

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف
Université Hassiba BEN BOUALI –CHLEF
كلية الهندسة المدنية والمعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



MEMOIRE DE MASTER
Filière : Génie Civil
Option : Structures

Thème

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES
BATIMENTS EN BETON ARME PRESENTANT DES
IRREGULARITES D'ETAGES SOUPLES**

Présenté par :

-ZIANI Zakarya
-ABBED Abdelfettah

Directeur du mémoire :

Dr. BERRADIA Mohammed

2023/2024

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre travail.

Nous voudrions exprimés nos remerciements à notre promoteur Docteur BERRADIA Mohammed, pour leur disponibilité permanente, leur orientation, leur soutien durant toute la période de réalisation de ce travail.

Aussi nos vifs remerciements sont adressés aux membres du jury qui ont fait l'honneur d'assister et d'examiner le présent travail ainsi à tous les enseignants du département de Génie Civil.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*Aux deux être les plus chères au monde : Ma mère et mon
père.*

A tout ma famille

*Mon collègue ZIANI zakarya et tous mes amis du
département de génie civil.*

ABBED Abdelfettah

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Aux deux être les plus chères au monde : Ma mère et mon
père qu'Allah lui fasse miséricorde.*

A tout ma famille

*Mon collègue ABBED Abdelfettah et tous mes amis du
département de génie civil.*

ZIANI Zakarya

Résumé

Avec l'urbanisation croissante et le déséquilibre croissant entre l'espace nécessaire et l'espace disponible, il devient impératif de prévoir un rez-de-chaussée ouvert dans les bâtiments commerciaux et résidentiels. Ces dispositions réduisent la rigidité du système de résistance aux charges latérales, et un effondrement progressif devient inévitable en cas de séisme majeur pour de tels bâtiments en raison d'un rez-de-chaussée mou. Le comportement du rez-de-chaussée mou présente des contraintes plus élevées au niveau des poteaux, et les poteaux cèdent car les rotules plastiques ne se forment pas aux positions prédéterminées. Ainsi, la vulnérabilité de l'effet du rez-de-chaussée mou a poussé les ingénieurs en structure à repenser la conception d'un bâtiment à rez-de-chaussée mou dans les zones de forte sismicité. Le présent travail se penche sur l'effet de l'étage souple sur le comportement sismique des bâtiments de faible et moyenne hauteur. Afin de comprendre l'influence de ce paramètre, plusieurs types d'analyses ont été réalisés, notamment l'analyse dynamique linéaire ainsi que l'analyse statique non linéaire, pour des bâtiments réguliers (sans étages souples) ainsi que pour des bâtiments avec étages souples en raison de leur hauteur accrue et de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie au rez-de-chaussée, ou en raison de la présence des deux cas pour les deux types de bâtiments. La modélisation de l'ensemble des bâtiments a été effectuée à l'aide logiciel ETABS. La comparaison des résultats obtenus pour les bâtiments réguliers et ceux des bâtiments irréguliers montrent que la présence du premier niveau RDC souple réduit progressivement la performance sismiques de la structure initiale. De plus, cet effet est plus avantageux pour les structures de faibles hauteurs que pour les structures de moyennes hauteurs.

Mots clés : *Bâtiment ; étage souple ; analyse statique non-linéaire ; comportement sismique*

Abstract

With increasing urbanization and the growing imbalance between necessary space and available space, it becomes imperative to incorporate an open ground floor in commercial and residential buildings. These arrangements reduce the rigidity of the lateral load resistance system, making progressive collapse inevitable in the event of a major earthquake for such buildings due to a soft ground floor. The behavior of the soft ground floor presents higher stresses at the column level, leading to column failure as plastic hinges do not form at predetermined positions. Thus, the vulnerability of the soft ground floor effect has prompted structural engineers to rethink the design of buildings with soft ground floors in high seismicity zones. This study examines the effect of the soft floor on the seismic behavior of low and medium-rise buildings. To understand the influence of this parameter, various types of analyses were conducted, including linear dynamic analysis and nonlinear static analysis, for regular buildings (without soft floors) as well as for buildings with soft floors due to their increased height and absence of masonry infill walls at the ground floor, or due to the presence of both cases for both types of buildings. The modeling of all buildings was performed using the ETABS software. The comparison of results obtained for regular and irregular buildings shows that the presence of the soft ground floor progressively reduces the seismic performance of the initial structure. Additionally, this effect is more advantageous for low-rise structures than for medium-rise structures.

