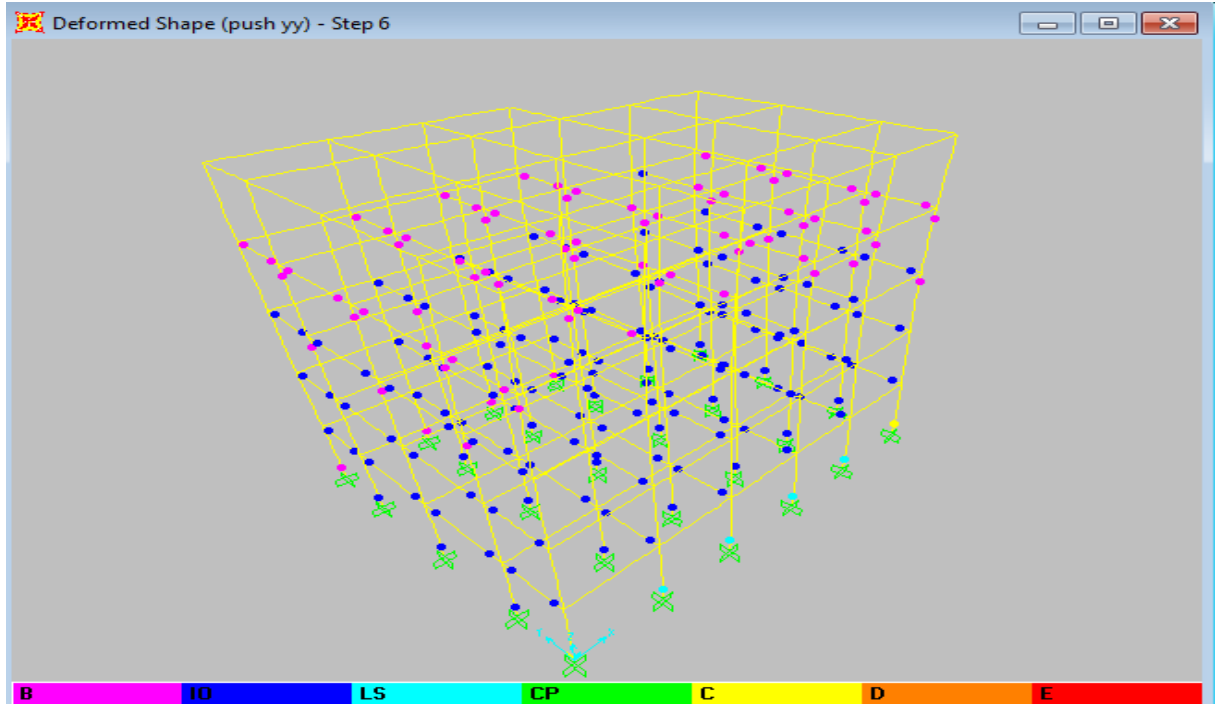
❖ **En appliquant push over pour le sens yy :**

Fig.IV.58.2 : Mécanisme de ruine de la variante 02 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy).

A travers les figures IV.58.2, on constate l'apparition de rotules plastiques dans les poteaux aux niveaux de quelques étages seulement, par conséquent, le mécanisme de ruine du bâtiment, est un mécanisme plastique local, d'où ce bâtiment n'est pas ductile.

3/ Variante 03 :

SENS XX : le portique représenté dans les deux figures est le 2 (voir la vue en plan).

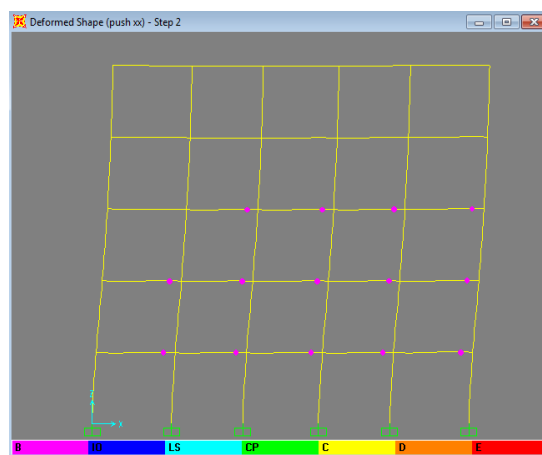


Fig.IV.59.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

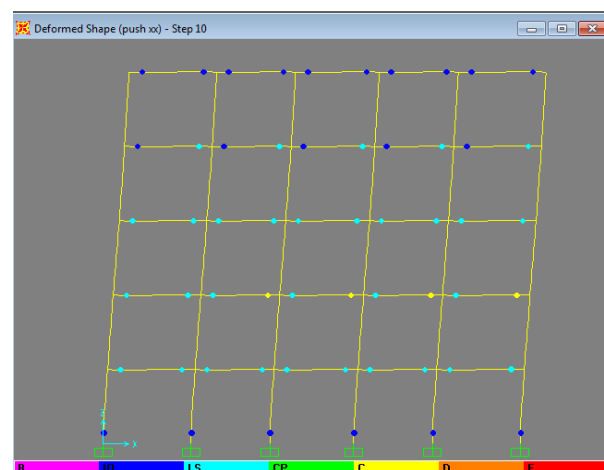


Fig.V.59.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de Type (IO) dans les poteaux, et de type (IO-LS- C) dans les poutres.

La figure IV.59.2 montre le mécanisme de ruine du portique 2 ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et aux pieds des poteaux du rez-de-chaussée.

SENS YY : le portique représenter dans les deux figures est le E (voir la vue en plan).

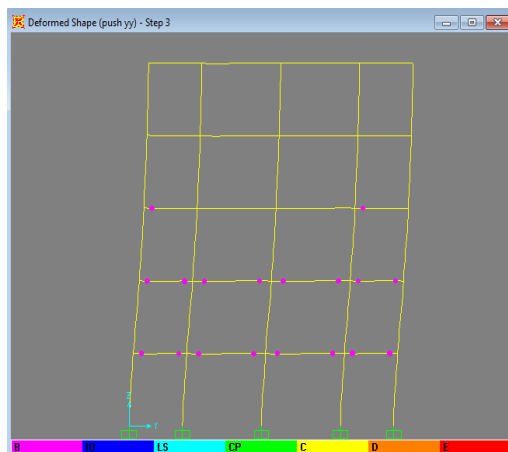


Fig.IV.60.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

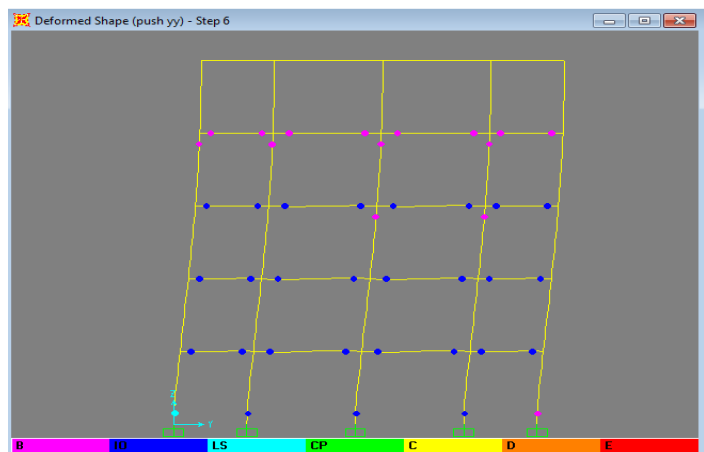


Fig.IV.60.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (B-IO-LS) dans les poteaux, et de type (B-IO) dans les poutres.

On constate des rotules plastiques formées aux extrémités des poutres des différents niveaux du portique E (le 4^{ème} niveau est vierge de toute rotule plastique) et aux pieds des poteaux du rez-de chaussée, et des rotules plastiques qui se développent en tête des quatre poteaux du 3^{ème} étage et des deux poteaux du 2^{ème} étage, ce qui conduit à la formation d'un mécanisme plastique d'étage englobant le rez-de-chaussée et les deux étages le 2^{er} et le 3^{ème}, du portique (figure IV.60.2).

Représentation de développement des rotules plastiques dans tout le bâtiment pour les deux sens.

❖ **En appliquant push over pour le sens xx :**

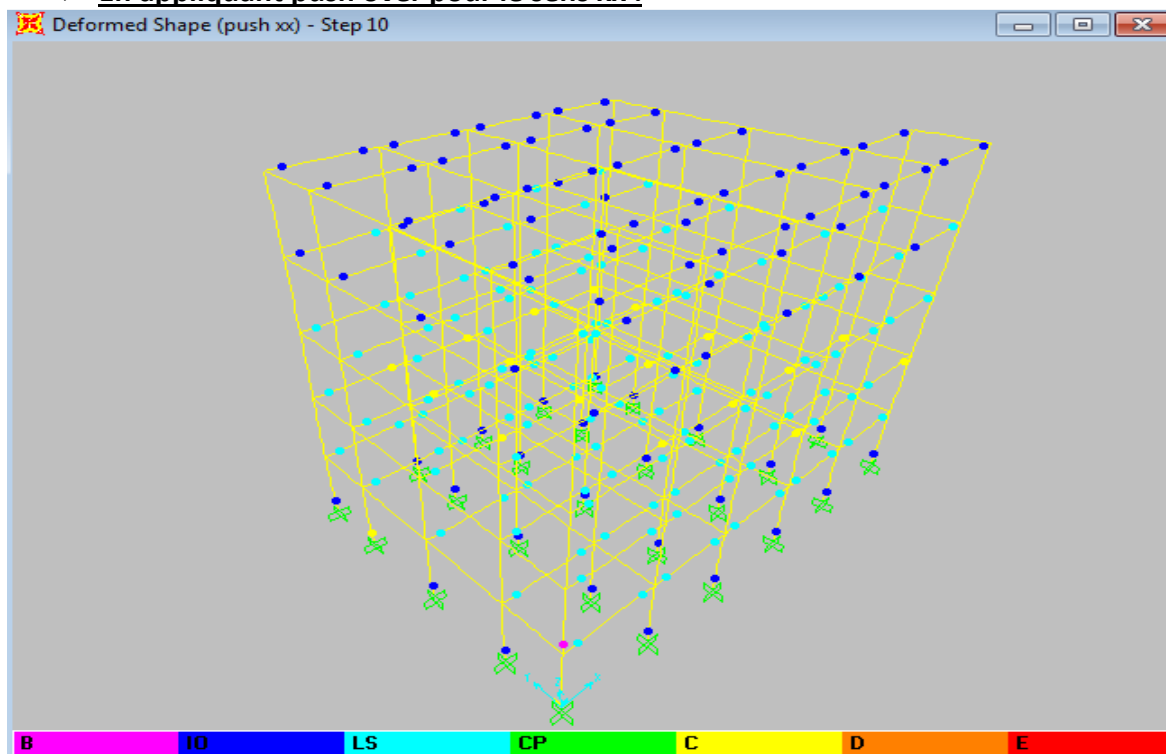


Fig.IV.61.1 : Mécanisme de ruine de la variante 03 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx).

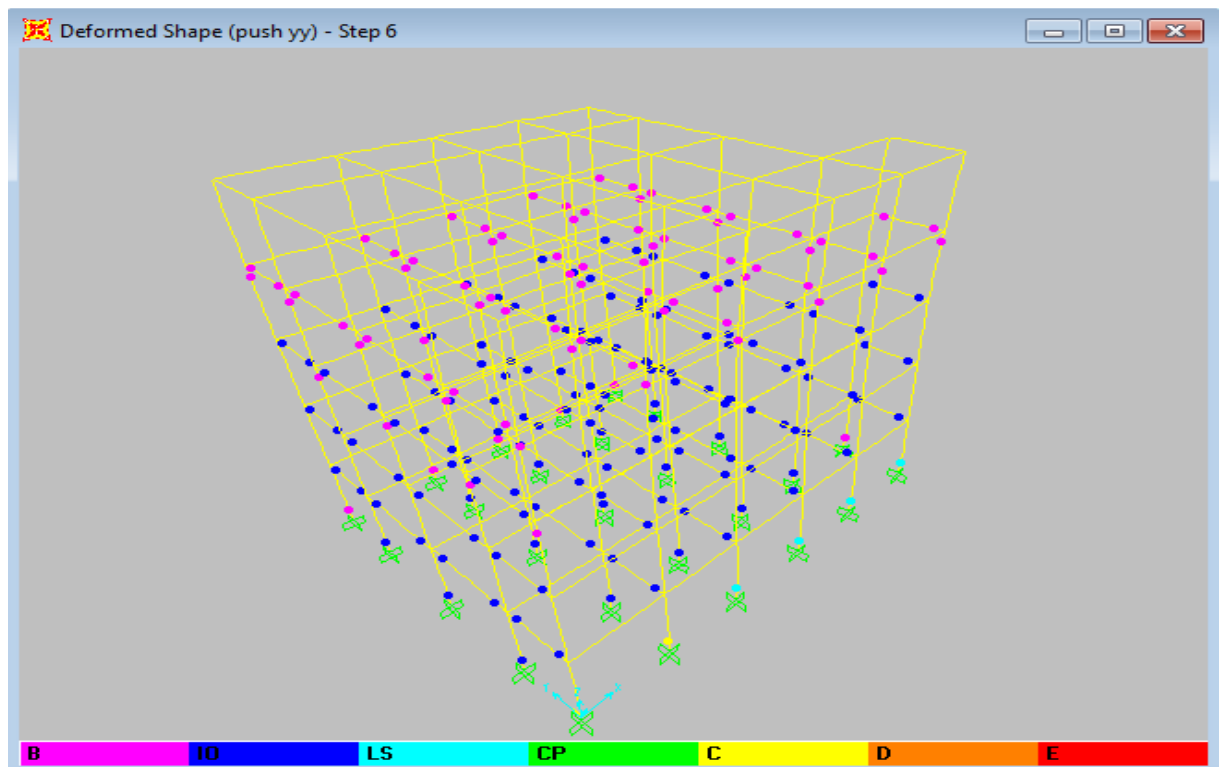
❖ **En appliquant push over pour le sens yy :**

Fig.IV.61.2 : Mécanisme de ruine de la variante 03 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy).

A travers les figures IV.61.2, on constate l'apparition des rotules plastiques dans les poteaux aux niveaux de quelques étages seulement, par conséquent, le mécanisme de ruine du bâtiment, est un mécanisme plastique local, d'où ce bâtiment n'est pas ductile.

3/ Variante 04 :

SENS XX : le portique représenter dans les deux figures est le 2 (voir la vue en plan).

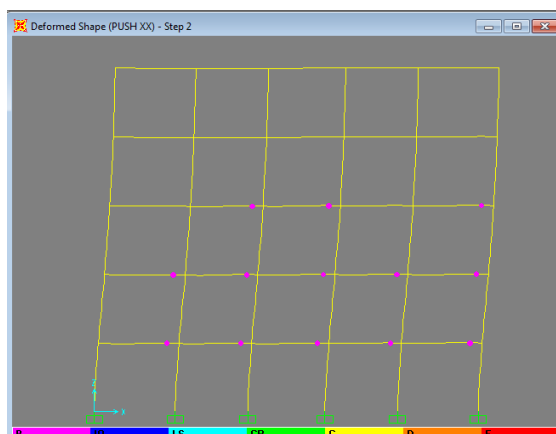


Fig.IV.62.1 : Premières rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

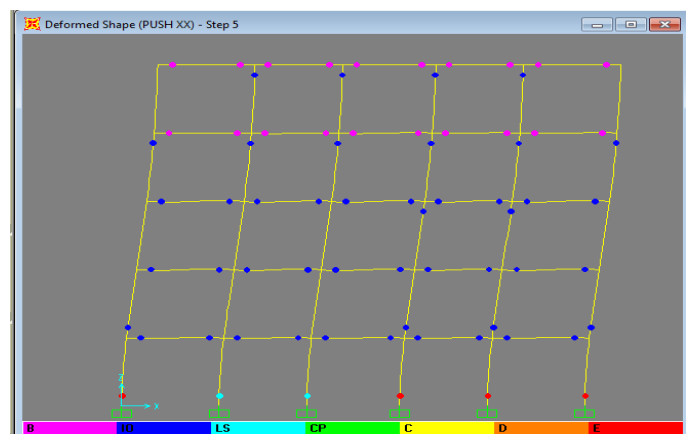


Fig.IV.62.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (IO-LS-E) dans les poteaux, et de type (B-IO) dans les poutres.

La figure IV.62.2 montre le mécanisme de ruine du portique 2 ainsi que les rotules plastiques formées à ce stade à la 5^{ème} étape du chargement c.-à-d. là où on constate une chute importante de la résistance, ce qui implique l'effondrement totale de la structure, et ça, on le constate par la formulation des rotules plastiques de type (E) dans les poteaux. Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée et du 1^{er} étage, ainsi en tête des poteaux des autres étages, Représentation du mécanisme de ruine de la structure juste avant son effondrement total, c.-à-d. à la 4^{ème} étape du chargement, et pour les portiques des angles sortants, et le portique d'angle (01).

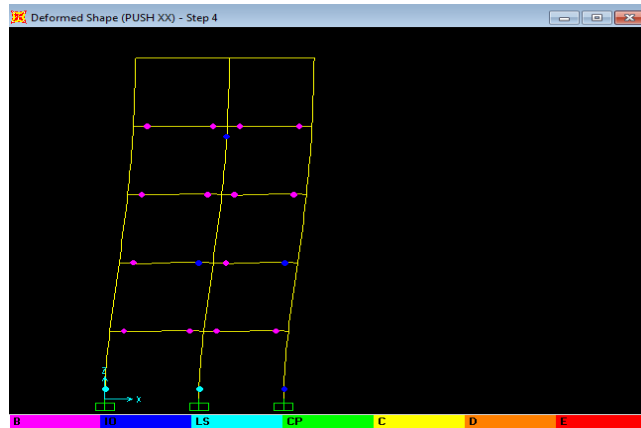


Fig. IV.62.3 : portique 05.

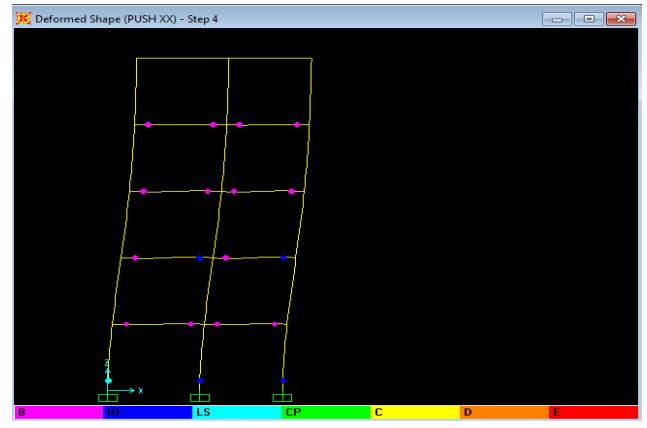


Fig. IV.62.4 : portique 04.

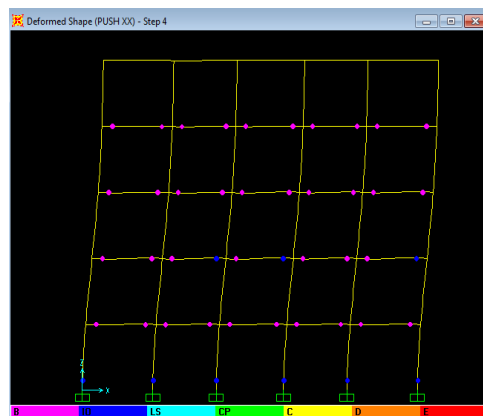


Fig. IV.62.5 : portique 03.

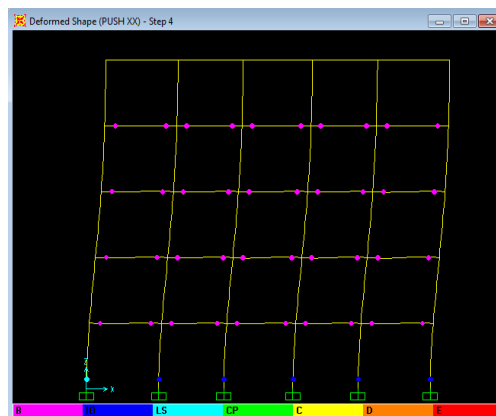


Fig. IV.62.6 : portique 01.

Comme on le voit clairement, que des rotules plastiques de type « LS » se forment aux niveaux des têtes des poteaux du RDC des portiques des angles sortants (portiques 05 et 04), et du premier poteau (de coordonnée « $x = 0,00$; $y = 0,00$ ») du portique 01, et que ces rotules (de type LS) se développent uniquement aux niveaux des poteaux, tandis qu'aux niveaux des poutres les rotules sont de type B et IO.

SENS YY :

Le portique représenté dans les deux figures (Fig.IV.63.1, Fig. IV.63.2) est le F (voir la vue en plan).

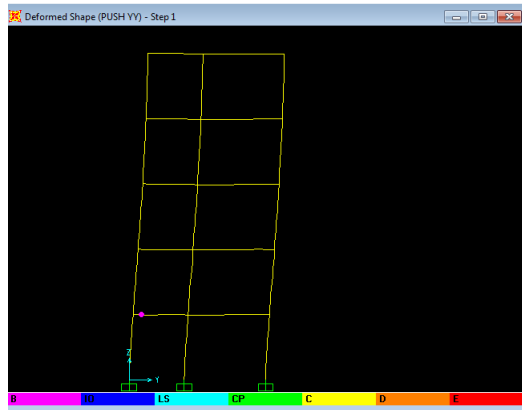


Fig. IV.63.1 : Première rotule plastique de type (B) dans la poutre du niveau 3,06.

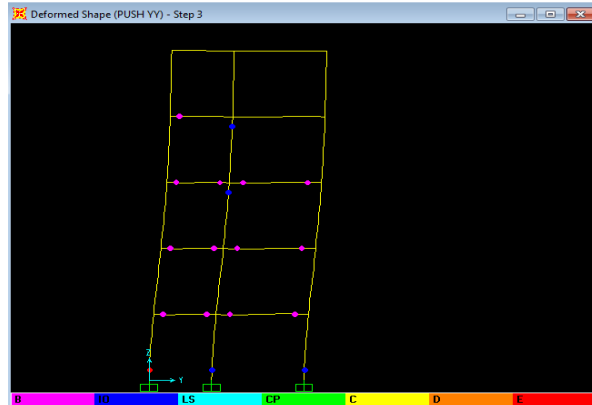


Fig. IV.63.2 : Mécanisme de ruine (rotules Plastiques de type (IO-E) dans les poteaux, et de type (B) dans les poutres.

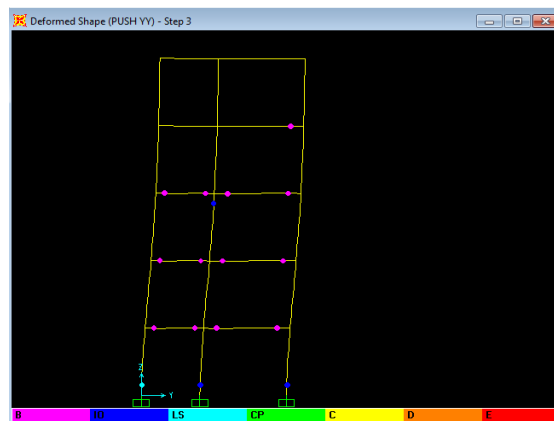


Fig. IV.63.3 : portique E.