Keywords: *Building; soft floor; modal analysis, push over analysis, seismic behavior.*

ملخص

مع زيادة التحضر وتزايد العجز بين المساحة اللازمة والمساحة المتاحة، يصبح من الضروري تضمين طابق أرضي مفتوح في المباني التجارية والسكنية. تقلل هذه الترتيبات من صلابة نظام مقاومة الحمل الجانبي، مما يجعل الانهيار التدريجي لا مفر منه في حالة وقوع زلزال كبير لمثل هذه المباني بسبب الطابق الأرضي اللين. يعرض سلوك الطابق الأرضي اللين إجهادات أعلى على مستوى الأعمدة، مما يؤدي إلى فشل الأعمدة نظرًا لعدم تكون المفاصل البلاستيكية في المواقع المحددة مسبقًا. وبالتالي، فإن ضعف تأثير الطابق الأرضي اللين دفع المهندسين الإنشائيين إلى إعادة التفكير في تصميم المباني ذات الطوابق الأرضية اللينة في مناطق الزلازل العالية. يتناول هذا الدراسة تأثير الطابق اللين على السلوك الزلزالي للمباني منخفضة ومتوسطة الارتفاع. من أجل فهم تأثير هذه العامل، تم إجراء أنواع مختلفة من التحليل، بما في ذلك التحليل الديناميكي الخطي والتحليل الثابت غير الخطي، للمباني العادية (بدون طوابق لينة) فضلًا عن المباني ذات الطوابق اللينة بسبب زيادة ارتفاعها وغياب الجدران الحاجزة من الطوب الطيني في الطابق الأرضي، أو بسبب وجود الحالتين لكل من أنواع المباني. تم إجراء نمذجة لجميع المباني باستخدام برنامج ETABS. تُظهر مقارنة النتائج المتحصلة للمباني العادية والمباني غير النظامية أن وجود الطابق الأرضي اللين يقلل تدريجيًا من أداء المبنى الأصلي ضد الزلازل. علاوة على ذلك، فإن هذا التأثير يكون أكثر فائدة للهياكل منخفضة الارتفاع من أجل الهياكل متوسطة الارتفاع.

الكلمات المفتاحية: الهياكل، طابق مرن، تحليل دوري، تحليل الدفع المتزايد، السلوك الزلزالي

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Dédicace.....	ii
Résumé.....	iv
Abstract.....	v
ملخص.....	vi
TABLE DES MATIERES.....	vii
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xv
INTRODUCTION GENERALE.....	1

CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

1.1. INTRODUCTION.....	6
1.2. ETAGE SOUPLE DANS LES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME.....	6
1.3. COMPORTEMENT D'UN BATIMENT A ETAGE SOUPLE	7
1.4. IMPLICATION ARCHITECTURALES	13
1.5. CLASSIFICATION DE STRUCTURES A ETAGES SOUPLES	15
1.6. SOLUTION DE REHABILITATION.....	21
1.6.1. Variation progressive de la rigidité horizontale	21
1.6.2. Evite le rez de chaussée flexible	22
1.6.3. Eviter les étages supérieurs flexibles	22
1.6.4. Contreventement par voiles ou triangulation.....	23
1.7. VISION REGLEMENTAIRE	24
1.7.1. Règlement parasismique Algérien RPA99/v2003.....	24
1.7.2. Eurocode 8.....	24
1.7.3. Codes FEMA310.....	24
1.7.4. Code turc (TEC 2007)	25
1.8. REVUE DES TRAVAUX ULLTERIEURS.....	25
1.9. CONCLUSION.....	30

CHAPITRE 2 : CONCEPTION ET ETUDE DYNAMIQUE DE STRUCTURE EN PORTIQUES DE REFERENCE

2.1. INTRODUCTION.....	32
2.2. IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE	32
2.2.1. Dimensions en plan	32
2.2.2. Dimensions en élévation	32
2.3. ÉTUDE DE LA RÉGULARITÉ DE LA STRUCTURE A ETUDIEE....	34
2.3.1. Régularité en plan	34
2.3.2. Régularité en élévation.....	34
2.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	35
2.4.1. Béton	35
2.4.2. Acier	37
2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT PORTEUR.....	37
2.5.1. INTRODUCTION.....	34
2.5.2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET DES POTEAUX....	34
2.6. ETUDE DYNAMIQUE.....	45
2.6.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003.....	45
2.6.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003.....	46
2.6.3. Modélisation.....	46
2.6.4. Chargement statique vertical de la structure.....	47
2.6.5. Chargement dynamique.....	47
2.6.6. Définition des Combinaisons de charge.....	50
2.6.7. Diaphragme.....	50
2.6.8. Appuis.....	51
2.7. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/V2003.....	51
2.7.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales...	51
2.7.2. Période (T_{ETABS}) de la structure étudiée.....	53
2.7.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base...	53
2.7.4. Justification vis-à-vis des déformations.....	54
2.8. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.....	55
2.8.1. Ferrailage des poteaux.....	56
2.8.2. Ferrailage des poutres.....	62
2.9. CONCLUSION.....	68