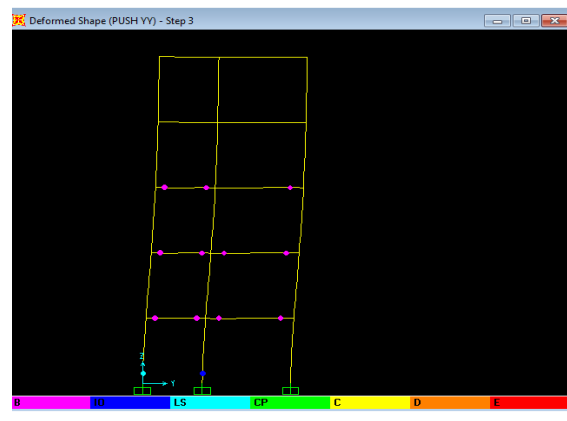


Fig. IV.63.4 : portique D.

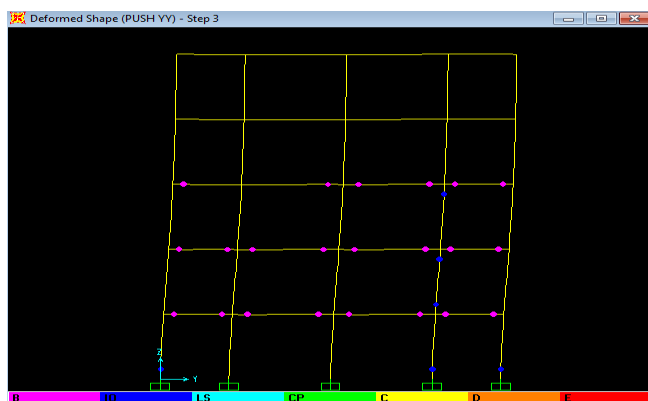


Fig. IV.63.5 : portique C.

Ces figures montrent le mécanisme de ruine des portiques des angles sortants des portiques C, D, E, F de la structure ou les rotules plastiques aux niveaux des poteaux sont plus importante (dangereuses) par rapport aux autres portiques (Fig.IV.63). Le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique local, les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et aux pieds des poteaux du rez-de-chaussée et aux extrémités des poteaux de quelques étages. D'où on peut dire que la structure a un comportement non ductile.

Représentation de développement des rotules plastiques dans tout le bâtiment pour les deux sens.

❖ **En appliquant push over pour le sens xx :**

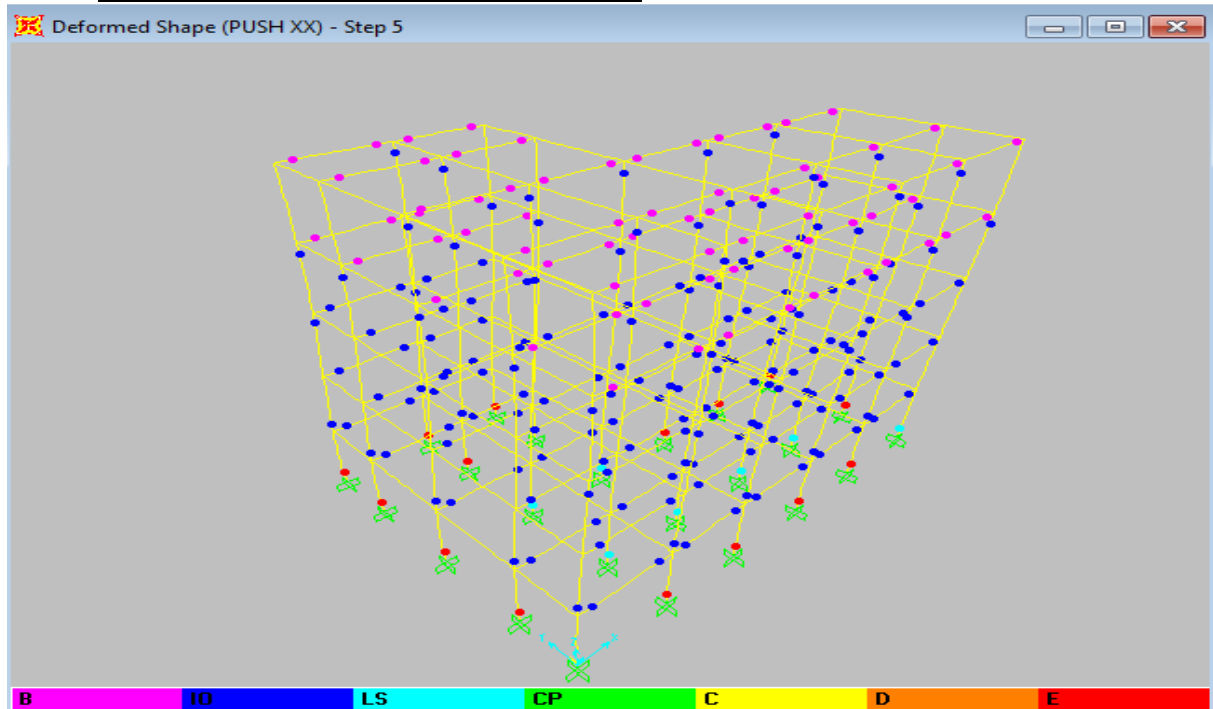


Fig. IV.64.1 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx step 05).

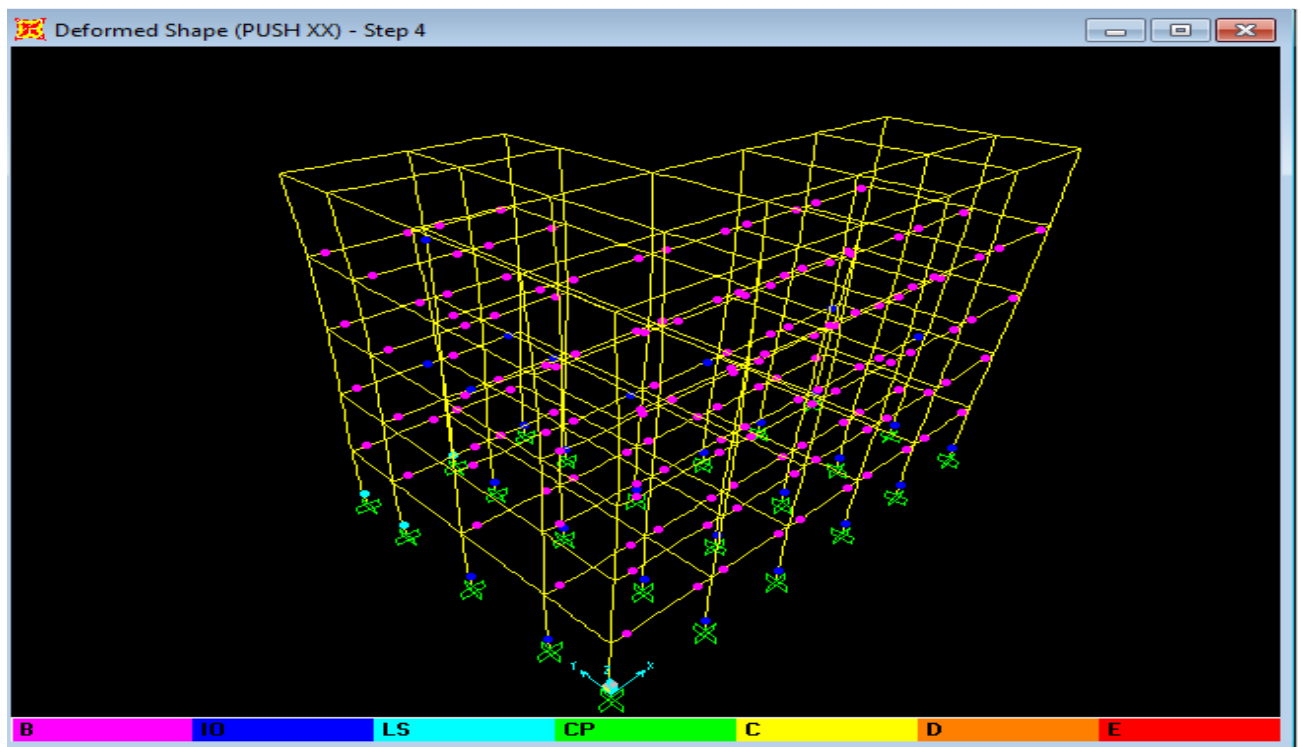


Fig. IV.64.2 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens xx step 04).

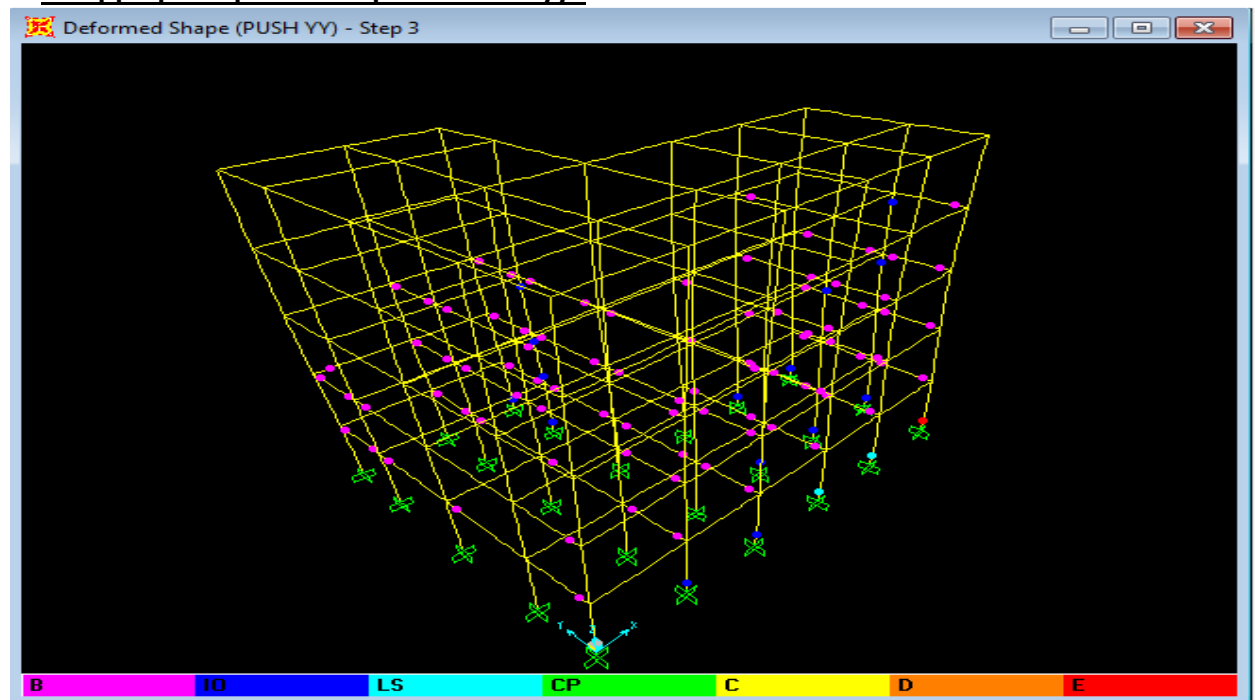
❖ **En appliquant push over pour le sens yy :**

Fig. IV.65 : Mécanisme de ruine de la variante 04 (rotules Plastiques dans les portiques, push over sens yy).

On constate, que le mécanisme de ruine de chaque structure étudiée n'est pas globale, car les rotules plastiques dans les poteaux se forment uniquement dans quelques étages, par conséquence, les quatre structures étudiées ne sont pas ductiles.

Comme, on constate, aussi, l'apparition des rotules plastique de type « E » correspondant à l'effondrement total de la structure seulement dans les poteaux de la variante 04, et avec un effort tranchant ultime (résistance ultime) à la base beaucoup moins inférieure par rapport aux autres variantes, ce qui implique, que si le pourcentage de décrochement en plan suivant la formule « I/L » supérieure ou égale à 50% la résistance de la structure est faible par conséquence son effondrement total.

IV.2.8 Conclusion 01 : après analyse statique non linéaire en poussée progressive (Push Over) des quatre variantes, avant confortement, on a constaté ce qui suit :

- ✓ L'irrégularité en plan diminue la rigidité du bâtiment, ainsi que sa résistance ultime.
- ✓ Si le pourcentage de décrochement (I_x/L_x ou I_y/L_y) est égale à 50%, la rigidité initial du bâtiment augmente et sa résistance ultime diminue considérablement, comparativement au même bâtiment régulier, ce qui est néfaste pour la structure car elle a subi une chute importante de sa rigidité initiale (variante 04 sens yy).
- ✓ Plus le pourcentage de décrochement en plan, est important, plus la ductilité globale (μ), et la ductilité au point de performance (μ_p) diminuent.
- ✓ Le déplacement latéral inter-étages à l'état limite ultime diminue avec l'augmentation du pourcentage du décrochement en plan.
- ✓ Dès que le pourcentage de décrochement dans les deux sens et supérieur ou égale à 50% ($I_x/L_x \geq 50\%$ et $I_y/L_y \geq 50\%$), des rotules plastiques de type « E » apparaissent aux niveaux des poteaux, ce qui implique l'effondrement total de la structure (voir le mécanisme de ruine de la variante 04).

IV.3 Etude dynamique linéaire des variantes 01 et 02 après confortement par ajout de voiles en béton armé:

IV.3.1 Introduction : cette étude est menée en considérant les deux variantes 01 et 02 étudiées précédemment avec :

- Les mêmes caractéristiques géométriques,
- Les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux,
- Les mêmes sections des poutres et poteaux,
- Les mêmes charges gravitaires, et avec prise en considération du poids propre des voiles.
- La même action sismique (même spectre de réponse amorti à 7% , et même coefficient de comportement $R = 3,5$).

Mais en les renforçant par l'ajout de voiles en béton armé.

IV.3.2 Etude de la variante 01 après confortement:

En se référant aux figures IV.55.1 et IV.55.2, on a constaté l'apparition des rotules plastiques de type C (Collapse « Ruine ») à la base des poteaux du RDC situés aux angles de la vue en plan, ainsi on a observé le même type de rotules à la base des deux poteaux des deux extrémités du portique central suivant l'axe xx du RDC , ce qui nous a conduit à disposer des voiles répartis sur toute la hauteur du bâtiment dans ces zones.

Dans le sens xx : $V1 = (1,20 \times 3.06 \times 0.20) \text{ (m}^3\text{)}.$

Dans le sens yy : $v2 = (1.20 \times 3.06 \times 0.20) \text{ (m}^3\text{)}.$

Vue en plan de la variante 01 après confortement: (fig. autocad)

Modélisation de la variante 01 après confortement sur SAP2000/V14 (Figure IV.66) :

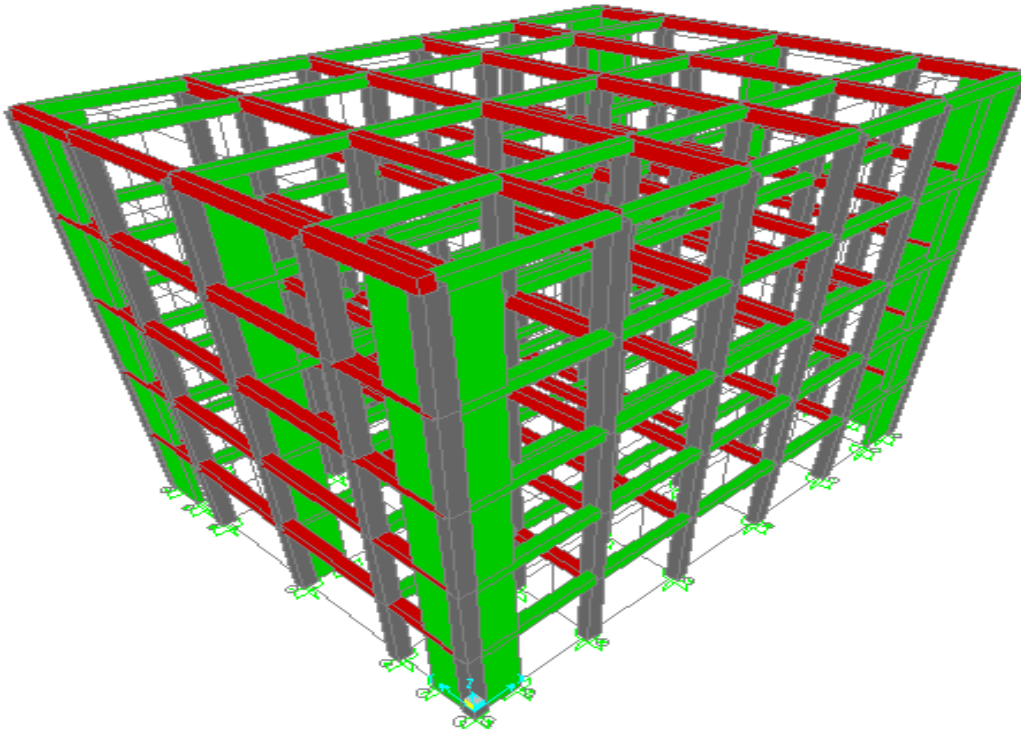


Fig. IV.66 : Modélisation de la variante 01 après confortement sur SAP2000/V14.

- **Masses "sismiques" concentrées de la variante 01 après confortement :**

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [8] :

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

$$M_i = MGi + \beta MQi$$

avec :

MGi = Masse relative aux charges permanentes (G) ;

MQi = Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

β = Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les variantes considérées sont à usage d'habitation, d'où $\beta = 0.2$ (RPA 99/2003, Tableau IV.5).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux du bâtiment sont données au tableau IV.5.

Masses sismiques	Variante 01
M5 (KN)	2249,2044
M4 (KN)	2384,4884
M3 (KN)	2384,4884
M2 (KN)	2384,4884
M1(KN)	2384,4884

Tableau IV.5 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 01 après confortement.

- **Périodes propres et Modes propres de vibration de la variante 01 après confortement:**

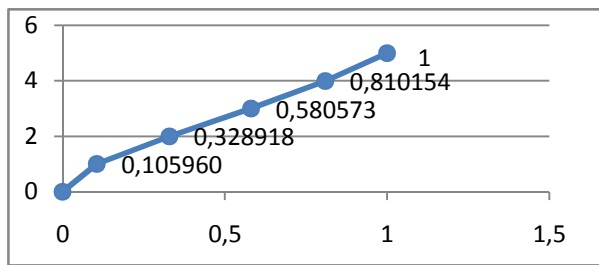
Les propriétés modales de cette variante, périodes propres, modes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données au tableau IV.6, suivant :

mode	Période (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,450031	0,75335	0	0,75335	0	0,18743
2	0,438355	0	0,75537	0,75335	0,75537	0,33884
3	0,323323	0	0	0,75335	0,75537	0,22212
4	0,120877	0,14192	2,996E-16	0,89527	0,75537	0,03531
5	0,120138	1,62E-15	0,14605	0,89527	0,90142	0,06551
6	0,08275	1,723E-15	1,731E-15	0,89527	0,90142	0,04887
7	0,056647	1,105E-15	7,073E-15	0,89527	0,90142	3,033E-15
8	0,054389	2,854E-14	0,05555	0,89527	0,95697	0,02492
9	0,054054	0,00143	3,014E-14	0,89669	0,95697	0,00036
10	0,052522	0,05779	2,16E-15	0,95448	0,95697	0,01438

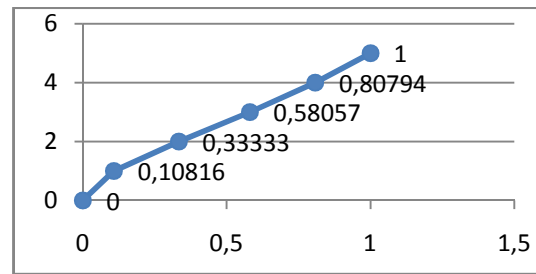
Tableau IV.6 : modes propres de la variante 01 après confortement.

Comme on le constate, cette variante présente une translation suivant le mode fondamentale qui est le mode 01 suivant le sens xx avec une période $T_1 = 0,450031$ (s), et le mode 02 suivant le sens yy avec une période $T_2 = 0,438355$ (s).

- La déformée selon le premier et le deuxième mode de vibration de la variante 01 suivant les deux directions (xx et yy).



Déformée du 1^{er} mode selon direction xx

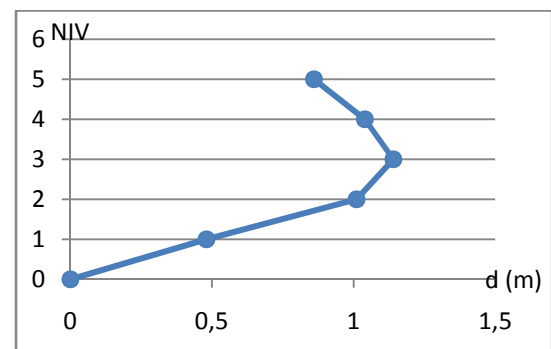


Déformée du 2^{ème} mode selon la direction yy

- Déplacement inter étages selon le premier et le deuxième mode de vibration de la variante 01 après confortement suivant les deux directions (xx et yy).

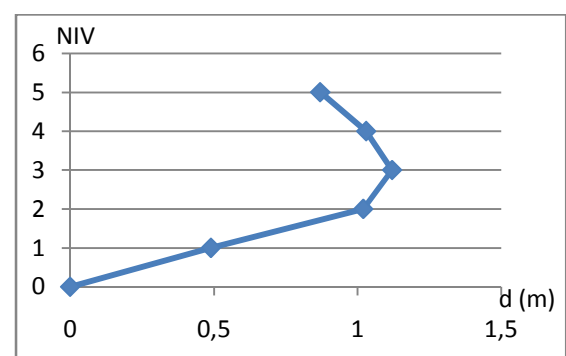
Déplacement inter étages selon le mode 01 (sens xx).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0048	0,48
6,12	0,0149	1,01
9,18	0,0263	1,14
12,24	0,0367	1,04
15,3	0,0453	0,86



Déplacement inter étage selon le mode 02 (sens yy).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0049	0,49
6,12	0,0151	1,02
9,18	0,0263	1,12
12,24	0,0366	1,03
15,3	0,0453	0,87



IV.3.3 Etude de la variante 02 après confortement : Pour cette variante, on a représenté deux dispositions différentes de voiles, ce qui nous a donné deux structures étudiées (variante 02 (1ère disposition de voiles) et variante 02 (2ème disposition de voiles))

A/ variante 02 après confortement (première disposition):

En se référant aux figures IV.58.1 et IV.58.2, on a constaté l'apparition de deux rotules plastiques de type C (*Collapse* « Ruine ») l'une est apparue, en appliquant le chargement en poussée progressive dans le sens yy, à la base du poteau du RDC située à l'angle de la vue en plan (de coordonnées $x = 16,65$, et $y = 0,00$), et l'autre, en appliquant le même chargement mais suivant le sens xx, à la base du poteau à l'extrémité du portique central suivant l'axe xx du RDC (portique 02), c'est pour ça qu'on a mis des voiles répartis sur toute la hauteur du bâtiment dans ces zones.

Dans le sens xx : $V1 = (1,60 \times 3,06 \times 0,20) \text{ (m}^3\text{)}.$

Dans le sens yy : $v2 = (1,40 \times 3,06 \times 0,20) \text{ (m}^3\text{)}.$

Vue en plan de la variante 02 après confortement (1ère disposition): (fig. autocade)

Modélisation de la variante 02 après confortement (1ère disposition) sur SAP2000/ V14 (Figure IV.67) :

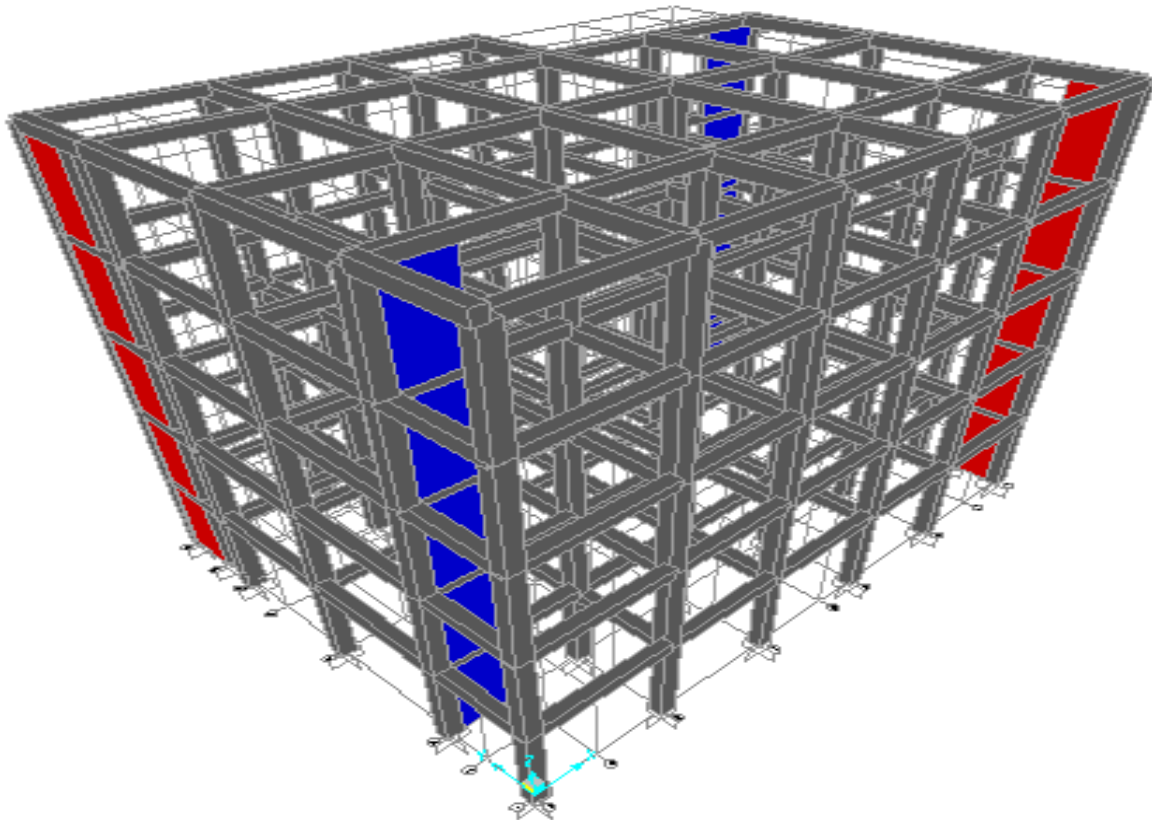


Fig. IV.67 : Modélisation de la variante 02 après confortement (1ème disposition) sur SAP2000/V14.

- **Masses "sismiques" concentrées de la variante 02 après confortement (1ère disposition):**

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [8] :

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

$$M_i = MGi + 6 MQ_i$$

avec :

MGi = Masse relative aux charges permanentes (G) ;

MQi = Masse relative aux charges d'exploitation (Q) ;

θ = Coefficient de pondération des charges d'exploitation ; dans notre cas, les variantes considérées sont à usage d'habitation, d'où **$\theta = 0.2$** (RPA 99/2003, Tableau 4.5).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux du bâtiment considéré sont données au tableau IV.7.

Masses sismiques	variante 02 (1ère disposition)
$M5 (KN)$	1946,2748
$M4 (KN)$	2029,8958
$M3 (KN)$	2029,8958
$M2 (KN)$	2029,8958
$M1(KN)$	2029,8958

Tableau IV.7 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 02 après confortement (1ère disposition).

- **Périodes propres et Modes propres de vibration de la variante 02 après confortement (1ère disposition):**

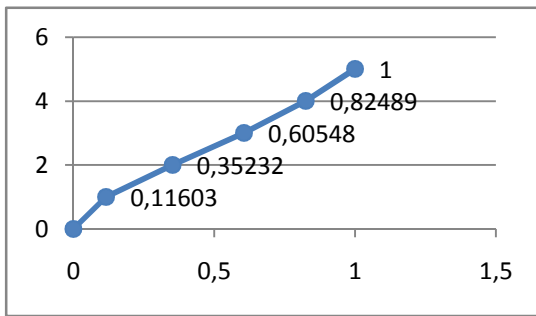
Les propriétés modales de ce bâtiment, périodes propres, modes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données au tableau IV.8, suivant :

mode	Période (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,49536	0,75498	0,01063	0,75498	0,01063	0,12254
2	0,486698	0,01076	0,75935	0,76575	0,76999	0,39816
3	0,287692	0,00005997	0,000004624	0,76581	0,76999	0,27481
4	0,139028	0,00026	0,13771	0,76606	0,9077	0,06053
5	0,137965	0,13502	0,00019	0,90108	0,90789	0,0386
6	0,066055	0,00015	0,05123	0,90123	0,95912	0,02598
7	0,064152	0,00431	0,00125	0,90554	0,96037	0,00522
8	0,062707	0,05299	0,000005467	0,95854	0,96038	0,00698

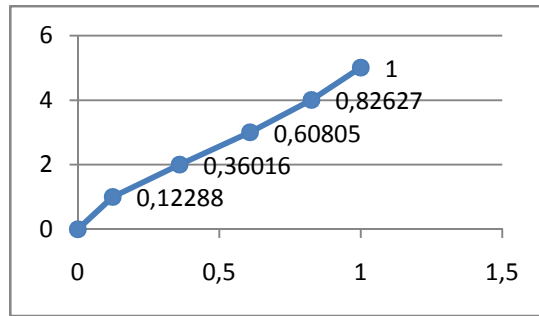
Tableau IV.8 : modes propres de la variante 02 après confortement (1ère disposition).

A travers ce tableau, on remarque que le bâtiment présente une translation suivant le mode fondamentale qui est le mode 01 suivant le sens xx avec une période $T_1 = 0,49536$ (s), et le mode 02 suivant le sens yy avec une période $T_2 = 0,486698$ (s).

- **La déformée selon le premier et le deuxième mode de vibration de la variante 02 après confortement (1ère disposition) suivant les deux directions (xx et yy).**



Déformée du 1^{er} mode selon la direction xx

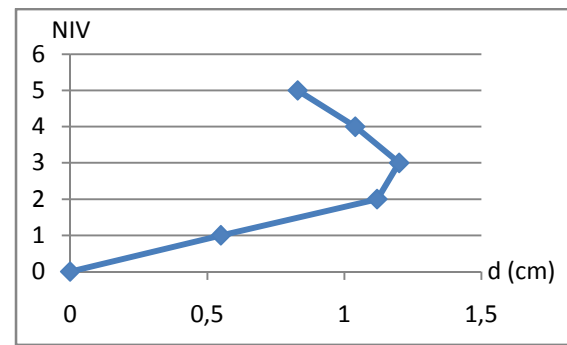


Déformée du 2^{ème} mode selon la direction yy

- Déplacement inter étages selon le premier et le deuxième mode de vibration de la variante 02 après confortement (1^{ère} disposition) suivant les deux directions (xx et yy).

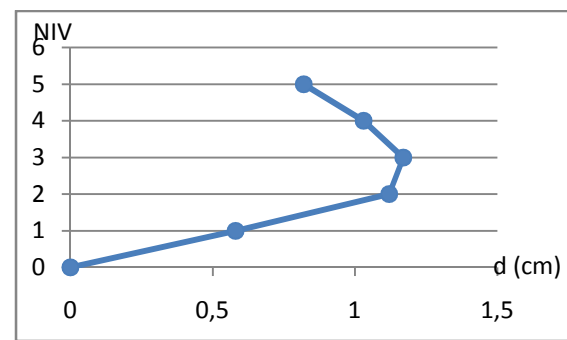
Déplacement inter étage selon le mode 01 (sens xx).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0055	0,55
6,12	0,0167	1,12
9,18	0,0287	1,2
12,24	0,0391	1,04
15,3	0,0474	0,83



Déplacement inter étage selon le mode 02 (sens yy).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0058	0,58
6,12	0,017	1,12
9,18	0,0287	1,17
12,24	0,039	1,03
15,3	0,0472	0,82



B/ variante 02 après confortement (2^{ème} disposition) :

Pour cette 2^{ème} disposition, on a gardé la même disposition des voiles que la variante 02 (1^{ère} disposition) mais en ajoutant d'autre voiles aux niveaux des angles rentrants et sortants de la structure, avec des sections de voiles idem suivant les deux directions (xx et yy), a savoir :

Dans le sens xx : $V1 = (1,20 \times 0,20 \times 3,06)$.

Dans le sens yy : $V2 = (1,20 \times 0,20 \times 3,06)$.

Vue en plan de la variante 02 après confortement (2^{ème} disposition): (fig. autocade)

Modélisation de la variante 02 après confortement (2ème disposition) sur SAP2000/ V14 (Figure IV.68) :

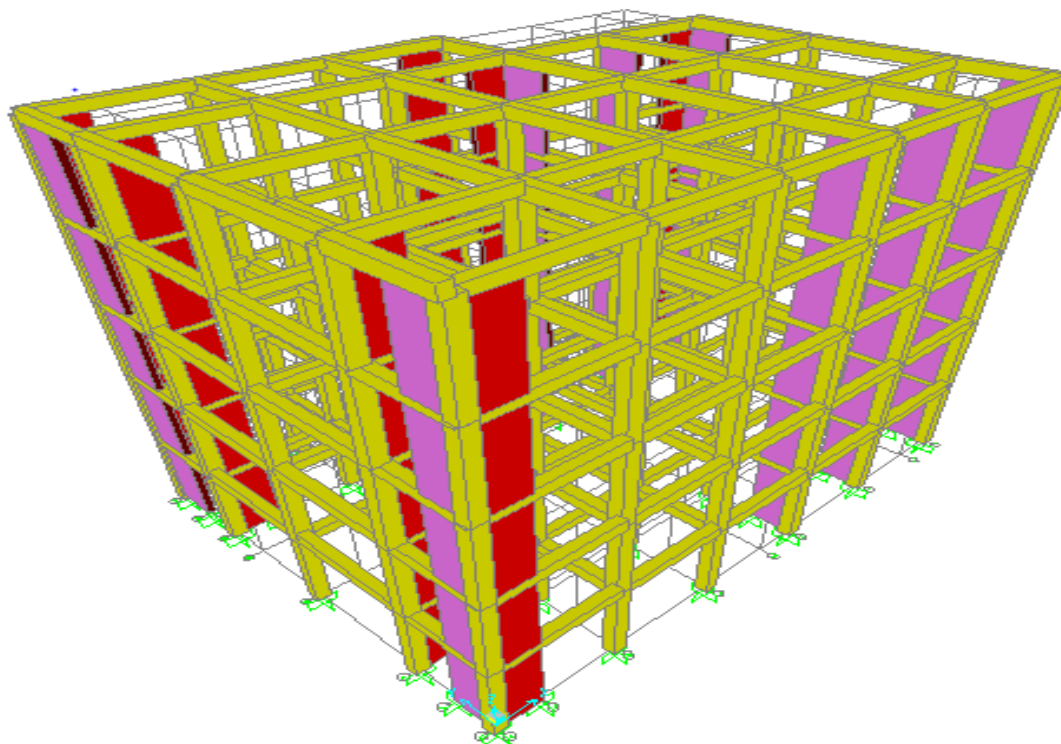


Fig. IV.68 : Modélisation de la variante 02 après confortement (2ème disposition) sur SAP2000/V14.

- **Masses "sismiques" concentrées de la variante 02 (2ème disposition):**

La masse "sismique" concentrée par niveau du bâtiment est calculée comme suit [8] :

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

$$M_i = M_{Gi} + \beta M_{Qi}$$

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).

Les masses "sismiques" concentrées aux différents niveaux du bâtiment considéré sont données au tableau IV.9.

Masses sismiques	variante 02 (2ème disposition)
M5 (KN)	2107,078
M4 (KN)	2300,525
M3 (KN)	2300,525
M2 (KN)	2300,525
M1(KN)	2300,525

Tableau IV.9 : Masses "sismiques" du modèle "brochette " associés a la variante 02 après confortement (2ème disposition).

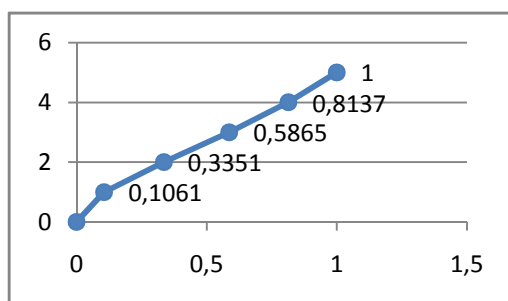
- **Périodes propres et Modes propres de vibration de la variante 02 après confortement (2^{ème} disposition):**

Les propriétés modales de ce bâtiment, périodes propres, modes propres et le pourcentage de masse modale participante, sont données au tableau IV.10, suivant :

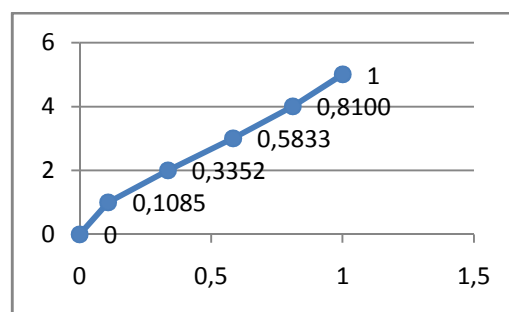
mode	Période (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,44046	0,71272	0,00671	0,71272	0,00671	0,06727
2	0,379139	0,00412	0,73823	0,71684	0,74494	0,30567
3	0,30947	0,03496	0,00442	0,7518	0,74935	0,36362
4	0,11887	0,13152	0,00111	0,88332	0,75046	0,01157
5	0,102642	0,00039	0,14276	0,88371	0,89323	0,05116
6	0,079897	0,01027	0,0041	0,89398	0,89733	0,09192
7	0,056162	0,000006518	5,459E-07	0,89398	0,89733	0,000001756
8	0,052087	0,02176	0,00005252	0,91574	0,89738	0,00204
9	0,051894	0,03238	0,00001993	0,94813	0,8974	0,00331
10	0,048866	0,00009984	0,00058	0,94823	0,89798	0,00038
11	0,048576	0,00004032	8,529E-07	0,94827	0,89798	0,000001109
12	0,046153	0,00002362	0,01093	0,94829	0,90891	0,00302

Tableau IV.10 : modes propres de la variante 02 (2^{ème} disposition).

- **La déformée selon le premier et le deuxième mode de vibration de la variante 02 après confortement (2^{ème} disposition).**



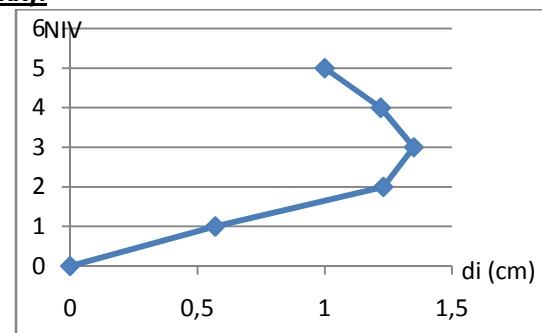
Déformée du 1^{er} mode selon la direction xx



Déformée du 2^{ème} mode selon la direction yy

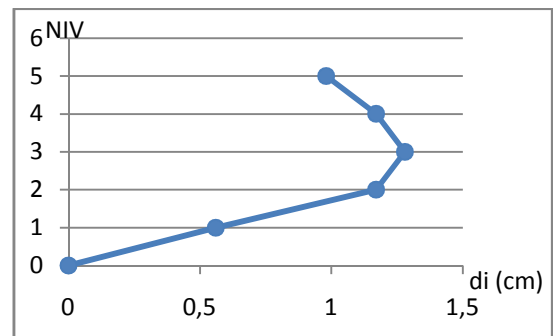
Déplacement inter étage selon le mode 01 (sens xx).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0057	0,57
6,12	0,018	1,23
9,18	0,0315	1,35
12,24	0,0437	1,22
15,3	0,0537	1



Déplacement inter étage selon le mode 02 (sens yy).

NIV (h en m)	di (m)	déplacement inter étage (di - di-1) en (cm)
0	0	0
3,06	0,0056	0,56
6,12	0,0173	1,17
9,18	0,0301	1,28
12,24	0,0418	1,17
15,3	0,0516	0,98

**IV.3.4 Analyse et comparaison des résultats obtenus après étude des deux variantes avant et après renforcement :**

Après étude modale et spectrale des deux variantes 01 et 02 avant et après confortement, on a comparé les résultats obtenus, et on a constaté ce qui suit :

1/Variante 01 :

- ✓ on a remarqué que les déformées du 1^{er} et 2^{ème} mode de vibration des deux structures avant et après confortement sont suivant la même direction (mode 01 suivant le sens xx, et mode 02 suivant le sens yy), de ce faite la période fondamentale T1 du mode 01 est suivant la direction xx et T2 du mode 02 suivant la direction yy pour les deux structures, et que ces périodes sont plus importantes dans la structure autostable, ce qui fait de la structure confortée, une structure plus rigide, (« T1_{autostable} = 0,6317S, et T1_{mixte} = 0,450031S », « T2_{autostable} = 0,610503S, et T2_{mixte} = 0,438355S »).

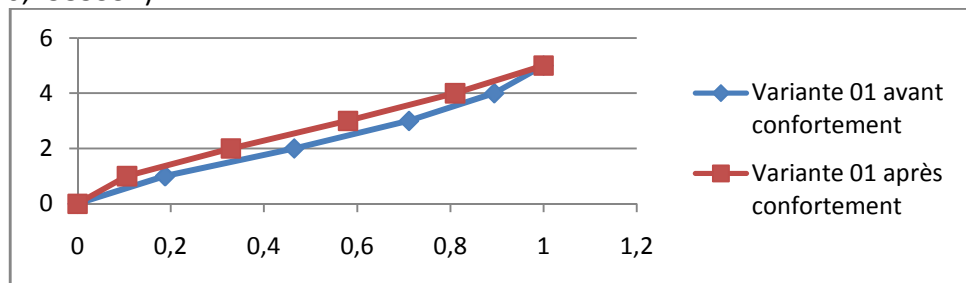


Fig. IV.69.a : Déformée du mode 01 de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.

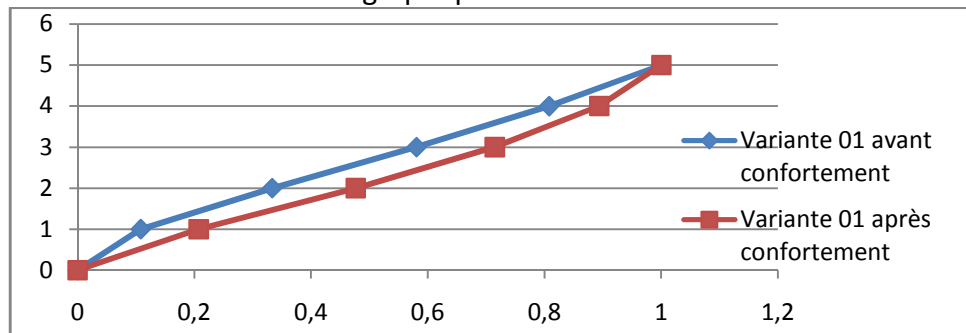


Fig. IV.69.b : Déformée du mode 02 de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.

- ✓ Le déplacement maximum au sommet de la variante 01 avant confortement est presque le même après confortement ($d_{\text{autostable}} = 0,0426$ m, et $d_{\text{mixte}} = 0,0453$ m), mais avec un effort tranchant a la base de la structure après confortement beaucoup plus important que ce lui de la structure avant confortement ($V_{\text{autostable}} = 1027,53\text{KN}$, et $V_{\text{mixte}} = 1909,157\text{KN}$).
- ✓ on constate une diminution du déplacement inter étages suivant les deux premiers modes(mode 01 'sens xx' et mode 02 'sens yy') aux deux niveaux inférieurs de la variante 01 après confortement (NIV1 « H = 3,06 m », et NIV 2 « H = 6,12 m », et une augmentation aux trois autres niveaux (NIV3 « H = 9,18 m », NIV4 « H= 12,40 », et NIV5 « H = 15,30 ») par rapport a la variante 01 avant confortement (Figures : IV.70.a et IV.70.b).

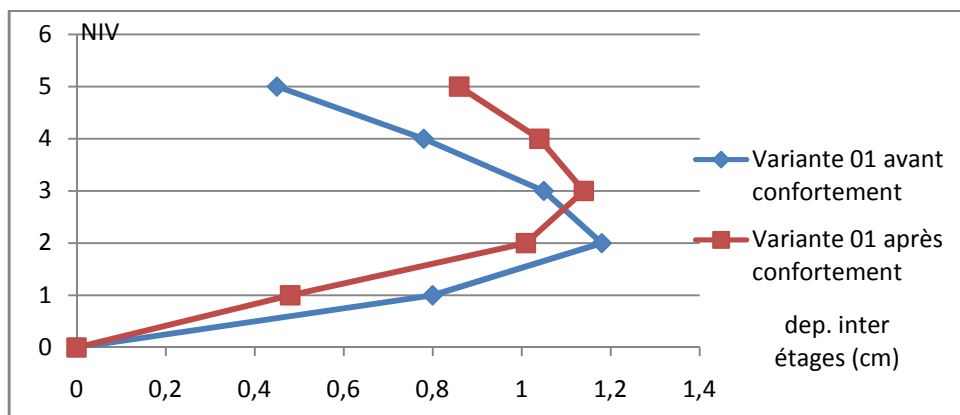


Fig. IV.70.a : Déplacements inter étages selon le mode 01(sens xx) de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.

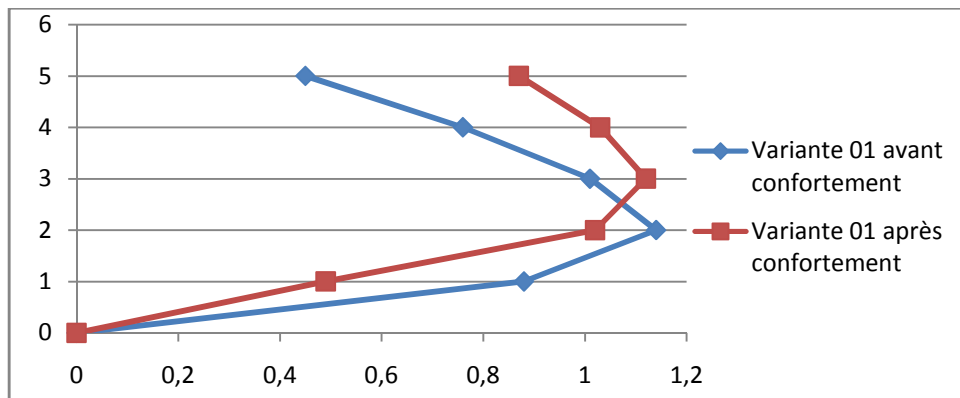


Fig. IV.70.b : Déplacements inter étages selon le mode 02 (sens yy) de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique.