CHAPITRE 3 : L'EFFET DE L'ETAGE SOUPLE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

3.1.	INTRODUCTION.....	70
3.2.	IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIEES	70
3.2.1.	Structure de trois niveaux	70
3.2.2.	Structure de six niveaux	72
3.2.3.	Structure de neuf niveaux	74
3.3.	VERIFICATION DE LA RIGIDITE LATERALE DES ETAGES	76
3.4.	ANALYSE DES RESULTATS	83
3.4.1.	Analyse du période des structures	83
3.4.2.	Analyse du déplacement aux niveaux des structures	85
3.4.3.	Analyse de l'effort de cisaillement aux niveaux des structures..	89
3.5.	CONCLUSION.....	93

CHAPITRE 4 : L'EFFET DE L'ETAGE SOUPLE SUR LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

4.1.	INTRODUCTION.....	96
4.2.	ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE.....	96
4.2.1.	Identification de la méthode push-over.....	96
4.2.2.	Niveau d'endommagement.....	97
4.2.3.	Principe de la méthode push-over.....	98
4.2.4.	Principe de la méthode de la capacité spectrale ATC 40.....	99
4.2.5.	Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux.....	103
4.2.6.	Calcul du chargement d'analyse Push-over.....	104
4.2.7.	Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (PushOver)	108
4.2.8.	Résultats de l'analyse push-over.....	109
4.3.	ANALYSE DES RESULTATS.....	112
4.3.1.	Effet de l'étage souple sur la capacité portante	112
4.3.2.	Effet d'étage souple sur la performance des structures auto stables...	117
4.4.	CONCLUSIONS.....	121
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	122
	BIBLIOGRAPHIE.....	126

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :	Bâtiments avec étage souple, RDC (Ben Lachhab 2023)	6
Figure 1.2 :	Etage souple au niveau supérieur (Sami sahli 2016)	6
Figure 1.3 :	Réaction d'un bâtiment lors un séisme (Belkacem 2020).	7
Figure 1.4 :	Mécanisme de l'étage souple	8
Figure 1.5 :	[A, B, C] Effondrement des structures a un étage souple (Djafer Henni 2024).	9
Figure 1.6 :	Hôpital Olive après le séisme de San Fernando, dommages typiques dus à la discontinuité du mur.	10
Figure 1.7 :	Apparence de l'étage souple à la construction de Services Imperial Conty	11
Figure 1.8 :	Vue en plan et élévation de la construction de Services Imperial Conty	11
Figure 1.9 :	Effondrement complet d'une construction au niveau 1 Boumerdès 2003.	12
Figure 1.10 :	Effondrement d'un bâtiment d'habitation individuel à cause de la défaillance des poteaux de l'étage souple, Boumerdès 2003	13
Figure 1.11 :	Effet de l'étage souple sur un bâtiment d'habitation avec rez-de-chaussée commercial.	13
Figure 1.12 :	Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20 ^{ème} siècle.	14
Figure 1.13 :	Niveau 1 flexible.	15
Figure 1.14 :	La hauteur du RDC par rapport aux niveaux supérieurs (sbih berradia 2018)	16
Figure 1.15 :	Changement de la rigidité des niveaux supérieurs.	16
Figure 1.16 :	Murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage.	17
Figure 1.17 :	Discontinuité du chemin de chargement.	17
Figure 1.18 :	Principe poutre forte – poteau faible	18
Figure 1.19 :	Manière d'existence d'une poutre forte -poteau faibles (Balandier).	18
Figure 1.20 :	Mur structurel avec des ouvertures au niveau 1.	19
Figure 1.21 :	Effondrement d'un bâtiment en maçonnerie avec grande ouverture à	19

	la base (Badoux 2000)	
Figure 1.22 :	Bâtiment avec grande ouverture au niveau de RDC (Sbihi et Berradia 2018).	20
Figure 1.23 :	Discontinuité de la maçonnerie (l'absence de remplissage rigide) (Beigi 2014).	20
Figure 1.24 :	Variation progressive de la rigidité (Belkacem 2020)	21
Figure 1.25 :	Une mesure corrective vise à contrer la mauvaise performance (Kumar. J et al 2017).	22
Figure 1.26 :	Etage supérieur souple Séisme de 2003, Boumerdes (Djafer Henni 2024).	23
Figure 1.27 :	Renforcement d'étage mou par palées de stabilité (Sbihi et Beradia 2018)	24
Figure 1.28 :	Vue en plan du bâtiment étudiée avec les 5 cas de disposition de l'étage souple.	27
Figure 1.29 :	Moments fléchissant maximaux dans les poutres pour les différents cas.	28
Figure 1.30 :	Efforts tranchants maximaux dans les poutres pour les différents cas.	28
Figure 1.31 :	Efforts normaux maximaux dans les poteaux pour les différents cas.	28
Figure 1.32 :	Déplacement dans chaque étage (mm) pour les cas considérés dans le sens X.	29
Figure 2.1 :	Géométrie de la structure à étudiée.	33
Figure 2.2 :	Limites des décrochements en élévation. (RPA 99/v 2003).	34
Figure 2.3 :	Limites des décrochements en élévation. (RPA 99/v 2003).	35
Figure 2.4 :	Les dimensions de la poutre	38
Figure 2.5 :	Section de poutre adoptée (PP/PS)	40
Figure 2.6 :	Evaluation des charges verticales	41
Figure 2.7 :	Section déférente d'un poteau sollicité	41
Figure 2.8 :	Les charges de chaque étage.	42
Figure 2.9 :	Section du poteau adoptée.	45
Figure 2.10 :	1 ^{er} mode de vibration T= 0.49 s.	52
Figure 2.11 :	2 ^{ème} mode de vibration T= 0.48 s.	52
Figure 2.12 :	3 ^{ème} mode de vibration T= 0.45 s.	52
Figure 2.13 :	Zone nodale.	56

Figure 2.14 :	Férrailage des poteaux	62
Figure 2.15 :	Férrailage des poutres (30x40)cm ² .	67
Figure 3.1 :	Vue en élévation de la structure régulière R+2 (VAR 1)	71
Figure 3.2 :	Vue en élévation de la structure R+2 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 2)	71
Figure 3.3 :	Vue en élévation de la structure R+2 a RDC souple (Hauteur de RDC égale a 4.5m) (VAR 3)	72
Figure 3.4 :	Vue en élévation de la structure régulière R+5 (VAR 4)	73
Figure 3.5 :	Vue en élévation de la structure R+5 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 5)	73
Figure 3.6 :	Vue en élévation de la structure R+5 a RDC souple (Hauteur de RDC égale a 4.5m) (VAR 6)	74
Figure 3.7 :	Vue en élévation de la structure régulière R+8 (VAR 7)	75
Figure 3.8 :	Vue en élévation de la structure R+8 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 8)	75
Figure 3.9 :	Vue en élévation de la structure R+8 a RDC souple (Hauteur de RDC égale a 4.5m) (VAR 9)	76
Figure 3.10 :	Brique creuse de terre cuite considérée.	77
Figure 3.11 :	Déformée d'un cadre avec remplissage sous chargement latéral.	78
Figure 3.12 :	Bielle comprimée équivalente diagonale.	79
Figure 3.13 :	Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente	80
Figure 3.14 :	L'effet de l'étage souple sur la période fondamentale.	84
Figure 3.15 :	L'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+2)	86
Figure 3.16 :	L'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+5)	87
Figure 3.17 :	L'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+8)	88
Figure 3.18 :	L'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+2)	90
Figure 3.19 :	L'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+5)	91