2/ Variante 02 :

- ✓ on a remarqué que les déformées du 1^{er} et 2^{ème} mode de vibration des trois structures (variante 02 avant confortement, variante 02 après confortement (1^{ère} disposition, et variante 02 après confortement (2^{ème} disposition)) sont suivant la même direction (mode 01 suivant le sens xx, et mode 02 suivant le sens yy) et que les deux structures de la variante 02

après confortement ont la même déformée (Figures : IV.71.a et IV.71.b), de ce faite, la période fondamentale T_1 du mode 01 est suivant la direction xx et T_2 du mode 02 suivant la direction yy pour les trois structures, et que ces périodes sont plus importantes dans la variante 02 avant confortement, ce qui fait des deux autres structures après confortement, des structures plus rigides, (« $T_{1\text{autostable}} = 0,630812\text{S}$, $T_{1\text{mixte 1ère disposition}} = 0,49536\text{S}$, et $T_{1\text{mixte 2ème disposition}} = 0,44046\text{S}$ », « $T_{2\text{autostable}} = 0,612015\text{S}$, $T_{2\text{mixte 1ère disposition}} = 0,486698\text{S}$, et $T_{2\text{mixte 2ème disposition}} = 0,379139\text{S}$ »).

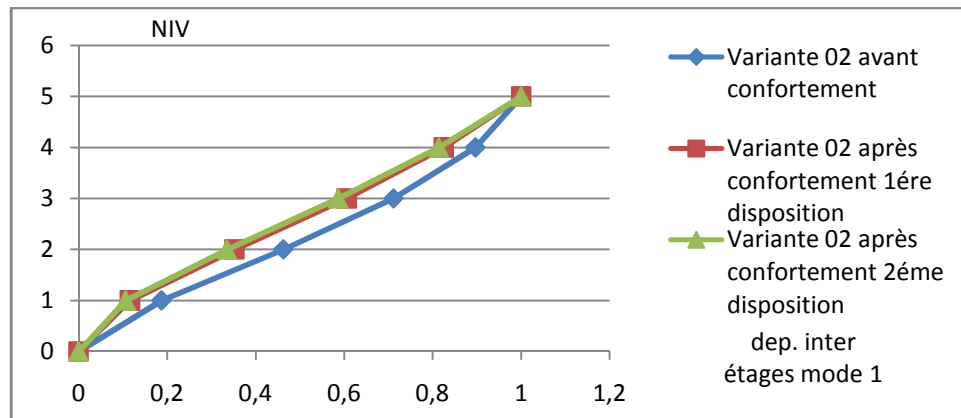


Fig. IV.71.a : Déformée du mode 01 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique.

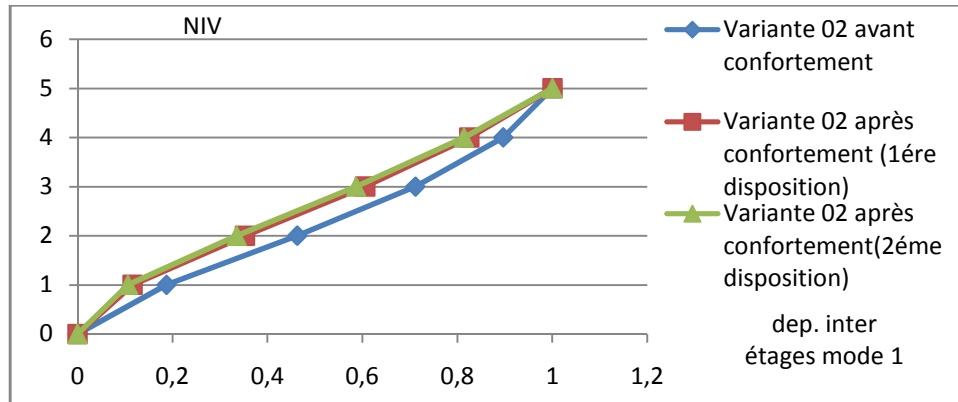


Fig. IV.71.b : Déformée du mode 02 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique.

- ✓ Le déplacement maximum au sommet de la variante 02 avant et après confortement est presque le même (par exemple pour le mode 01 on a : $d_{\text{autostable}} = 0,0454 \text{ m}$, $d_{\text{mixte 1ère disposition}} = 0,0474 \text{ m}$, et $d_{\text{mixte 2ème disposition}} = 0,0537 \text{ m}$), mais avec un effort tranchant a la base des structures après confortement beaucoup plus important que ce lui de la structure avant confortement ($V_{\text{autostable}} = 963,254 \text{ KN}$, $V_{\text{mixte 1ère disposition}} = 1904,308 \text{ KN}$, et $V_{\text{mixte 2ème disposition}} = 2087,039 \text{ KN}$).
- ✓ on constate une diminution du déplacement inter étages suivant les deux premiers modes (mode 01 'sens xx' et mode 02 'sens yy') aux deux niveaux inférieur du de la variante 02 après confortement (NIV1 « $H = 3,06$

m », et NIV 2 « $H = 6,12$ m », et une augmentation aux trois autres niveaux (NIV3 « $H = 9,18$ m », NIV4 « $H = 12,40$ », et NIV5 « $H = 15,30$ ») par rapport à la variante 02 avant confortement, mais on a remarqué que c'est la variante 02 après confortement (2^{ème} disposition) qui possède le plus grand déplacement inter étage (au niveau 3 ' $h = 9,18$ m') malgré que c'est la plus renforcée. (Figures : IV.72.a et IV.72.b),

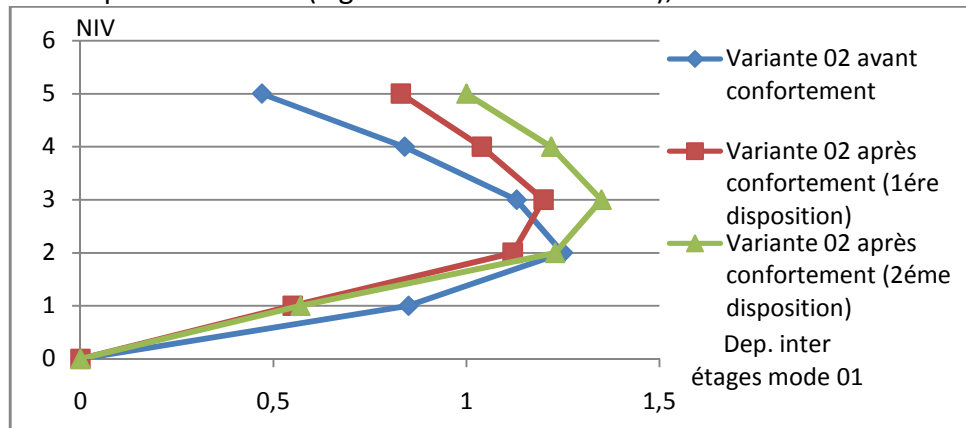


Fig. IV.72.a : Déplacements inter étages selon le mode 01 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique.

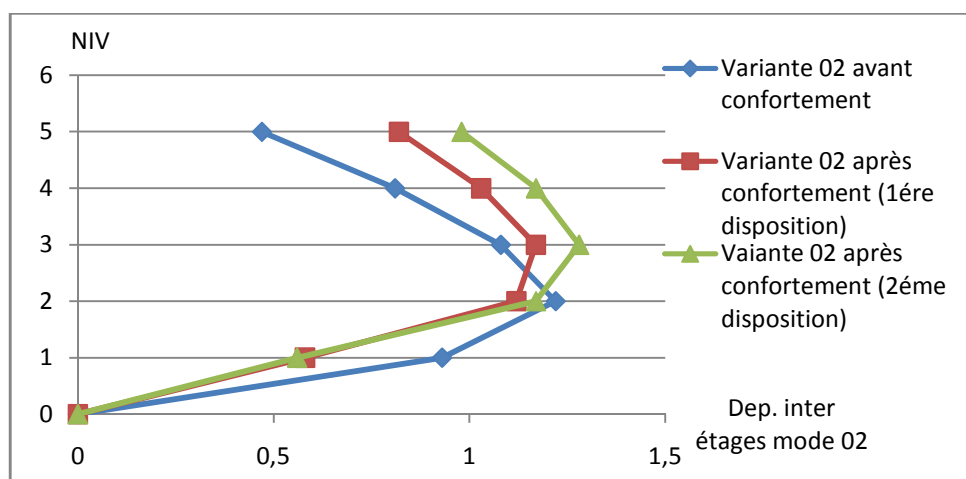


Fig. IV.72.b : Déplacements inter étages selon le mode 02 de la variante 02 avant et après confortement sur le même graphique.

IV.3.5 Vérification de dimensionnement des deux variantes 01 et 02 après confortement:

IV.3.5.1 Vérification du comportement dynamique :

A travers les tableaux IV.6, V.8, et IV.10, on constate que pour les modes 1 et 2 le pourcentage de masse modale participante est plus importante en translation ($U_x > R_z$ et $U_y > R_z$), c'est pour cette raison qu'on peut considérer que ces deux modes présentent des translations suivant les directions principales.

IV.3.5.2 Vérification de l'article 4.3.4 RPA 2003 :

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

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

variantes	direction xx		direction yy	
	nombre de modes	Σ des masses modales	nombre de modes	Σ des masses modales
01 après confortement	10	0,95448	10	0,95697
02 après confortement (1ère disposition)	08	0,95854	08	0,96038
02 après confortement (2ème disposition)	12	0,94829	12	0,90891

IV.3.5.3 Vérification de l'article 4.3.6 RPA 2003 :

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

VARIANTES	Vx (dyn) KN	Vy (dyn) KN	V (MSE) KN	Vx>80% V(MSE)	Vy>80% V(MSE)
01 après confortement	1909,157	1949,318	1147,45	condition vérifiée	condition vérifiée
02 après confortement (1ère disposition)	1904,308	1935,792	1010,022	condition vérifiée	condition vérifiée
02 après confortement (2ème disposition)	2087,039	2295,52	1099,252	condition vérifiée	condition vérifiée

$$V (MSE) = W \cdot \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \quad (\text{RPA 99/V2003})$$

A = 0,25 (Zone III, Groupe d'usage 2).

R = 5 (structure mixte).

W : poids total de La structure sous combinaison G + 0,2Q.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q = 1,15 (facteur de qualité).

IV.3.5.4 Vérification de l'article 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3.06 cm).

D'après les résultats de calcul des déplacements latéraux inter étages calculés précédemment, cette condition est vérifiée.

IV.3.5.5 Justification de l'interaction portiques – voiles (article 3.4 RPA 2003) :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

- **Répartition des charges verticales (P):**
1/ variante 01 après confortement :

Etage	P (KN)	P repris par les voiles (%)	P repris par les portiques (%)
RDC	11787,158	8,499080101	91,5009199
Etage 01	9402,6696	8,285731959	91,71426804
Etage 02	7018,1812	29,46815337	70,53184663
Etage 03	4633,6928	41,90878601	58,09121399
Etage 04	2249,2044	4,931521564	95,06847844
Moyenne		18,6186546	81,3813454

Tableau IV.11 : Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques de la variante 01 après confortement.

- 2/ variante 02 après confortement (1ère disposition) :

Etage	P (KN)	P repris par les voiles (%)	P repris par les portiques (%)
RDC	10065,858	10,07057719	89,92942281
Etage 01	8035,9622	9,723532547	90,27646745
Etage 02	6006,0664	7,143923684	92,85607632
Etage 03	3976,1706	6,15562622	93,84437378
Etage 04	1946,2748	4,852737137	95,14726286
Moyenne		7,589279356	92,41072064

Tableau IV.12 : Pourcentage des efforts verticaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (1ère disposition).

3/ variante 02 après confortement (2ème disposition) :

Etage	P (KN)	P repris par les voiles (%)	P repris par les portiques (%)
RDC	11309,178	14,65190485	85,34809515
Etage 01	9008,653	13,69872055	86,30127945
Etage 02	6708,128	12,83711939	87,16288061
Etage 03	4407,603	11,07610191	88,92389809
Etage 04	2107,078	7,842652242	92,15734776
Moyenne		12,02129979	87,97870021

- **Répartition des charges horizontales (Vx , Vy) :**

1/ variante 01 après confortement :

NIV	Vx repris par les voiles (%)	Vx repris par les portiques (%)	Vy repris par les voiles (%)	Vy repris par les portiques (%)
0	0	0	0	0
3,06	70,04670899	29,95328859	76,47762925	23,52235754
6,12	47,68844059	52,31157337	55,73516657	44,26482655
9,18	49,95289036	50,04706251	47,63064698	52,36933724
12,24	42,93947227	57,060525	40,05027604	59,94974506
15,3	30,769945	69,230055	32,10917877	67,89082123
Moyenne	48,27949144	51,72050089	50,40057952	49,59941752

Tableau IV.13 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 01 après confortement.

2/ variante 02 après confortement (1ère disposition):

NIV	Vx repris par les voiles (%)	Vx repris par les portiques (%)	Vy repris par les voiles (%)	Vy repris par les portiques (%)
0	0	0	0	0
3,06	66,27667763	33,72334474	65,64311776	38,55961706
6,12	42,73542909	57,26456857	40,51999304	59,47998416
9,18	33,69442987	66,30573389	32,57478466	67,42521534
12,24	27,48582123	72,51414999	25,78235123	74,21764877
15,3	23,43759919	76,56240081	18,23468179	81,76531821
Moyenne	38,7259914	61,2740396	36,5509857	64,28955671

Tableau IV.14 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (1ère disposition).

3/ variante 02 après confortement (2ème disposition):

NIV	Vx repris par les voiles (%)	Vx repris par les portiques (%)	Vy repris par les voiles (%)	Vy repris par les portiques (%)
0	0	0	0	0
3,06	79,00816016	20,99185781	84,71961863	15,28040707
6,12	61,78674515	38,21324002	70,77401678	29,22599673
9,18	54,41845504	45,58152368	64,82829515	35,18727298
12,24	48,18213423	51,81798013	59,21312805	40,78689268
15,3	50,57545183	41,85854559	27,74644377	72,25359605
Moyenne	58,79418928	39,69262945	61,45630047	38,5468331

Tableau IV.15 : Pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles et les portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition).

IV.3.6 Conclusion 02 :

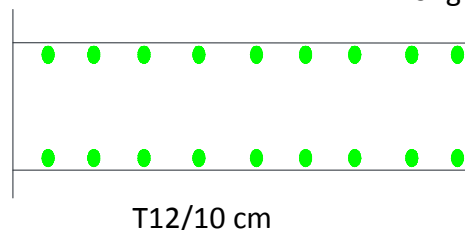
- ✓ Les variantes étudiées satisfait les critères du règlement parasismique algérien (RPA 99/V2003) relatifs aux structures mixtes.
- ✓ L'ajout de voiles en béton armé augmente la période fondamentale de la structure (régulière ou non régulière).
- ✓ L'ajout de voiles en béton armé a diminué le déplacement maximum inter étages, que se soit pour la structure décroché ou non, mais on constater le contraire pour la variante 02 (2ème disposition de voiles) ce qui implique, que, la disposition de voiles a son influence sur le déplacement inter étages d'une structure.

IV.4 Ferrailage des variantes étudiées:

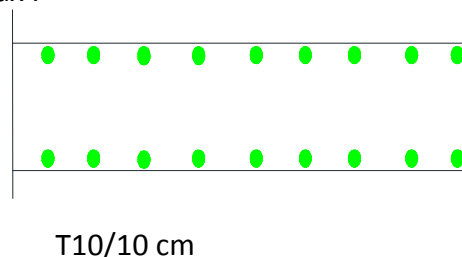
IV.4.1 Ferrailage des portiques : Il est identique à celui des variantes autostables étudiées précédemment (voir article V.1.6.4 du chapitre V).

IV.4.2 Ferrailage des voiles : les deux voiles V1 (sens xx) et V2 (sens yy) ont le même ferrailage, soit pour les armatures longitudinales ou les armatures transversales, pour les deux variantes étudiées.

a) Aciers longitudinaux :



b) Aciers transversaux :



IV.5 Etude push over des variantes 01 et 02 après confortement :**IV.5.1 Variante 01 après confortement :****1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) :****1.1 Sens xx**

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	2,00E-15	0
1	0,004021	514,862
2	0,009845	1121,144
3	0,026545	1937,015
4	0,076705	3104,561
5	0,076705	2749,646

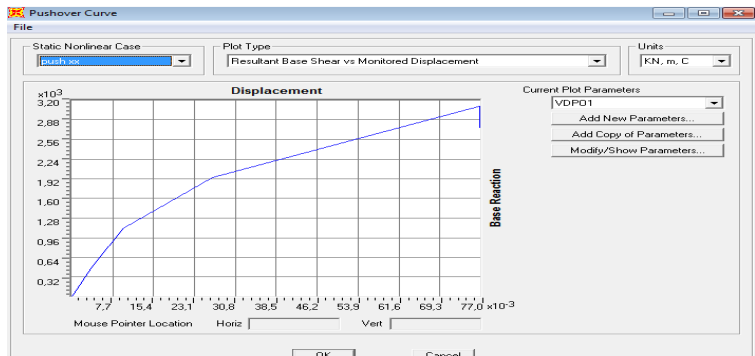


Figure IV.73 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens xx.

1.2 Sens xx :

Step	Displacement m	BaseForce KN
0	7,94E-16	0
1	0,004506	608,86
2	0,005716	767,322
3	0,008369	1054,912
4	0,008381	1052,553
5	0,013348	1491,071
6	0,021104	1811,3
7	0,024873	1911,433
8	0,025035	1913,295
9	0,062973	2630,077
10	0,065608	2648,898
11	0,066907	2635,243
12	0,06722	2602,576
13	0,087947	2943,032
14	0,089278	2957,315

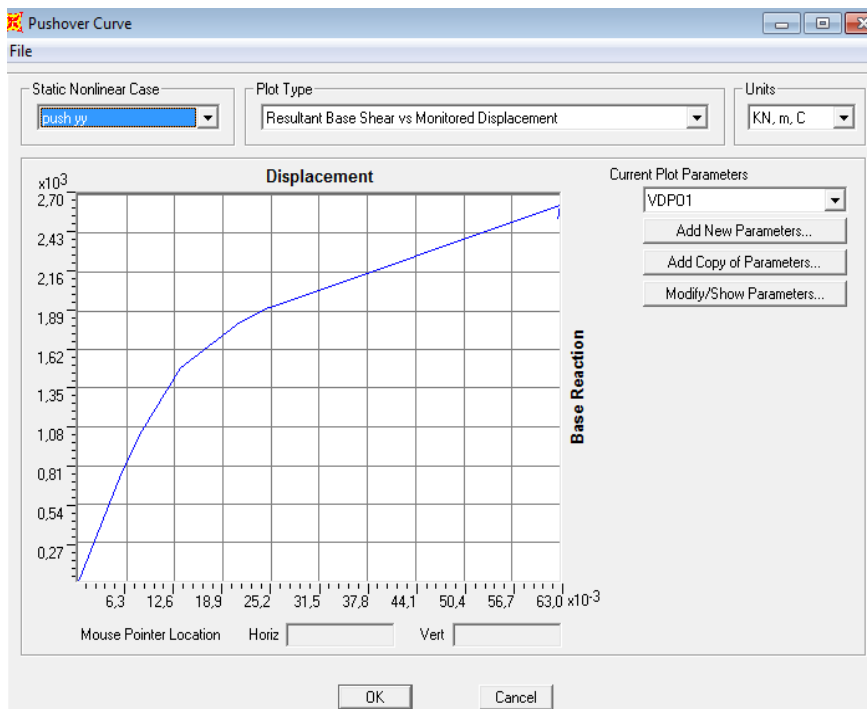


Figure IV.74 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

2 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 01 après confortement :

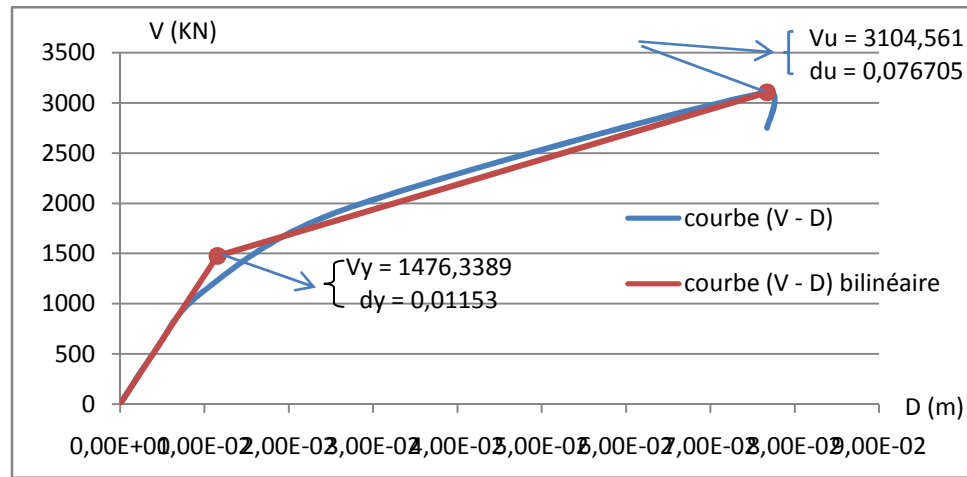
2.1 Sens xx :

Figure IV.75 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 après confortement Sens xx.

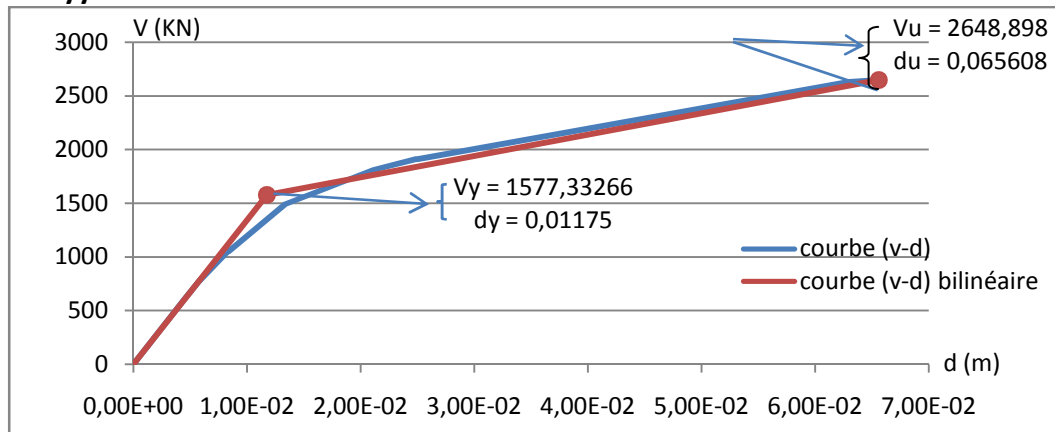
2.2 Sens yy :

Figure IV.76 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 01 après confortement Sens yy.

IV.5.2 Variante 02 :

- **Variante 02 (1ère disposition) :**

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommets}$) :**1.1 Sens xx :**

Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	-0,000039	0
1	0,003791	372,488
2	0,010379	904,305
3	0,014146	1071,267
4	0,014146	1026,769

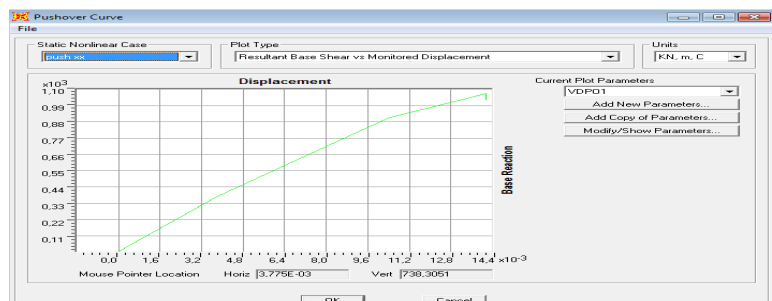


Figure IV.77 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 02 après confortement (1ère disposition) Sens xx.