Figure 3.20 :	L'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+8)	92
Figure 4.1 :	Signification physique de la courbe de capacité d'une structure (Mahboub 2013).	97
Figure 4.2 :	Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages (belkhir 2012).	98
Figure 4.3 :	La courbe de capacité « push-over » (Mansouri 2015).	100
Figure 4.4 :	Spectre de réponse élastique en format traditionnel accélérations-périodes (Belkheir 2012).	101
Figure 4.5 :	Spectre de réponse élastique en format accélérations-déplacements (Belkheir 2012).	101
Figure 4.6 :	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (Belkheir 2012).	102
Figure 4.7 :	Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40), (Ykhlef et Ghezli 2016).	102
Figure 4.8 :	Introduction des rotules plastiques des poutres.	103
Figure 4.9 :	Introduction des rotules plastiques des poteaux.	104
Figure 4.10 :	Définition de l'analyse sous charges gravitaires verticale.	109
Figure 4.11 :	Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales.	109
Figure 4.12 :	Détermination de la courbe de capacité.	110
Figure 4.13 :	Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure proposée.	112
Figure 4.14 :	Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement-déplacement) des différentes variantes de la structure R+2 suivant les deux directions sismiques.	114
Figure 4.15 :	Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement-déplacement) des différentes variantes de la structure R+5 suivant les deux directions sismiques	115
Figure 4.16 :	Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement - déplacement) des différentes variantes de la structure R+8 suivant les deux directions sismiques	116
Figure 4.17 :	Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+2 suivant les deux directions sismiques.	118
Figure 4.18 :	Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+5 suivant les deux directions sismiques.	119
Figure 4.19 :	Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+8 suivant les deux directions sismiques.	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 :	Effort normal du au Charge permanente NG.	42
Tableau 2.2 :	Données géométriques des éléments de la structure étudiée.	45
Tableau 2.3 :	Chargement statistique de la structure étudiée.	47
Tableau 2.4 :	Périodes et taux de participation massique de la structure.	51
Tableau 2.5 :	Vérification des déplacements dans le sens X-X	55
Tableau 2.6 :	Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.	55
Tableau 2.7 :	Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.	57
Tableau 2.8 :	Vérification de l'effort normal de compression.	58
Tableau 2.9 :	Les différents cas de chargement.	58
Tableau 3.1 :	Caractéristiques de la maçonnerie considérée. (Ait-Ramdane 2014).	77
Tableau 3.2 :	Rigidité latérale des poteaux constituant un niveau	80
Tableau 3.3 :	Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens XX	80
Tableau 3.4 :	Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens YY	80
Tableau 3.5 :	Rapport de la rigidité latérale dans les deux directions.	81
Tableau 3.6 :	Rigidité latérale des poteaux constituant le premier niveau	81
Tableau 3.7 :	Rigidité latérale des poteaux constituant le RDC	81
Tableau 3.8 :	Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens XX	82
Tableau 3.9 :	Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens YY	82
Tableau 3.10:	Rapport de la rigidité latérale dans les deux directions.	82
Tableau 4.1 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière VAR 1	105
Tableau 4.2 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure à RDC souple VAR 2	105
Tableau 4.3 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure à RDC souple VAR 3	105
Tableau 4.4 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière	106

	VAR 4	
Tableau 4.5 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure à RDC souple VAR 5	106
Tableau 4.6 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 6	106
Tableau 4.7 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière VAR 7	107
Tableau 4.8 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 8	107
Tableau 4.9 :	Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 9	108
Tableau 4.10 :	Coefficients sismiques C_a et C_v	111

INTRODUCTION GENERALE

1. Définition de la problématique

Les structures à ossature en béton armé avec un premier étage (RDC) souple et des murs de remplissage aux étages supérieurs sont très courantes, même dans les zones à risque sismique important. Malgré leur mérite d'un point de vue fonctionnel et architectural, ils constituent une mauvaise solution d'un point de vue mécanique. Lorsqu'il est soumis à des charges sismiques, la discontinuité de la résistance latérale et de la rigidité au niveau du premier étage (au sol) provoque une concentration de la demande de dissipation d'énergie (c'est-à-dire les dommages) dans cet étage (**Santiago et al 2021**). Cette quantité d'énergie, très importante en cas de séisme violent, doit être dissipée par les colonnes du premier étage sous forme de déformations plastiques cumulées. Si les colonnes ont une capacité de dissipation d'énergie insuffisante (c'est le cas de nombreux portiques en béton armé (BA) existants, le bâtiment finit par s'effondrer. Le mécanisme plastique développé par le cadre, appelé dans la littérature *soft first story*, est l'une des formes d'effondrement les plus indésirables.

Les observations faites après les tremblements de terre majeurs des années 1990, comme celui de Northridge (1994) aux États-Unis (**Hall et al 1994**) ou de Hyogoken-Nanbu (1995) au Japon (**AIJ 1995**), ont prouvé que les dégâts catastrophiques pouvaient être attribués à un premier étage souple.

2. Objectifs

L'objectif principal de ce présent travail consiste en l'étude de l'effet d'irrégularité d'étage souple dans les structures auto-stables en béton armé, particulièrement, RDC souple en raison de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie ou en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie (double effet), sur leur comportement sismique. Cependant, cette étude a été concentrée surtout sur l'influence de ce paramètre sur le comportement linéaire en termes de période, effort tranchant à la base et déplacement inter-étages aussi sur le comportement statique non linéaire en termes de capacité portante et de performance.

Aussi, cette étude considère des structures en portiques en béton armé de faibles et de moyennes hauteurs

3. Méthodologie

Pour atteindre cet objectif, le travail est réalisé en considérant trois structures en portiques en béton armé de faible hauteur (R+2), et moyenne hauteur (R+5) et (R+8) avec des configurations structurales simples en plan et en élévation qui feront l'objet d'irrégularité, à savoir sa RDC souple. Les structures initiales (de référence) est de deux étages (R+2), cinq

étage (R+5) et de huit étage (R+8) implantées dans une zone III; la hauteur de niveau est de 3,06m. Ces structures sont celles définissent dans la phase de l'étude selon des paramètres bien précis. Les autres structures résultent des irrégularités d'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie ainsi en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie (double effet) par rapport aux structures (R+2), (R+5) et (R+8) de références.

Après la vérification de la condition d'étage souple, une analyse modale ainsi une analyse statique non-linéaire en poussée progressive (analyse push-over) sous des forces sismiques horizontales progressivement croissantes ont effectuées pour chaque cas de structure, en utilisant le logiciel ETABS V9.

Au terme des résultats d'analyses modale et statique non linéaires des structures considérées, on procède à une étude comparative des résultats obtenus, relatifs aux paramètres étudiés : la période, l'effort tranchant à la base, déplacement inter-étages, capacité portante ainsi performance.

4. Plan de travail

Afin d'atteindre l'objectif assigné à cette étude, le travail est structuré par quatre chapitres :

➤ **Introduction générale** définissant la problématique de mémoire et les objectifs recherchés.

➤ **Chapitre 1 : Notions sur les structures auto stable en béton arme a étage souple.**

Dans ce chapitre on a essayé d'exposer certaines notions sur le comportement sismiques des structures autos-tables en béton armé comportant un étage souple.

➤ **Chapitre 2 : Conception et étude dynamique de structure en portiques de référence**

Ce chapitre sera consacré au dimensionnement ainsi au calcul du ferrailage de la structure initiale (R+2), suivant le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91/ Modifiée 99, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003.

➤ **Chapitre 3 : L'effet de l'étage souple sur la réponse sismique des structures en portiques en béton arme**

Ce chapitre sera consacré à l'analyse de la réponse sismique des structures autostables en béton armé de faible et moyenne hauteurs en considérant l'effet de l'étage souple. une analyse modale a été menée à l'aide de logiciel ETABS V9. Ensuite, une étude comparative des

résultats obtenus pour les bâtiments réguliers et ceux des bâtiments irréguliers a été réalisée et interprétée.

➤ **Chapitre 4 : L'effet de l'étage souple sur le comportement non linéaire des structures en portiques en béton armé**

Ce chapitre sera consacré à l'étudier le comportement statique non linéaire des mêmes structures en béton armé contreventées par portiques auto-stables R+2, R+5 et R+8, traitées dans le chapitre précédent, en considérant toujours l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie et la hauteur de RDC élevée avec de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie, en utilisant la méthode push over (analyse non linéaire). En premier lieu, on donne un aperçu sur la méthode d'analyse. Ensuite une étude comparative des résultats d'analyse obtenus en termes de courbe de capacité, point de performance pour les différentes structures sélectionnées a été effectuée. L'étude se fait en utilisant le logiciel ETABS V9.

À la dernière partie de mémoire, **conclusions et perspectives**, on résume les conclusions principales tirées de la présente étude. Enfin, on suggère des perspectives de recherches futures comme suit à ce travail.

Chapitre 1

NOTIONS SUR LES STRUCTURES AUTO STABLE EN BETON ARME A ETAGE SOUPLE

1.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous proposons une revue bibliographique visant à offrir un aperçu des structures en béton armé comportant un étage souple. L'accent est principalement porté sur les conséquences de cet étage flexible sur les structures en béton armé ainsi que sur les facteurs causaux associés à ce phénomène. Ensuite, nous examinons la question de la protection des nouveaux bâtiments en béton armé. Enfin, nous exposons quelques recherches ultérieures menées sur cette problématique.

1.2. ETAGE SOUPLE DANS LES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME

Qu'est-ce qu'un étage souple ?

Un bâtiment à étage souple est une structure qui possède un étage plus faible et qui est incapable de supporter le poids des étages supérieurs pendant un tremblement de terre. Un étage souple comporte de vastes zones ouvertes dans les murs périphériques destinées au stationnement en dessous ou à des espaces commerciaux tels que des restaurants ou des magasins, ce qui rend le bâtiment très vulnérable aux dommages lors séisme (Beigi 2014). En cas particuliers, l'étage souple peut se trouver au niveau de rez-de-chaussée ou bien au niveau d'un étage supérieur (Figure 1 et 2) :



Figure 1.1 : Bâtiments avec étage souple, RDC (Ben Lachhab 2023)