1.2 Sens yy :

Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	0,000082	0
1	0,00437	434,549
2	0,012895	1106,606
3	0,015205	1208,185
4	0,015725	1175,792

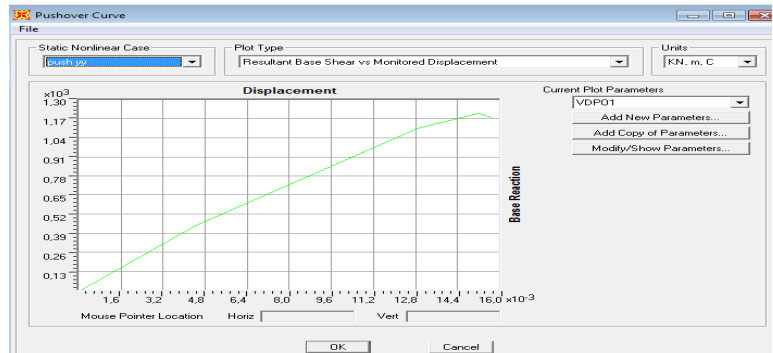


Figure IV.78 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 après confortement (1ère disposition) Sens yy.

2 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 (1ère disposition) :

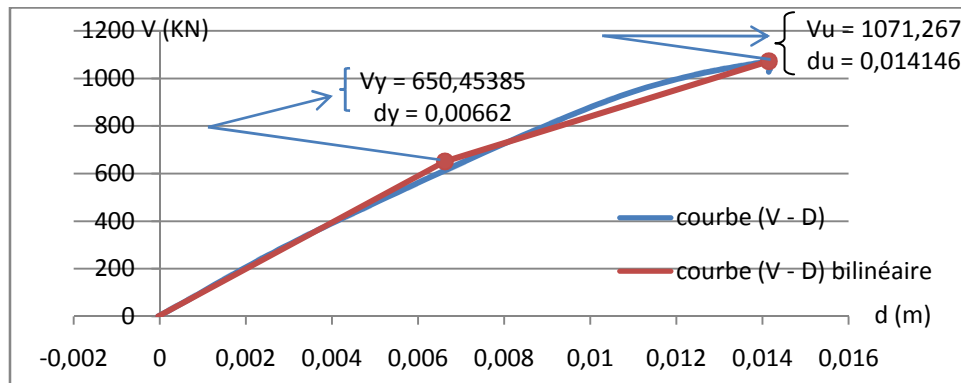
1.1 Sens xx :

Figure IV.79 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 après confortement (1ère disposition) Sens xx.

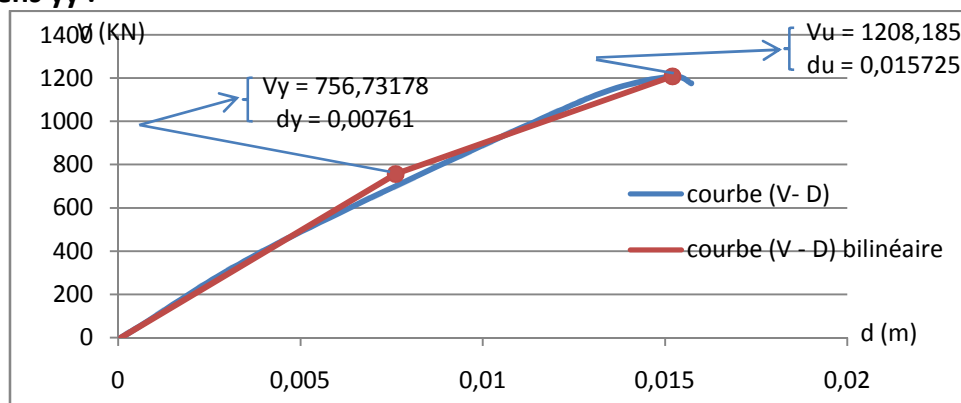
1.2 Sens yy :

Figure IV.80 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 après confortement (1ère disposition) Sens yy.

- Variante 02 (2ème disposition)**

1/ Courbe de capacité de la structure ($V_{base} - D_{sommet}$) :

1.1 Sens xx :

Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	0,000101	0
1	0,003848	559,975
2	0,007948	1026,578
3	0,01411	1391,684
4	0,020468	1667,785
5	0,027223	1893,043
6	0,02867665	1945,37199
7	0,03160654	1994,89473

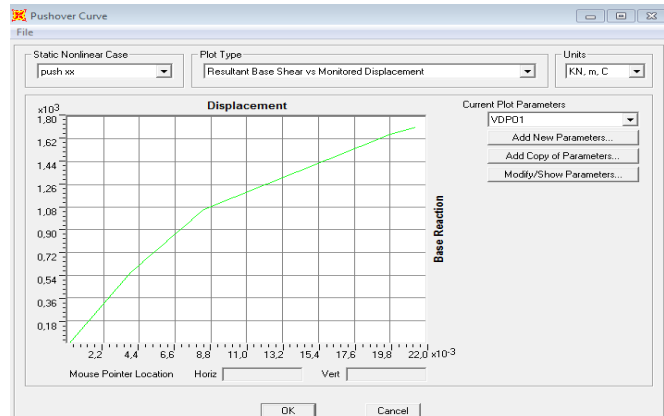


Figure IV.81 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 02 après confortement (2ème disposition) Sens xx.

1.2 Sens yy :

Step	Displacement	BaseForce
	m	KN
0	0,000043	0
1	0,002964	576,593
2	0,00921	1581,478
3	0,01350021	1919,32
4	0,01814654	2157,772
5	0,02138898	2288,978
6	0,02218236	2314,2117
7	0,02222055	2318,83487
8	0,02365299	2328,66427

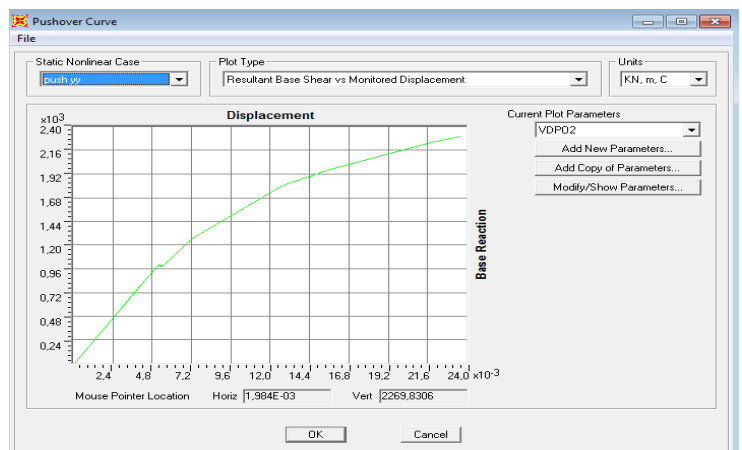


Figure IV.82 : Courbe de capacité en format ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 02 après confortement (2ème disposition) Sens yy.

2 / Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 02 (2ème disposition):

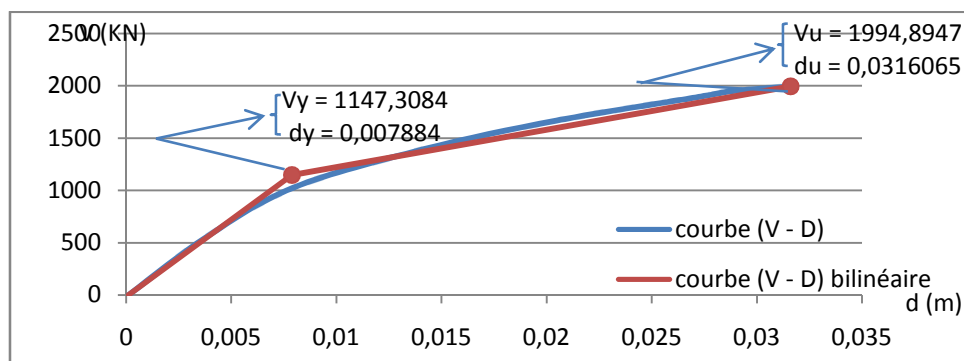
2.1 Sens xx :

Figure IV.83 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommets}$) de la variante 02 après confortement (2ème disposition) Sens xx.

2.2 Sens yy :

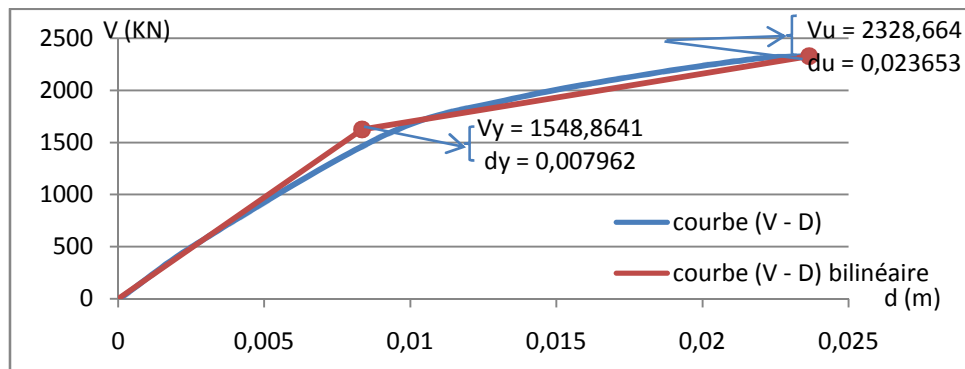


Figure IV.84 : Représentation bi linéaire de la courbe ($V_{base} - D_{sommet}$) de la variante 02 après confortement (2ème disposition) Sens yy.

IV.5.3 Courbe de capacité en format Accélération Spectrale – déplacement Spectral (Sa-Sd) :

IV.5.3 .1 Variante 01 après confortement :

- Sens xx (mode 01):

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,002983	0,059243
2	0,007308	0,129636
3	0,019468	0,230664
4	0,055341	0,385065
5	0,055346	0,341225

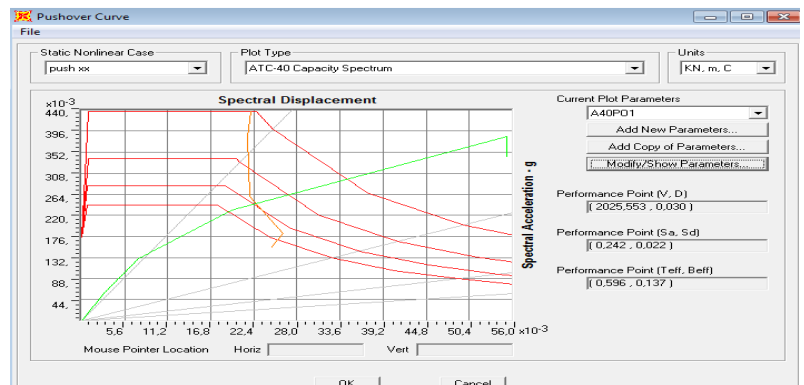


Figure IV.85 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement selon la direction xx.

- Sens yy (mode 2)

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,003336	0,069831
2	0,004235	0,087978
3	0,006236	0,120341
4	0,006246	0,120071
5	0,009984	0,170254
6	0,015681	0,210545
7	0,018421	0,22376
8	0,018539	0,224047
9	0,045647	0,322025

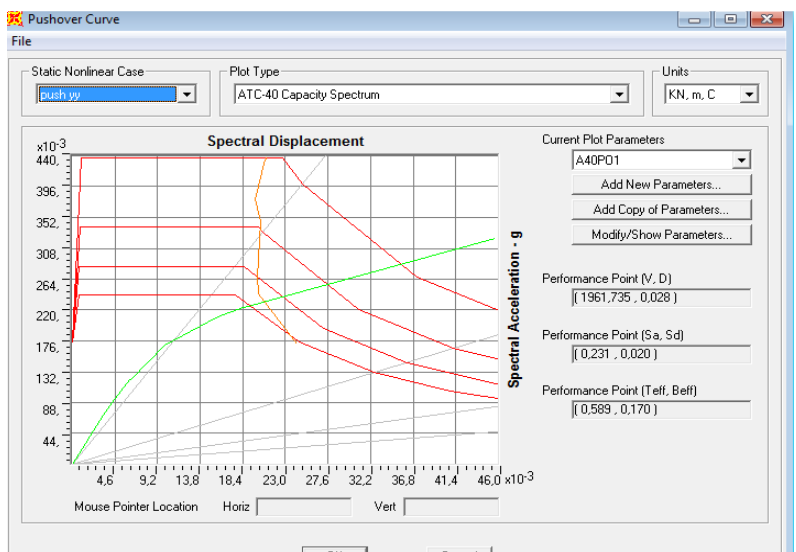


Figure IV.86 : Courbe de capacité de la variante 01 après confortement selon la direction yy.

IV.5.3 .2 Variante 02 après confortement (1ère disposition):

- Sens xx (mode 01):

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,002618	0,03864
2	0,007186	0,095701
3	0,009878	0,116382
4	0,009907	0,111807

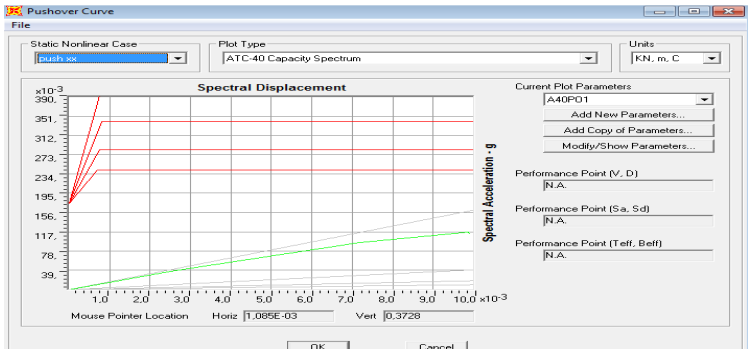


Figure IV.87: Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction xx.

- Sens yy (mode 02):

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,003722	0,072259
2	0,010969	0,174907
3	0,01285	0,188323
4	0,013285	0,182223

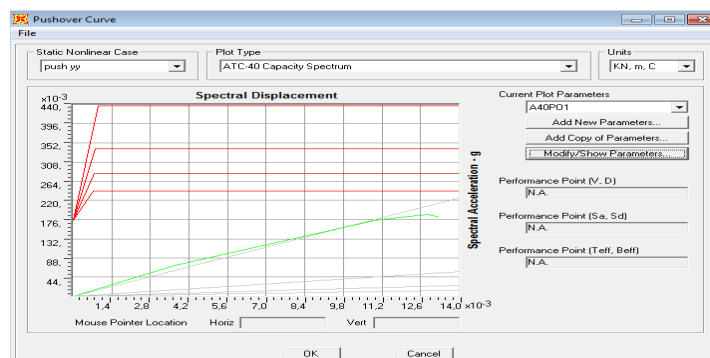


Figure V.88 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction yy.

IV.5.3 .3 Variante 02 après confortement (2ème disposition):

- Sens xx (mode 01):

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,0032239	0,05939
2	0,00703696	0,113938
3	0,01645837	0,187625
4	0,01773866	0,194974

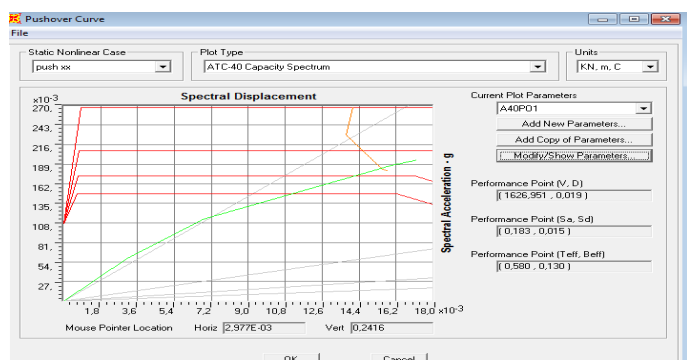


Figure IV.89 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction xx.

- Sens yy (mode 02):

Step	SdCapacity m	Sa/g Capacity
0	0	0
1	0,002535	0,076863
2	0,003814	0,112499
4	0,005247	0,145943
5	0,005248	0,144975
6	0,005248	0,14494
7	0,005289	0,144754
8	0,005328	0,144896
9	0,005375	0,145418
10	0,005376	0,144429
11	0,005376	0,144267
12	0,005377	0,143608
13	0,005377	0,143497
14	0,00547	0,14455
15	0,005471	0,144219
16	0,005472	0,143386
17	0,005568	0,144372
18	0,00766	0,184829
19	0,007662	0,184395
20	0,007663	0,184232
21	0,01385	0,260289
22	0,016775	0,281037
23	0,022549	0,317499
24	0,024258	0,327088

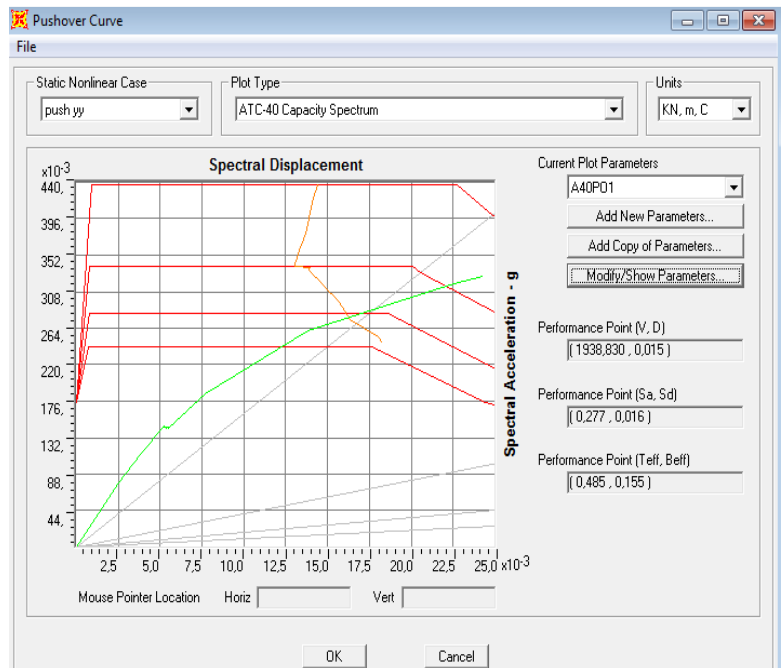


Figure IV.90 : Courbe de capacité de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction yy.

IV.5.4 Détermination des points de performance des variantes 01 et 02 après confortement:

En appliquant aussi la procédure B, définie dans le règlement ATC 40 (VOIR CHAPITRE III) pour les variantes 01 et 02 après confortement, on obtient leur point de performance.

Ce point de performance est en format (Sa – Sd), et qu'on peut transformer en format (V – D) comme suit (ATC 40) :

$$V_p = S_{ap} M \alpha_1$$

$$D_p = S_{dp} \Gamma \Phi_1$$

1 / détermination du point de performance de la variante 01 après confortement :

a/ selon la direction xx :

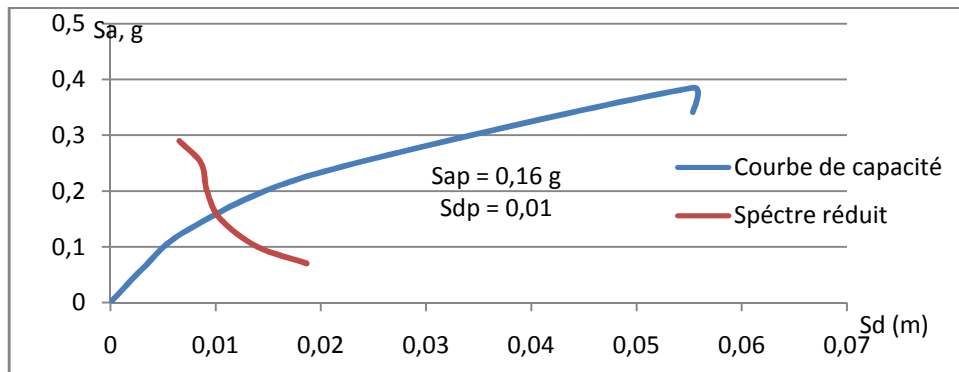


Figure IV.91 : Point de performance de la variante 01 après confortement selon la direction XX

Transformation du point de performance (S_{ap} - S_{dp}) en (V_p – D_p) :

On a: $S_{ap} = 0,16\text{g}$, $M = 11787,1584 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,75$, $S_{dp} = 0,01\text{m}$, $\Gamma = 29,76$, et $\Phi_1 = 0,0474 \text{ m}$.

$V_p = 1414,459 \text{ KN}$

$D_p = 1,41 \text{ cm}$

b/ selon la direction yy :

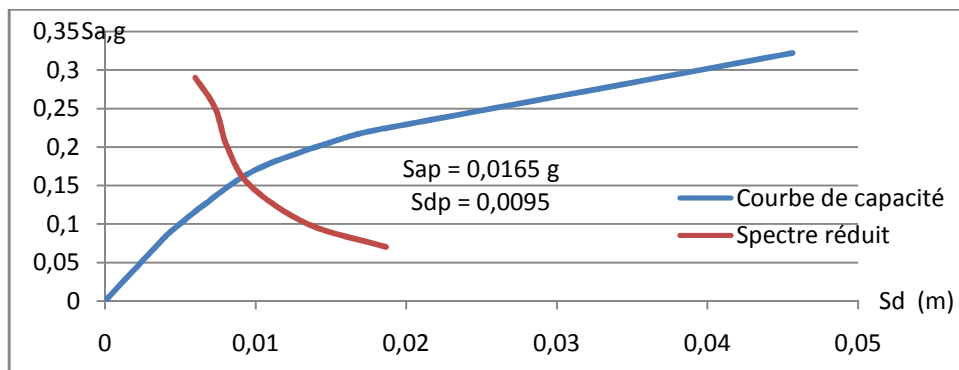


Figure IV.92 : Point de performance de la variante 01 après confortement selon la direction YY

Transformation du point de performance (S_{ap} - S_{dp}) en (V_p – D_p) :

On a: $S_{ap} = 0,165\text{g}$, $M = 11787,1584 \text{ KN}$, $\alpha_1 = 0,75$, $S_{dp} = 0,0095\text{m}$, $\Gamma = 29,80$, et $\Phi_1 = 0,0453\text{m}$.

$V_p = 1458,661 \text{ KN}$

$D_p = 1,28 \text{ cm}$

2 / détermination du point de performance de la variante 02 après confortement (1ère disposition):

a/ selon la direction xx : Pour ce sens, on a constaté la non apparition du point de performance, c.-à-d. que la capacité est inférieure a la demande, par conséquent, l'effondrement de la structure (mauvaise disposition de voiles).