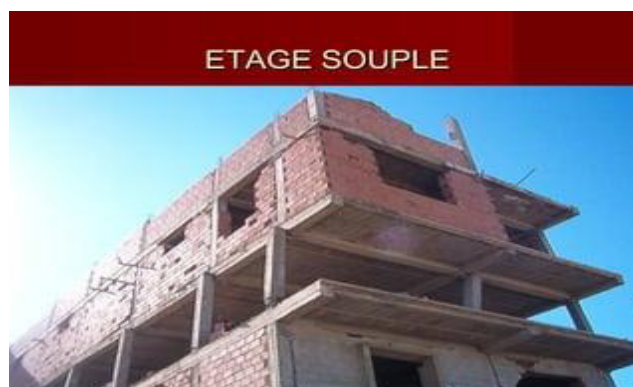


Figure 1.2 : Etage souple au niveau supérieur (Sami sahli 2016)

1.3. COMPORTEMENT D'UN BATIMENT A ETAGE SOUPLE

Lors d'un séisme, le sol subit des déplacements et des accélérations. Les constructions, liées au sol au moins par leurs fondations et éventuellement par leurs parties enterrées (sous-sol), suivent ces mouvements. Les éléments de construction solidaires du sol se déplacent en conséquence, mais en raison de leur inertie, les parties élevées ne suivent pas instantanément le mouvement, entraînant ainsi une déformation de la structure. Si les constructions ont été conçues et réalisées conformément aux normes en vigueur en zone sismique, elles reviendront à leur position initiale et commenceront à osciller. Pendant ce mouvement, un bâtiment parasismique doit réagir rapidement (en quelques dizaines de secondes) sans subir de dommages majeurs. La rupture peut survenir si le bâtiment n'a pas été conçu pour résister à ces mouvements.

Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer. (Belkacem 2020).

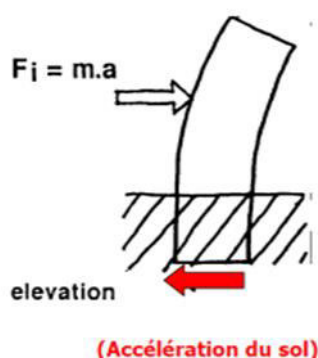


Figure 1.3 : Réaction d'un bâtiment lors un séisme (Belkacem 2020).

L'étage souple est un étage qui présente une faible rigidité, et ce en le comparant à la rigidité de l'étage de dessus. Ce phénomène pourra se manifester à n'importe quel niveau mais le problème devient crucial s'il paraît au niveau 1, (Parce que les forces sont plus grandes à ce niveau). Si tous les étages ont la même résistance et la même rigidité, le déplacement dans la même structure, sous une force sismique, sera égal à chaque niveau. Mais si le niveau 1 a une faible résistance et plus souple, une grande partie du déplacement global de la construction se concentre à ce niveau (Naeim 2012).

Conformément à quelques codes parasismiques comme **RPA 2003** et **UBC 97** (la plupart des codes parasismiques usuels, présentent les mêmes identifications conception est indésirable, pour une construction réalisée dans une région à caractère sismique actif.

L'étage souple provient d'une utilisation du niveau 1 comme parking de voitures salon d'accueil ou à utilités commerciales. Cette utilisation demande l'augmentation de la hauteur du rez-de-chaussée ou la réalisation des murs qui ne se continuent pas vers le niveau bas. En raison de cette forme irrégulière, la résistance et la rigidité du niveau 1 seront plus faibles que celles des étages d'au-dessus. Donc, pendant un séisme, le niveau 1 est soumis, par conséquent, à un grand effort tranchant, avec un grand déplacement concentré à ce niveau, ce qui crée la formation des rotules aux extrémités des poteaux (Agrawal & Shrikhande 2006). (Figure 1.4). Ensuite, Les rotules sont soumises aux grandes rotations plastiques tandis qu'une grande énergie se dissipe. C'est ce qui cause la dégradation de la résistance du poteau, qui à son tour, devient incapable de supporter les charges gravitaires, l'effet $P-\Delta$ augmente l'instabilité et par la suite le bâtiment s'effondrera totalement (Agrawal & Shrikhande 2006).