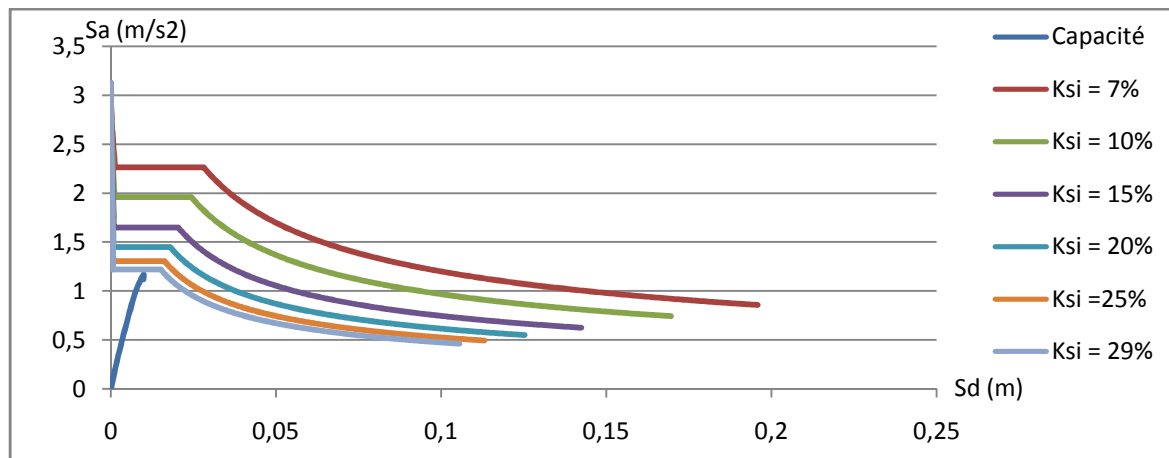


Figure IV.93 : Pas de Point de performance pour la variante 02 après confortement (1ère disposition) selon la direction XX (capacité inférieure a la demande).

a/ selon la direction yy :

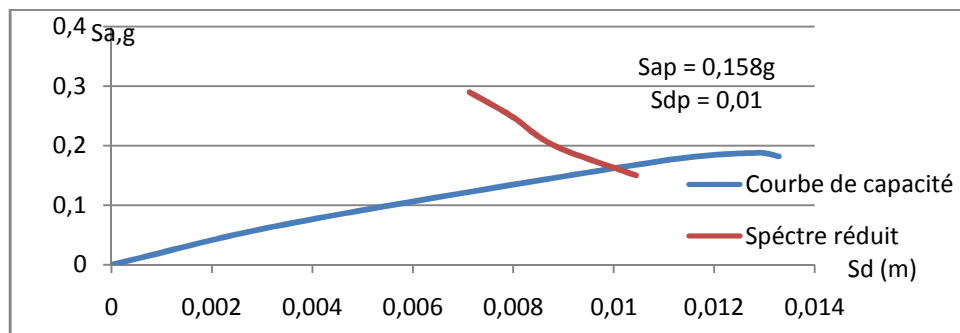


Figure IV.94 : Point de performance de la variante 02 après confortement (1ème disposition) selon la direction yy

3 / détermination du point de performance de la variante 02 après confortement (2ème disposition):

a/ selon la direction xx :

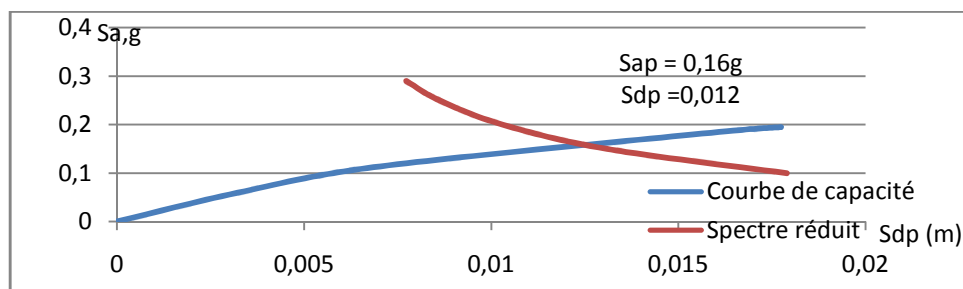


Figure IV.95 : Point de performance de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction XX

Transformation du point de performance (Sap-Sdp) en (Vp – Dp) :

On a: Sap = 0,16g, M = 11309,1774 KN, $\alpha_1 = 0,71$, Sdp = 0,012 m, $\Gamma = 28,30$; et $\Phi_1 = 0,0537$ m.

Vp = 12847,226 KN , Dp = 1,82 cm

b/ selon la direction yy :

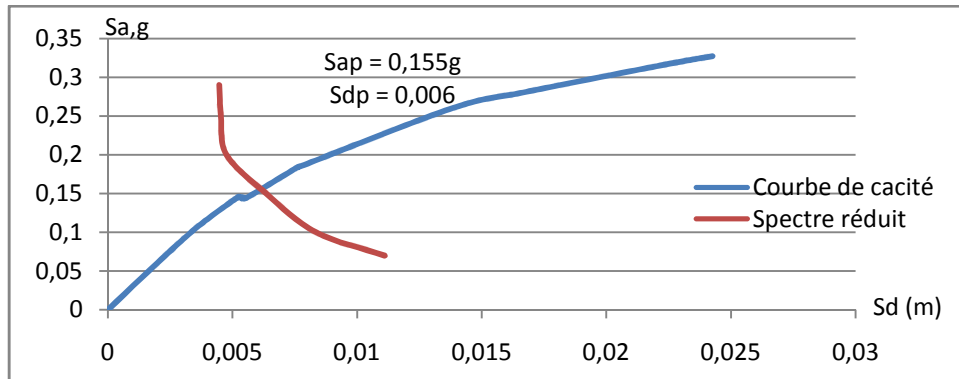


Figure IV.96 : Point de performance de la variante 02 après confortement (2ème disposition) selon la direction yy.

Transformation du point de performance (Sap-Sdp) en (Vp – Dp) :

On a: Sap = 0,155g, M = 11309,1774 KN, $\alpha_1 = 0,74$, Sdp = 0,006 m, $\Gamma = 28,80$; et $\Phi_1 = 0,0516$ m.

Vp = 1297,162 KN ; Dp = 0.892 cm.

IV.5.5 Analyse comparative des résultats des 02 variantes étudiées (01 et 02), avant et après confortement :

Pour ce faire, on a représenté les courbes de capacité (V-d) de chaque variante, avant et après renforcement, sur le même graphique d'une part, et d'autre part, on a donné les paramètres caractérisant leurs états élastiques limites et leurs états limites ultimes de résistance sous forme d'un tableau.

A/ Variante 01 :

- ***Courbes de capacité en format ($V_{base} - d_{sommet}$) de la structure dans les deux sens :***

Ces courbes de capacité (effort tranchant a la base 'V' – déplacement au sommet 'd') sont caractérisées, chacune, par un état élastique limite et un état limite ultime de résistance. Les valeurs des différents paramètres caractérisant ces deux états limites associés aux courbes de capacité, sont données au tableau V.16.a pour le sens xx et au tableau IV.16.b pour le sens yy.

a/ sens xx :

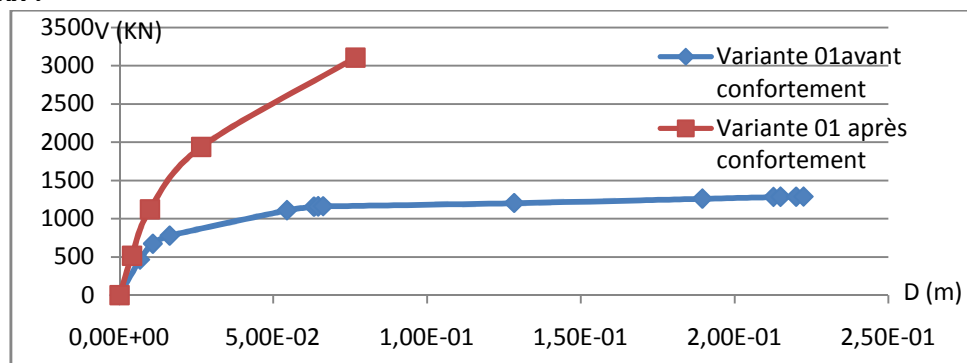


Figure : IV.97.a Courbes de capacité de la variante 01 avant et après confortement en format ($V_{base} - D_{sommets}$) Sens xx.

b/ sens yy :

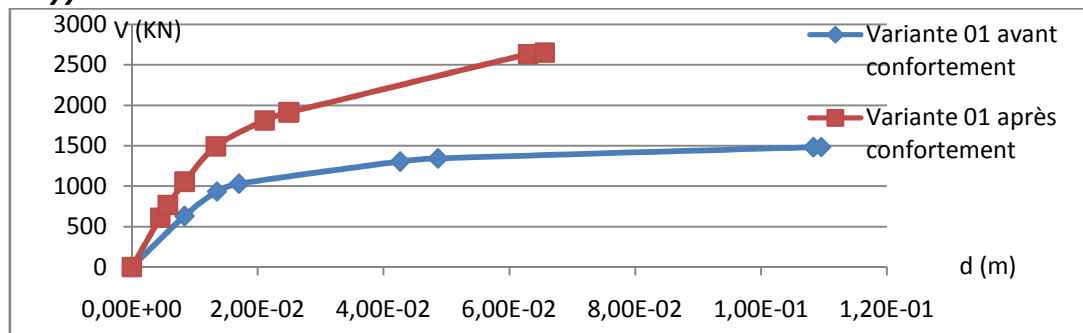


Figure IV.97.b : Courbes de capacité de la variante 01 avant et après confortement en format ($V_{base} - D_{sommets}$) Sens yy.

Les figure IV.97.a et IV.97.b présentent les courbes de capacité de la variante 01 avant et après confortement sur le même graphique en format (V-D) en appliquant aux deux structures le chargement en push over dans les deux direction xx et yy respectivement, Ces courbes représentent des paliers plastiques et élastiques distincts.

On constate que le palier plastique est plus important pour la structures autostable (variante 01 avant confortement), tandis, que le palier élastique est plus important pour la structure mixte (variante 01 après confortement), on dira que **l'ajout de voiles a rigidifié la structure, et il la rendue moins ductile.**

- **Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 01 avant et après confortement:**

1/ sens xx :

Variante	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	K _o = Vy/dy (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
autostable	1028,286	0,01477	69619,9	1286,698	0,222383	15,056398
mixte	1476,3389	0,01153	128043,27	3104,561	0,076705	6,6526453

Tableau IV.16.a : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 01 avant et après confortement Sens xx.

1/ A l'état élastique limite :

- La rigidité initiale de la variante 01 à contreventement mixte est beaucoup plus importante que celle de la même variante mais à contreventement autostable ($K_{o \text{ mixte}} = 128043,27 \text{ KN/m}$, et $K_{o \text{ autostable}} = 69619,9 \text{ KN/m}$).

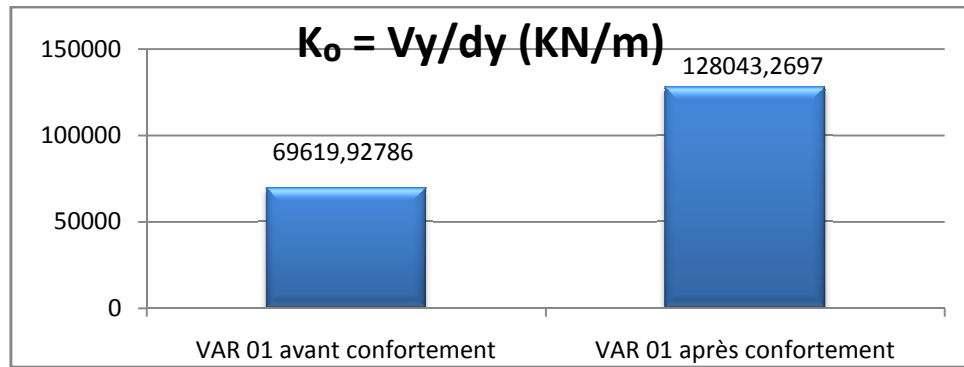


Figure IV.98.a: Rigidité initiale de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

- **Résistance ultime da la variante 01 avant et après confortement:**

- La variante 01 avant confortement, à une résistance ultime de 1286,698 KN, inférieure a celle de la même variante mais après confortement qui est de 3104,561 KN, par contre, le déplacement ultime correspondant à la variante 01 avant confortement est de 0,222383 m, beaucoup plus important que le déplacement ultime de la variante 01 après confortement qui est de 0,076705 m.

Dans le sens xx, la variante 01 après confortement, avec un effort tranchant ultime à la base plus important, et un déplacement ultime correspondant moins important, est la plus rigide comparativement à la variante 01 avant confortements.

- **Ductilité globale da la variante 01 avant et après confortement:**

- La ductilité global de la variante 01 avant confortement est plus importante comparativement a celle de la même variante mais après confortement ($\mu_{\text{autostable}} = 15,056398$, et $\mu_{\text{mixte}} = 6,6526453$).

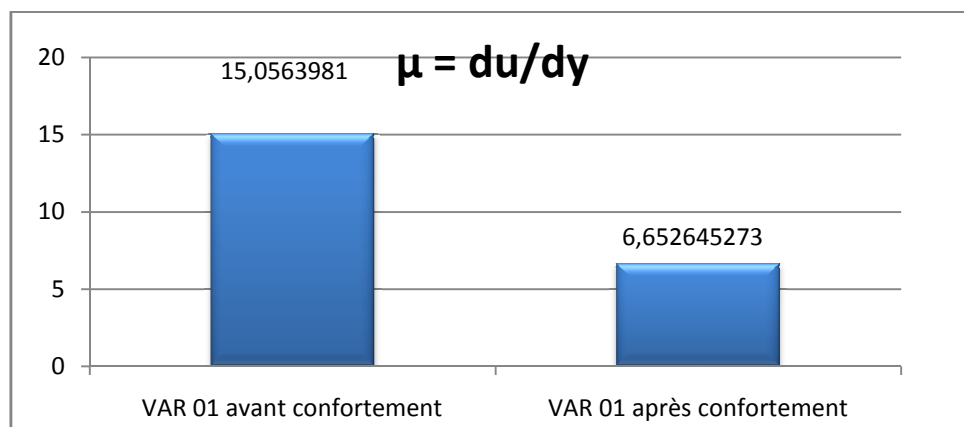


Figure IV.98.b: Ductilité global de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx

2/ sens yy :

Variante 1	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	$K_0 = Vy/dy$ (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
autostable	1174,25714	0,01559	75321,1766	1482,241	0,109577	7,02867223
mixte	1577,33266	0,01175	134241,078	2648,898	0,065608	5,58365957

Tableau IV.16.b : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 01 avant et après confortement Sens yy.

1/ A l'état élastique limite :

- La rigidité initiale de la variante 01 avant et après confortement est beaucoup plus importante que celle de la même variante mais après confortement ($K_{0 \text{ mixte}} = 134241,078 \text{ KN/m}$, et $K_{0 \text{ autostable}} = 75321,1766 \text{ KN/m}$).

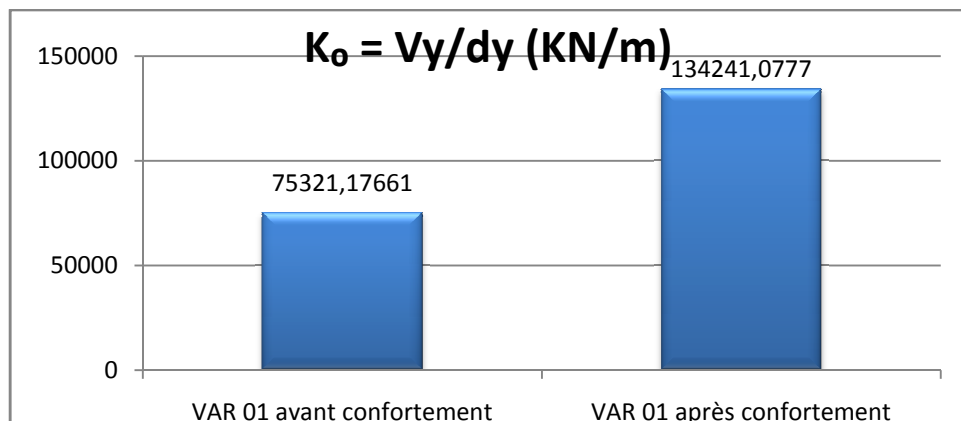


Figure IV.99.a : Rigidité initiale de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

• Résistance ultime da la variante 01 avant et après confortement:

- La variante 01 avant confortement, à une résistance ultime de 1482,241KN, inférieure a celle de la même variante mais après confortement qui est de 2648,898 KN, par contre, le déplacement ultime correspondant à la variante 01 avant confortement est de 0,109577m, beaucoup plus important que le déplacement ultime de la variante 01 après confortement qui est de 0,065608 m.

Dans le sens yy, la variante 01 après confortement, avec un effort tranchant ultime à la base plus important, et un déplacement ultime correspondant moins important, est la plus rigide comparativement à la variante 01 avant confortements.

• Ductilité globale da la variante 01 avant et après confortement:

- La ductilité global de la variante 01 avant confortement est plus importante comparativement a celle de la même variante mais après confortement ($\mu_{\text{autostable}} = 7,02867223$, et $\mu_{\text{mixte}} = 5,58365957$).

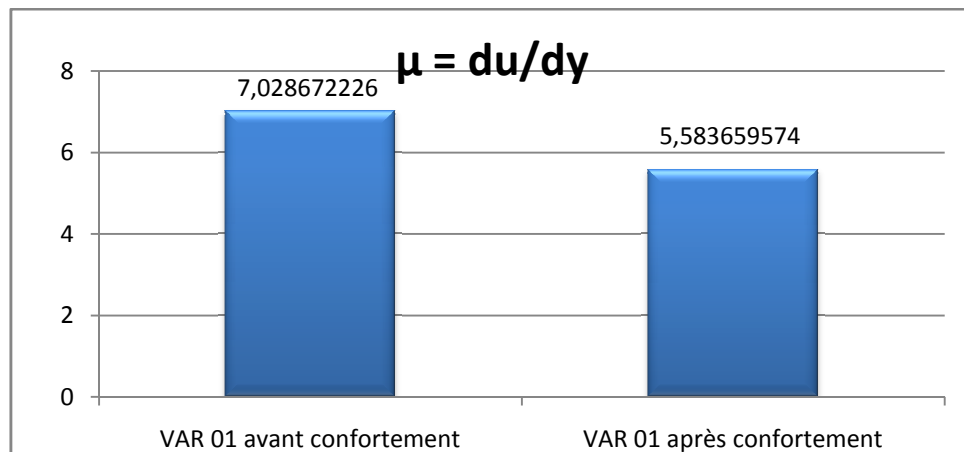


Figure IV.99.b: Ductilité globale de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy.

On remarque que l'introduction de voiles dans le bâtiment augmente sa rigidité initiale et sa résistance ultime, et diminue sa ductilité globale et son déplacement ultime, et ce, en appliquant push over soit au premier (sens xx) ou au deuxième (sens yy) mode de vibration de chaque structure (variante 01 avant confortement et variante 01 après confortement).

B/ Variante 02 :

- *Courbes de capacité de la variante 02 avant et après confortement dans les deux sens :*

Ces courbes de capacité (effort tranchant à la base 'V' – déplacement au sommet 'd') sont caractérisées, chacune, par un état élastique limite et un état limite ultime de résistance. Les valeurs des différents paramètres caractérisant ces deux états limites associés aux courbes de capacité, sont données au tableau IV.17.a pour le sens xx et au tableau IV.17.b pour le sens yy.

a/ sens xx :

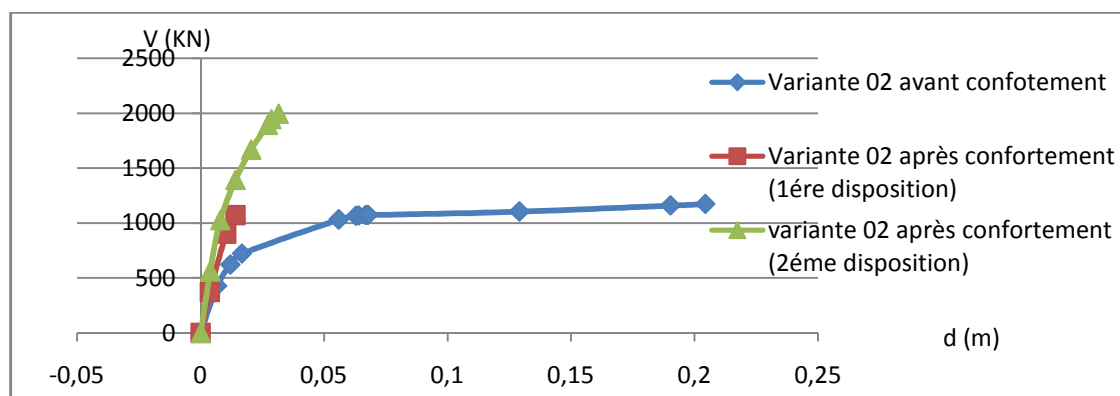


Figure : IV.100.a : Courbes de capacité de la variante 02 avant et confortement après confortement en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens xx.

b/ sens yy :

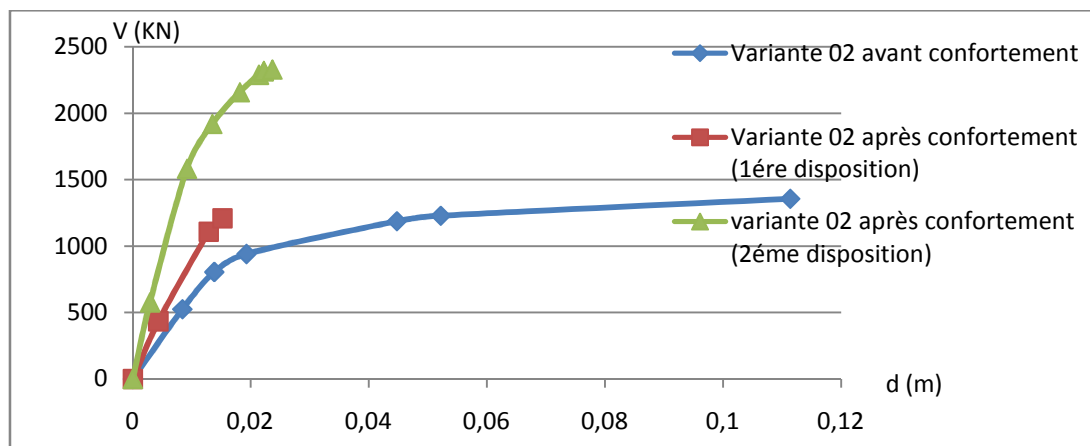


Figure : IV.100.b : Courbes de capacité de la variante 02 avant et confortement après confortement en format ($V_{base} - D_{sommet}$) Sens yy.

Les figure IV.100.a et IV.100.b présentent les courbes de capacité des trois structures étudiées (variante 02 avant confortement, après confortement 1ère disposition, et après confortement 2ème disposition) sur le même graphique en format (V-D) en leur appliquant le chargement en poussée progressive (push over) dans les deux directions xx et yy respectivement, Ces courbes représentent des paliers plastiques et élastiques distincts. On constate que le palier plastique est plus important pour la variante 02 avant confortement, tandis, que le palier élastique est plus important pour les structures (variante 02 après confortement « 1ère disposition » et variante 02 après confortement « 2ème disposition »), on dira que l'ajout de voiles a rigidifié la structure, et, il la rendue moins ductile.

- **Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 02 avant et après confortement:**

1/ sens xx :

Variante 2	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	$K_o = Vy/dy$ (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
Avant confortement	934,916629	0,01466	63773,3035	1172,269	0,204315	13,9369031
Après confortement (1ère disposition)	650,45385	0,00662	98255,8686	1071,267	0,014146	2,13685801
Après confortement (2ème disposition)	1147,3084	0,007884	145523,643	1994,8947	0,0316065	4,00894216

Tableau IV.17.a : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 02 avant et après confortement Sens xx.

1/ A l'état élastique limite :

- Les rigidités initiales des structures confortées de la 2ème variante sont beaucoup plus importantes que celle de la structure autostable de la même variante (K_o mixte 1ère disposition = 98255,8686KN/m, K_o mixte 2ème disposition = 145523,643 KN/m, et K_o autostable = 63773,3035KN/m).

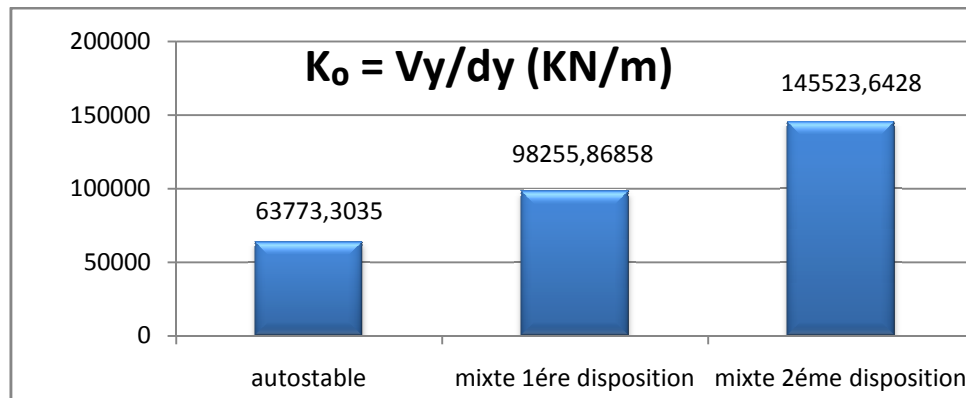


Figure IV.101.a: Rigidité initiale de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

- **Résistance ultime da la variante 02 avant et après confortement:**
 - La première disposition de voiles (variante 02 '1ère disposition'), a fait diminuer la résistance et le déplacement ultimes de la variante 02 avant confortement.
 - La deuxième disposition de voiles (variante 02 '2ème disposition'), a augmenter la résistance ultime et diminuer le déplacement ultime de la variante 02 avant confortement.

Dans le sens xx, c'est la variante 02 (2ème disposition de voiles) qui est plus rigide.
- **Ductilité globale da la variante 02 avant et après confortement:**
 - La ductilité global de la structure a contreventement autostable est plus importante comparativement a celles des structures a contreventement mixte ($\mu_{\text{autostable}} = 13,9369031$, $\mu_{\text{mixte 1ère disposition}} = 2,13685801$, et $\mu_{\text{mixte 2ème disposition}} = 4,00894216$).

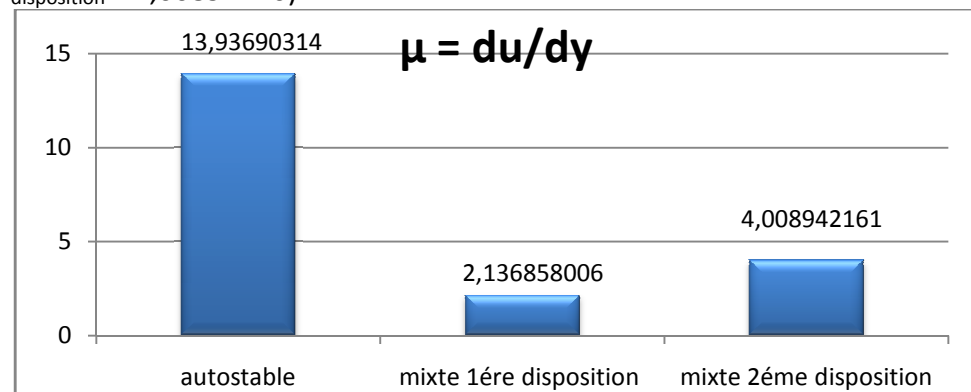


Figure IV.101.b: Ductilité global de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx.

2/ sens yy :

Variante 2	ETAT ELASTIQUE LIMITE			ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE		ductilité globale $\mu = du/dy$
	Vy (KN)	dy (m)	$K_o = Vy/dy$ (KN/m)	Vu (KN)	du (m)	
autostable	1062,29953	0,0171	62122,7795	1354,966	0,111384	6,51368421
mixte 1ère disposition	756,73178	0,00761	99439,1301	1208,187	0,015725	2,06636005
mixte 2ème disposition	1548,8641	0,007962	194532,04	2328,664	0,023653	2,970736

Tableau IV.17.b : Caractéristiques à l'état élastique limite et à l'état limite ultime de résistance de la variante 02 avant et après confortement Sens yy.

1/ A l'état élastique limite :

- Les rigidités initiales des structures confortées de la 2ème variante sont beaucoup plus importantes que celle de la structure autostable de la même variante (K_o mixte 1ère disposition = 99439,1301 KN/m, K_o mixte 2ème disposition = 194532,04 KN/m, et K_o autostable = 62122,7795).

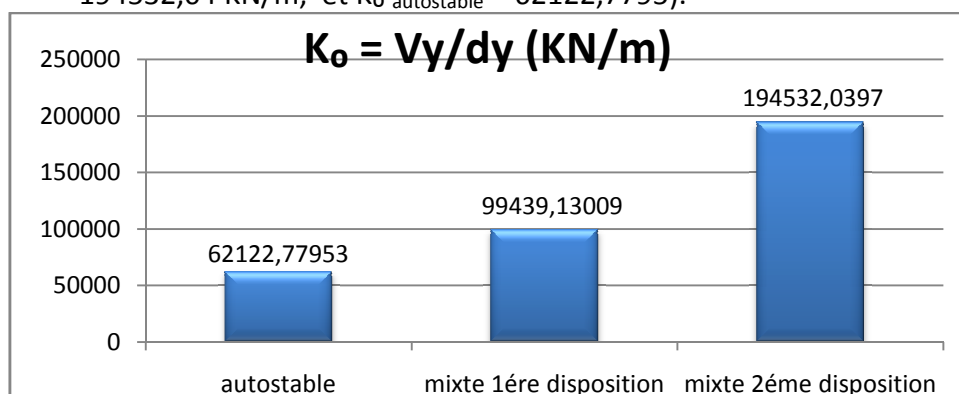


Figure IV.102.a : Rigidité initiale de la variante 02 avant et après confortement dans le sens yy.

2/ A l'état limite ultime de résistance :

- **Résistance ultime da la variante 02 avant et après confortement:**
 - La première disposition de voiles (variante 02 '1ère disposition'), a fait diminuer la résistance et le déplacement ultimes de la variante 02 avant confortement.
 - La deuxième disposition de voiles (variante 02 '2ème disposition'), a augmenter la résistance ultime et diminuer le déplacement ultime de la variante 02 avant confortement.

Dans le sens yy, c'est la variante 02 (2ème disposition de voiles) qui est plus rigide.
- **Ductilité globale da la variante 02 avant et après confortement:**
 - La ductilité global de la variante 02 avant confortement est plus importante comparativement a celles des structures a contreventement mixte ($\mu_{autostable} = 6,51368421$, $\mu_{mixte\ 1ère\ disposition} = 2,06636005$, et $\mu_{mixte\ 2ème\ disposition} = 2,970736$).

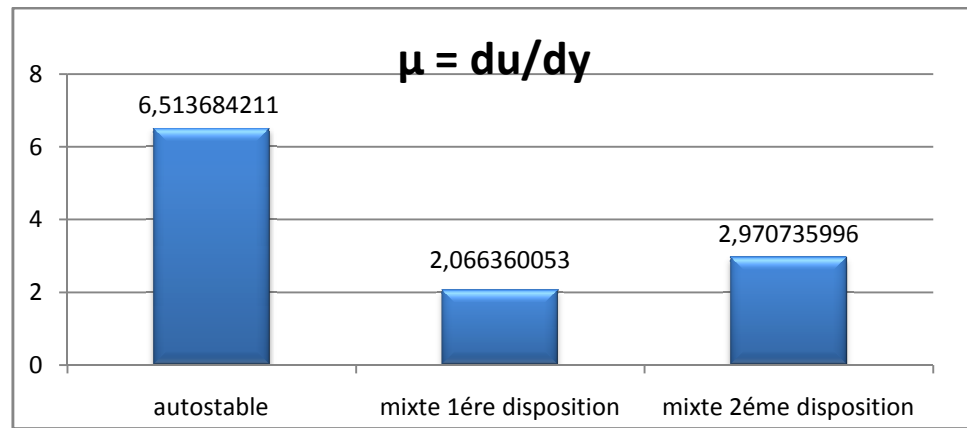


Figure IV.102.b: Ductilité global de la variante02 avant et après confortement dans le sens yy.

On remarque que :

- ✓ l'introduction de voiles dans le bâtiment augmente sa rigidité initiale, et diminue sa ductilité globale, et ce, en appliquant push over soit au premier (sens xx) ou au deuxième (sens yy) mode de vibration de chaque structure.
- ✓ la deuxième disposition de voiles est la meilleure par rapport à la première, car c'est la plus rigide et la plus ductile.
- Détermination des ductilités des deux variantes 01 et 02 après confortement a leurs points de performance :

Sens xx :

Variantes	Dy (m)	Dp (m)	$\mu_p (=Dp/Dy)$
VAR 01 après confortement	0,01153	0,0141	1,222896791
VAR 02 après confortement (2ème disposition)	0,007884	0,0182	2,308472856

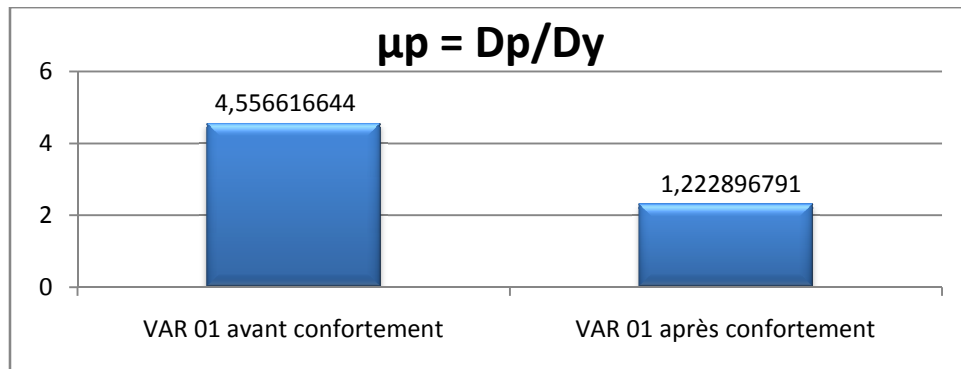
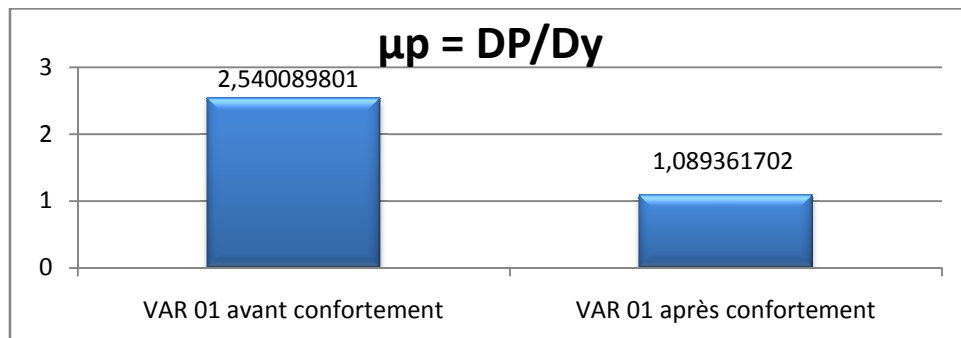
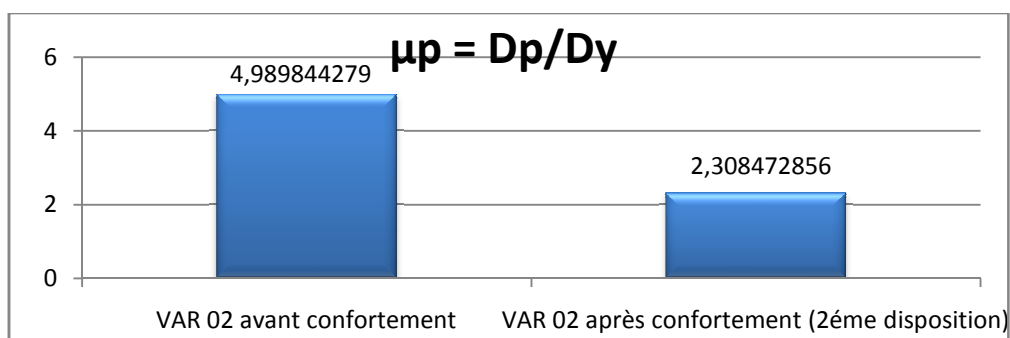
Tableau IV.18.a : Ductilités à leurs points de performances des variantes 01 et 02 après confortement suivant le sens xx.

Sens yy :

Variantes	Dy (m)	Dp (m)	$\mu_p (=Dp/Dy)$
VAR 01 après confortement	0,01175	0,0128	1,089361702
VAR 02 après confortement (2ème disposition)	0,007962	0,00892	1,120321527

Tableau IV.18.b : Ductilités à leurs points de performances des variantes 01 et 02 après confortement suivant le sens yy.

- **Analyse comparative des Ductilités au point de performance avant et après confortement des variantes 01 et 02:**

1/ Variante 01 après confortement :**Sens xx :****Figure IV.103.a:** Ductilité au point de performance de la variante 01 avant et après confortement dans le sens xx.**Sens yy :****Figure IV.103.b:** Ductilité au point de performance de la variante 01 avant et après confortement dans le sens yy.**2/ Variante 02 après confortement (2ème disposition):****Sens xx :****Figure IV.104.a:** Ductilité au point de performance de la variante 02 avant et après confortement dans le sens xx.

Sens yy :

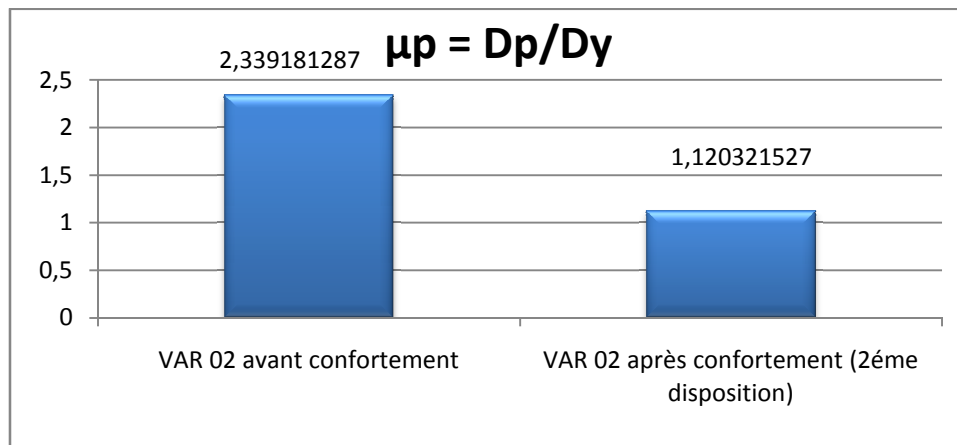


Figure IV.104.b: Ductilité au point de performance de la variante 02 avant et après confortement dans le sens yy.

On remarque que la ductilité au point de performance diminue en renforçant la structure par des voiles en béton armé.

IV.5.6. Analyse comparative des Mécanismes de ruine des variantes 01 et 02 après confortement:

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans chaque variante après confortement, et après chaque étape de chargement statique non linéaire en poussée progressive (Push-Over), on a constaté que les rotules plastiques se forment d'abord dans les poutres, ensuite, et à mesure que la charge augmente, on a constaté l'apparition de ces rotules dans quelques poteaux, ces rotules sont moins dangereuses que celles de la variante 01 avant confortement, car un pourcentage important des charges horizontales est repris par les voiles (structures à contreventement mixte).

L'analyse en poussée progressive (push over) a été faite, en introduisant des rotules plastiques dans les portiques, et, non dans les voiles, c'est pour cette raison, que ces dernières sont apparues seulement dans les portiques.

1/ Variante 01 après confortement:

SENS XX :

La figure IV.105.a montre le mécanisme de ruine de l'un des portiques dans le sens xx ainsi que les rotules plastiques qui se forment à ce stade.

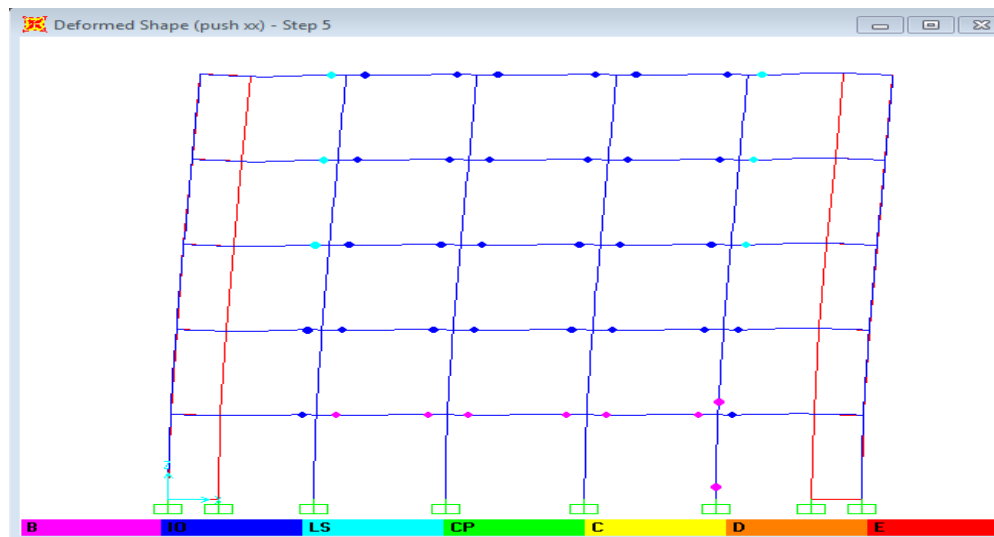


Fig.IV.105.a : Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 01 après confortement sens xx.

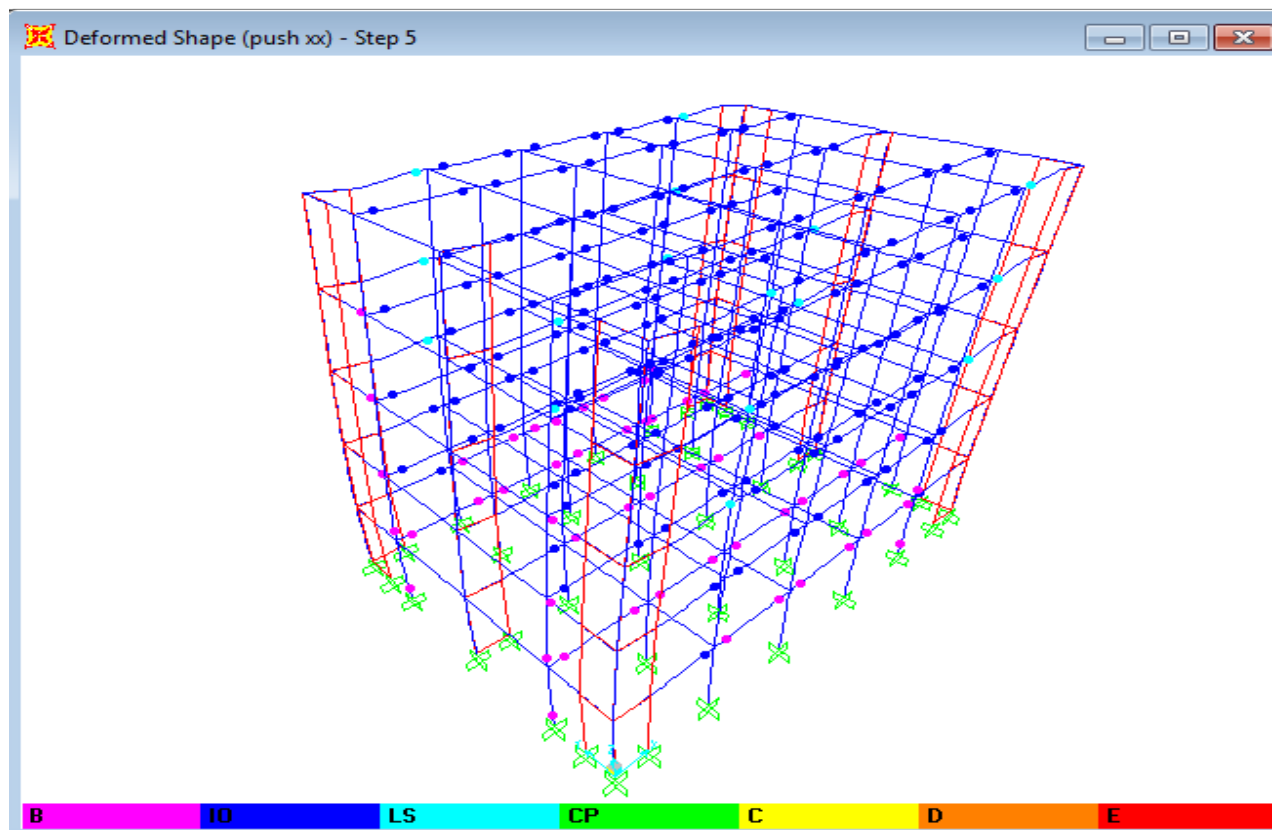


Fig.IV.105.b : Mécanisme de ruine de la variante 01 après confortement sens xx.

La figure IV.105.b. montre le mécanisme de ruine du bâtiment, ou on constate l'apparition des rotules plastiques dans les poutres (de type « B, IO, et LS »), et dans les poteaux (de type « B ») qu'on peut négligées car elles n'ont pas d'influence sur la stabilité des poteaux.

SENS yy

La figure IV.106.a montre le mécanisme de ruine de l'un des portiques dans le sens yy ainsi que les rotules plastiques qui se forment à ce stade.

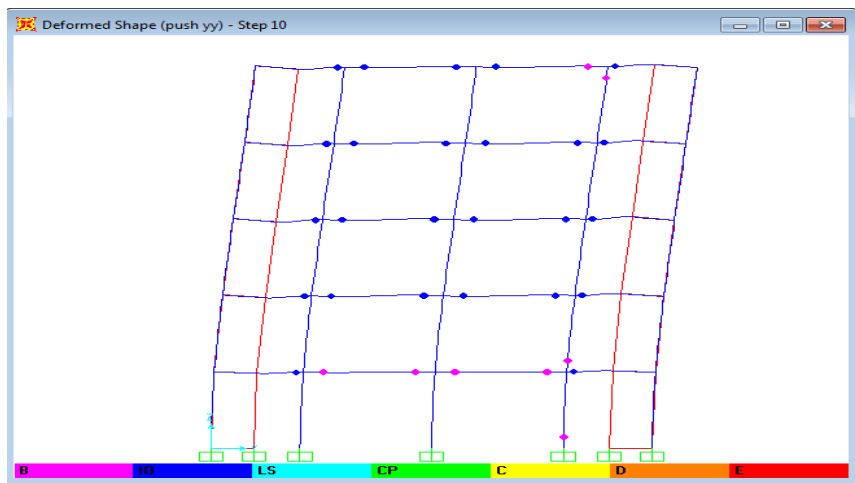


Fig.IV.106.a : Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 01 après confortement sens yy

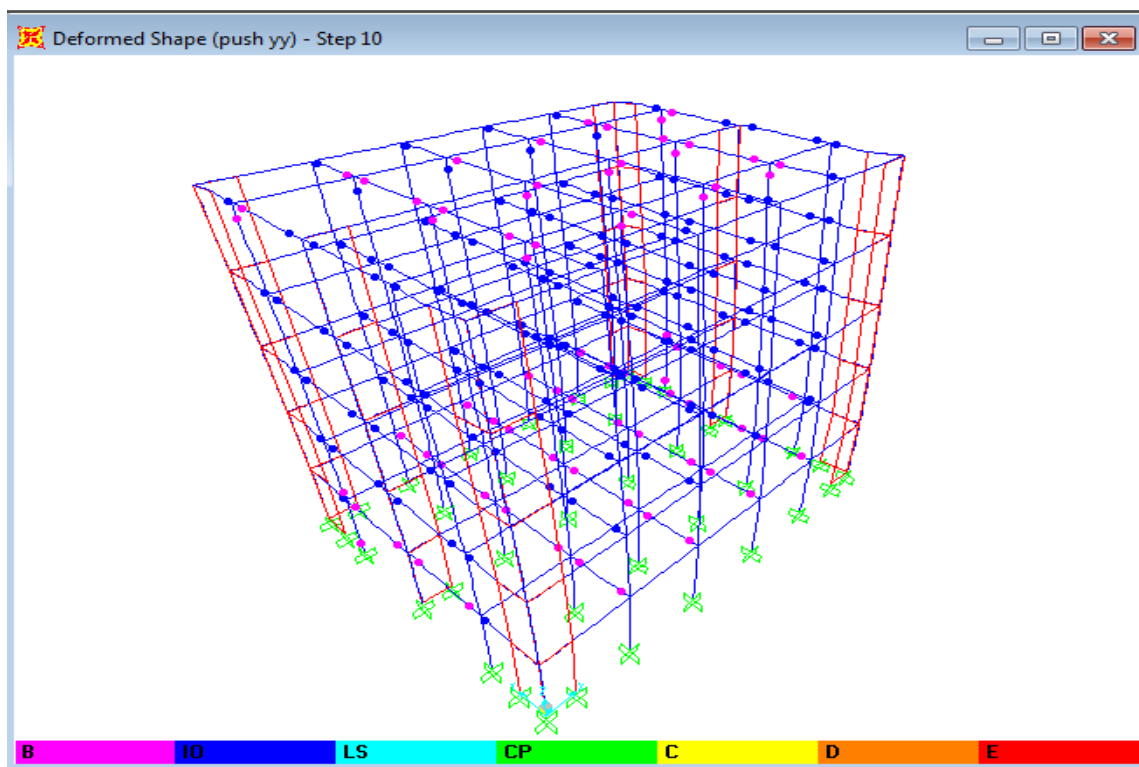


Fig.IV.106.b : Mécanisme de ruine de la variante 01 après confortement sens yy.

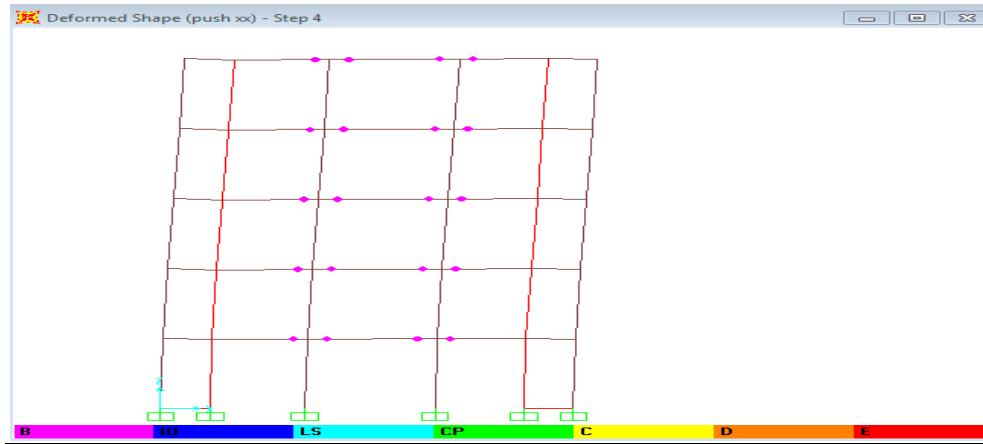
La figure IV.106.b. Montre le mécanisme de ruine du bâtiment, ou on constate l'apparition des rotules plastiques dans les poutres (de type « B et IO »), et dans les poteaux (de type « B ») qu'on peut négligées car elles n'ont pas d'influence sur la stabilité des poteaux.

Pour cette variante, on a constaté l'apparition des rotules plastiques aux extrémités de toutes les poutres, et a la base de quelques poteaux du RDC, d'où le mécanisme de ruine des

portiques de cette variante est un mécanisme plastique globale, ce qui implique, que, leurs comportement est ductile.

2 / Variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) :

SENS XX :



IV.107.a : Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens xx.

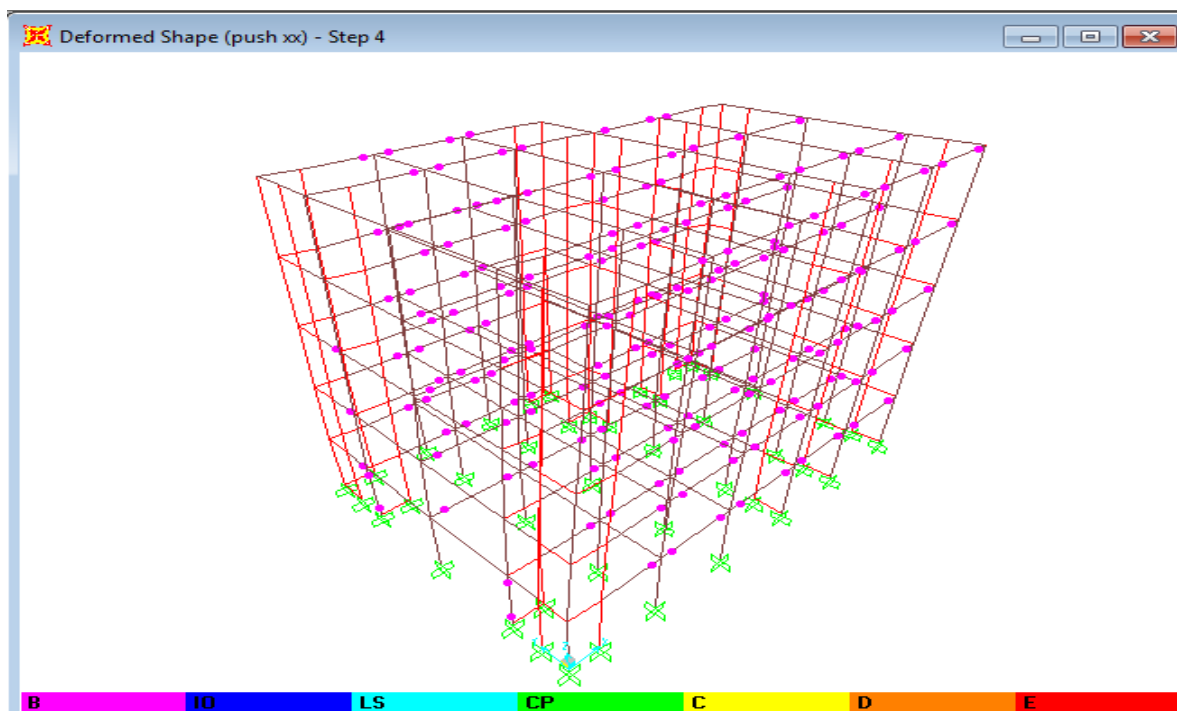


Fig.IV.107.b : Mécanisme de ruine de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens xx.

La figure IV.107.b. montre le mécanisme de ruine du bâtiment, ou on constate l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et quelques poteaux (de type « B »), qu'on peut négligées car elles n'ont pas d'influence sur la stabilité de la structure.

Dans le sens xx, le pourcentage des forces horizontales repris par les voiles, est plus important que les portiques (tableau IV.12), c'est pour cette raison, que, les rotules plastiques apparues dans les portiques sont seulement de type B.

SENS YY:

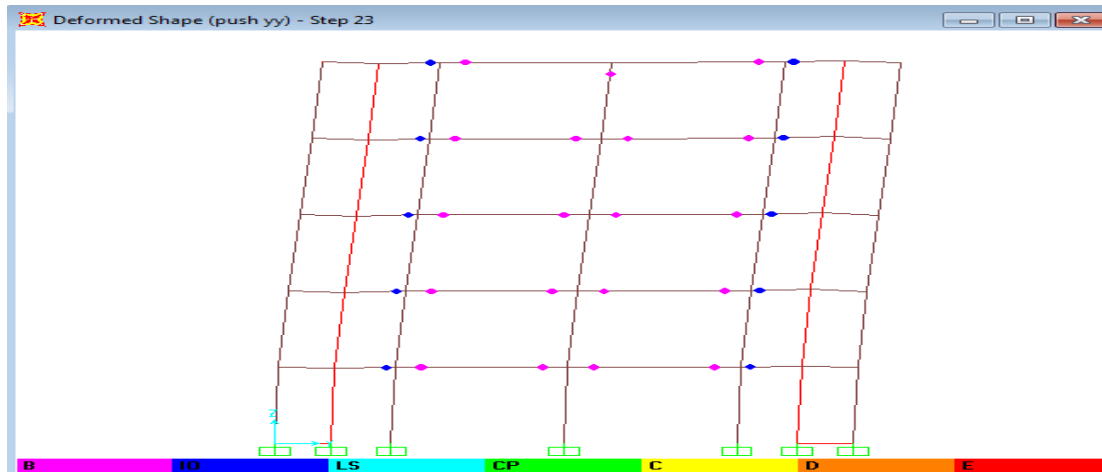


Fig.IV.108.a : Mécanisme de ruine dans l'un des portiques de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens yy.

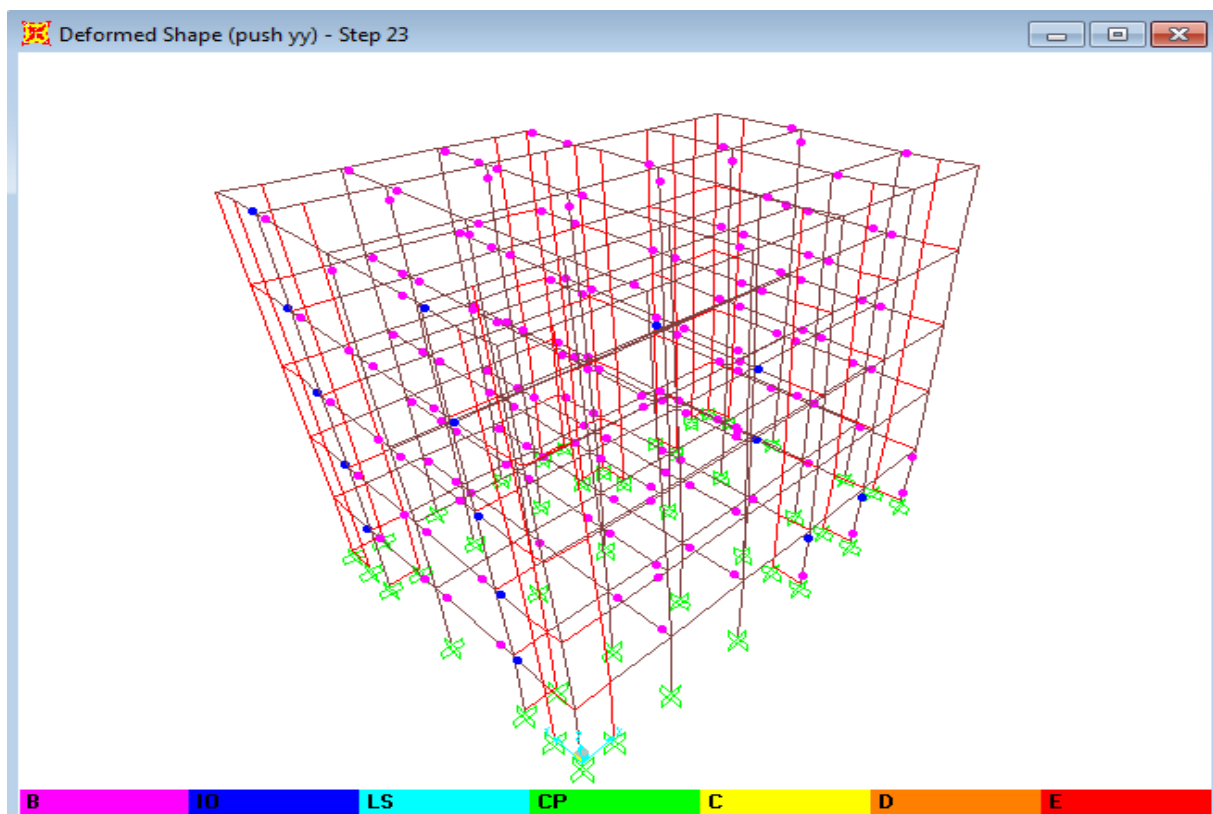


Fig. IV.108.b : Mécanisme de ruine de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles) sens yy.

La figure IV.108.b. montre le mécanisme de ruine de la variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles), ou on constate l'apparition des rotules plastiques dans les

poutres et quelques poteaux (de type « B et IO »), d'où, on peut dire, que, les portiques de cette structure sont stables.

Dans le sens yy, le pourcentage des forces horizontales repris par les voiles, sont plus important que les portiques (tableau IV.12), c'est pour cette raison, que, les rotules plastiques apparues dans les portiques sont seulement de type B et IO.

Pour cette structure, des rotules plastiques, sont apparues aux extrémités de toutes les poutres et à la base de quelques poteaux du RDC, d'où, le mécanisme de ruine des portiques de cette variante 02 après confortement (2ème disposition de voiles), est un mécanisme plastique globale, par conséquence, ces portiques ont un comportement ductile.

IV.6 Conclusion 03 :

Après analyse statique non linéaire en poussée progressive (Push Over) des deux variantes 01 et 02, après confortement, on a constaté ce qui suit :

- ✓ L'introduction de voiles dans une structure (régulière ou représentant des décrochements en plan non pris en compte et ne répondant pas aux exigences des règlements parasismiques notamment le RPA 99/V2003), augmente sa rigidité initiale et sa résistance ultime, et diminue sa ductilité globale et son déplacement ultime.
- ✓ Que ce soit pour une structure régulière ou non, après confortement par ajout de voiles en béton armé, les efforts horizontaux sont repris conjointement par les portiques et les voiles, d'où la formulation des rotules plastiques non dangereuses dans les portiques, contrairement à une structure à contreventement autostable.
- ✓ La ductilité au point de performance d'une structure régulière en plan ou non, avant confortement diminue en la renforçant par l'ajout de voiles en béton armé.
- ✓ La mauvaise disposition de voiles d'une structure, conduit à la non apparition d'un point de performance par rapport à une série de spectres représentant les différents coefficients d'amortissement (dans notre cas $\xi = \ll 7\%, 10\%, 15\%, 20\%, 25\%, \text{ et } 29\% \gg$), ce qui implique que la capacité de la structure est inférieure à la demande sismique, par conséquence, l'effondrement de la structure.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La géométrie des structures en génie civil joue un rôle très important dans leur comportement dynamique vis-à-vis de l'action sismique, et les structures avec décrochements constituent une catégorie d'irrégularité en plan, dont le comportement sismique n'a pas reçu toute l'attention nécessaire dans toutes les recherches existantes et les codes parasismiques.

Dans cette présente étude, et en vue d'apporter une contribution à ce type de problème, une étude dynamique modale spectrale a été menée sur quatre structures dont une est régulière, et en fonction des résultats de cette étude, une autre étude de type statique non linéaire en poussée progressive (push over), et ce, en considérant la non linéarité matérielle et géométrique a été appliquée aux deux premiers modes de translation de chaque structure, et à l'issue de ces deux études, les principales conclusions retenues sont résumées comme suit :

A/ Structures avant confortement:

1/ Analyse dynamique modale spectrale :

- ✓ Les périodes fondamentales des structures irrégulières sont moins importantes que celles de la structure régulière correspondante, c'est-à-dire, plus le pourcentage de décrochement augmente plus la période fondamentale de la structure diminue.
- ✓ Le déplacement inter étages est plus important pour les structures irrégulières, surtout si leur pourcentage de décrochement est important, à savoir la variante 04 ($I_x/L_x = 60\%$ et $I_y/L_y = 50\%$), ce qui est néfaste pour la structure, car il favorise l'effet P- Δ .

2/ Analyse statique non linéaire (Push Over):

- ✓ L'irrégularité en plan diminue la rigidité initiale du bâtiment, ainsi que sa résistance ultime.
- ✓ Si le pourcentage de décrochement (I_x/L_x ou I_y/L_y) est égal à 50%, la rigidité initiale du bâtiment augmente et sa résistance ultime diminue considérablement, comparativement au même bâtiment régulier, ce qui est néfaste pour la structure car elle a subi une chute importante de sa résistance initiale (variante 04 sens yy).
- ✓ Plus le pourcentage de décrochement en plan, est important, plus la ductilité globale (μ), et la ductilité au point de performance diminuent.
- ✓ Dès que le pourcentage de décrochement dans les deux sens est supérieur ou égal à 50% ($I_x/L_x \geq 50\%$ et $I_y/L_y \geq 50\%$), des rotules plastiques de type « E » apparaissent aux niveaux des poteaux, ce qui implique l'effondrement total de la structure (voir le mécanisme de ruine de la variante 04).
- ✓ A l'état limite ultime de résistance le déplacement latéral inter-étages diminue avec l'augmentation du pourcentage du décrochement en plan, car à ce stade le facteur de ductilité globale diminue avec l'augmentation du décrochement, et que les effets de torsion sont surtout présents dans le domaine élastique et les premiers stades du comportement plastique et ont tendance à diminuer avec l'augmentation de la déformation plastique [1, 2], ce qui explique les résultats des déplacements inter-étages des quatre variantes trouvés par l'analyse modale spectrale(plus le pourcentage des décrochements en plan est important plus le déplacement inter-étages est important).

B/ Structures après confortement :

L'introduction des voiles dans les deux premières variantes, nous a conduits aux conclusions suivantes :

1/ Analyse dynamique modale spectrale :

- ✓ L'ajout de voiles en béton armé dans une structure régulière en plan ou non, diminue sa période fondamentale.
- ✓ La disposition des voiles joue un rôle très important sur le comportement des structures vis-à-vis de l'action sismique, sur leurs périodes fondamentales, ainsi que sur leurs déplacements inter étages.

2/ Analyse statique non linéaire en poussée progressive (Push Over):

- ✓ L'introduction de voiles dans une structure (régulière ou représentant des décrochements en plan non pris en compte et ne répondant pas aux exigences des règlements parasismiques notamment le RPA 99/V2003), augmente sa rigidité initiale et sa résistance ultime, et diminue sa ductilité globale et son déplacement ultime.
- ✓ Que ce soit pour une structure régulière ou non, après confortement par ajout de voiles en béton armé, les efforts horizontaux sont repris conjointement par les portiques et les voiles, d'où la formulation des rotules plastiques non dangereuses dans les portiques, contrairement à une structure à contreventement autostable.
- ✓ La ductilité au point de performance d'une structure régulière en plan ou non, avant confortement diminue en la renforçant par l'ajout de voiles en béton armé.
- ✓ La mauvaise disposition de voiles d'une structure, conduit à la non apparition d'un point de performance par rapport à une série de spectres représentant les différents coefficients d'amortissement (dans notre cas $\xi = \ll 7\%, 10\%, 15\%, 20\%, 25\%, \text{ et } 29\% \gg$), ce qui implique, que la capacité de la structure est inférieure à la demande sismique, par conséquence, l'effondrement de la structure.

Dans cette présente étude, on a essayé, d'étudier l'influence de la géométrie sur le comportement dynamique des structures en béton armé à contreventement autostable et par la suite à contreventement mixte, et ce, en tenant compte de l'irrégularité géométrique de ces structures.

En perspective, il s'agit de considérer l'influence des autres modes supérieures par une analyse multi modales push over, et en prenant en considération la variation de l'excentricité d'une variante par rapport à l'autre selon leur pourcentage de décrochement en plan, avec prise en compte de la torsion.

Références Bibliographiques

- [1] K.G Stathopoulos, S.A. Anagnostopoulos. Accidental design eccentricity: Is it important for the inelastic response of buildings to strong earthquakes? Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp 782-791, December, 2009.
- [2] I. Ciongradi, M. Budescu. Evaluation of the Seismic Torsion Effects on structures, EOvidius University Annals of Constructions 3,4, pp 65-72, April, 2002.
- [3] E. Erduran. Assessment of current nonlinear static procedures on the estimation of Torsional effects in low-rise frame buildings, Engineering Structures 30, pp 2548-2558, April, 2008.
- [4] P. Fajfar, D. Marusic and I. Perus. Torsional effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of buildings, Journal of Earthquake Engineering Vol 9, No. 6, 831-854, March, 2005.
- [5] H. Shakib. Evaluation of dynamic eccentricity by considering soil–structure interaction: a proposal for seismic design codes, Soil Dynamics and Earthquake Engineering journal soil dynamic 24, 369-378, January, 2004.
- [6] P. Bhavin, S. Dhara. Formulation of response reduction factor for RCC framed staging of elevated water tank using static pushover analysis, Proceedings of the World congress on Engineering Vol 3, WCE, 2078-958, June, 2010.
- [7] E. Miranda, M. Eeri and V. Bertero, M. Eeri. Evaluation of strength reduction factors for earthquake – resistant design, Earthquake Spectra, Vol. 10, No 2, pp 357-379, August, 1994.
- [8] .Règles parasismiques Algériennes (RPA 99/V2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [9] BAEL 91,1992, Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites, Edition Eyrolles.
- [10] Computer and Structures Inc. (CSI), 1995, SAP 2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V14, Berkeley, California.
- [11] R.Bento, S.Falcao, F. Rodrigues, 2004, Nonlinear Static Procedures in Performance Based Seismic Design, 13th Word Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada.
- [12] Applied Technologie Council, ATC 40 , 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumes 1-2,RedwoodCity, California.

[13] 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.

[14] Park R., et Paulay T., Ultimate deformation and ductility of members with flexure in reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975, pp. 195-268.

[15] Park R., et Paulay T., Strength and ductility of frames in reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975, pp. 497-607.

[16] Park R., Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering, vol 22, N0 3 sep-1989, pp. 155-166.

[17] 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.

[18] 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.

[19] Priestly MNJ. et Park R., Strength and ductility of reinforced and prestressed concrete columns and piles under seismic loading. ACI structural Journal, No 84, Jan 1987, pp. 61-76.

[20] Mander J.B., Priestly MNJ. et Park R., Theoretical stress – strain model for confined concrete. Journal of the structural division, vol 114, Feb-1988, pp.332-351.

[21]. Nassar A.A. and Krawinkler H., 1991, Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems, Report No.95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.

[22]. Gupta B., 1999, Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings, Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.

[23]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA-356.

[24]. City of Los Angeles (COLA), 1995, Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills, January 31, 1995.

[25]. Allahabadi R., 1987, Drain 2DX – Seismic Response and Damage Assessment for 2D Structures, Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, California.

[26]. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, 452-464.

[27] ACI, 1995, Building code requirements for reinforced Concrete (ACI 318-95), Mechanics and Design, Third Edition American Concrete Institute, Detroit, Michigan, U.S.A.

- [28] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA273.
- [29] Kerstin Lang „Seismic vulnerability of existing buildings, These de doctorat , Swiss Federal Institute Of Technology Zurich ,Lausanne 2002.
- [30] Alessandro Dazio., Capacité portante des constructions en béton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Traduction ENAC-IS-IMAC, EPFL
- [31] Chopra A.K. and Goel R.K., A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation.Tech. Rep.2001/3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001.
- [32] Belmouden Y., Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, section Sciences de la Terre, 2004, n°26, 1-10.
- [33] Clotaire M., Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville, Thèse de doctorat, l'Université Joseph Fourier - Grenoble I, 22 octobre 2007.
- [34] Mouroux P., Negulescu C., Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité), 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [35] Sermin Oguz, 2005, Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Structures, Phd Thesis, Natural And Applid Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.
- [36]FEMA, 2005, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Prepared by Applied Technology Concil (ATC – 55 Projet), Redwood City, California.
- [37] Vulnérabilité et Réhabilitation des Structures (2014/2015) – MASTER Génie Civil – Option : SCI - Prof. Dr. Amar KASSOUL.