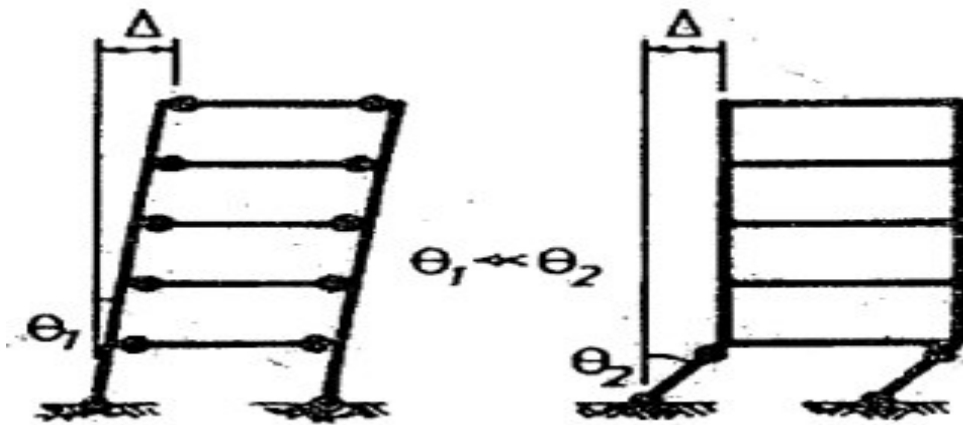


Figure1.4 : Mécanisme de l'étage souple

De nombreux édifices présentent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est nettement inférieure à celle des autres étages. Lors de séismes dévastateurs, ces niveaux sont souvent gravement endommagés en raison de la rupture des poteaux à leurs extrémités. Ce scénario survient lorsque ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau "souple". La rupture se produit généralement au niveau de leurs jonctions avec les planchers supérieur et inférieur, en raison d'un faible rayon de courbure et de la nécessité d'une ductilité (plasticité) considérable, dépassant la capacité de déformation des poteaux standards. De manière générale, les dommages sismiques se manifestent préférentiellement au niveau d'un changement de rigidité, à la jonction entre un élément "souple" et un élément rigide (Saidi et Yahiaoui 2018)

Dans ce qui_suit, on présente quelques figures afin de voir les différents endommagements causés par le séisme des structures en béton armé à étages souples :



a - Séisme de Chi-Chi, Taiwan, 1999



b - Japon 1995 / Kobe



C - japon 1995

Figure 1.5 [A,B,C] : Effondrement des structures a un étage souple (Djafer Henni 2024).

Le rez-de-chaussée des structures à ossature en béton armée a été détruit complètement quand le bâtiment réagit ou bouge avec les ondes sismique. Ça grâce à la différence entre la conception des étages supérieurs qui sont visée pour un usage bureautique ou logements et entre le rez-de-chaussée avec une base très ouverte destinée au commerce ou parkings, et les étages supérieurs sont construit par des éléments rigides tels que des murs et des cloisons lourdes (Kassoul 2020).

Pendant le séisme de San Fernando 1971, l'hôpital Olive a été soumis à des grands dommages, malgré que sa construction soit récente, et cela à cause du mécanisme de l'étage souple. Or, au moment de sa construction, les chercheurs pensent que l'étage souple avait des avantages structurels, citons parmi eux : Fintel, M. Khane en May 1969 qui a indiqué que l'étage souple dans une structure à plusieurs étages peut servir comme un système absorbant les chocs, ainsi les forces se concentrent à ce niveau, mais les autres niveaux au-dessus seraient étudiés sous l'action des vents seulement. Ces niveaux restent dans le domaine élastique, pendant les séismes. Aussi, (Code, P. Eurocode 8 2005) a déduit que la plastification de l'étage souple protège considérablement, les étages supérieurs de la plastification.

L'hôpital Olive est le meilleur exemple d'existence de l'étage souple, à cause de la discontinuité des murs structurels (Figure 1.6) où le système structurel ne continue pas vers le niveau 1 et vers le sous-sol, ce qui a laissé les poteaux de ces étages se comporter à grande flexibilité. Et malgré que la structure de cet hôpital fût étudiée, à base de forces supérieures à celles, que les codes exigent, il y a eu des dommages très importants pendant ce séisme. Cet hôpital a été démoli et reconstruit sur le même lieu (Martino 1999), (Beigi 2014).



Figure 1.6 : hôpital Olive après le séisme de San Fernando, dommages typiques dus à la discontinuité du mur.

Un autre exemple concernant l'existence de l'étage souple à raison la discontinuité des mus structurels, c'est ce qui est arrivé à la construction de Services Imperial Conty à El Centro en Californie, pendant le séisme d'Impérial Valley (1979) (Figure 1.7). Cette construction constituée de six niveaux est réalisée en 1969. Sa structure est réalisée en béton armé, avec des voiles discontinues vers le niveau 1, sauf du côté Est, le reste du niveau 1 est ouvert (Figure 1.8). Pendant ce séisme la construction a été soumise à une grande défaillance structurelle, où les poteaux des angles furent soumis aux grandes forces de flexion, de cisaillement et axiales, ce qui implique la défaillance des poteaux des angles aussi la défaillance des poteaux du niveau1 (Pauschke, Oliveira & Zsuttu 1981), (Beigi 2014).



Figure 1.7 : Apparence de l'étage souple à la construction de Services Imperial Conty

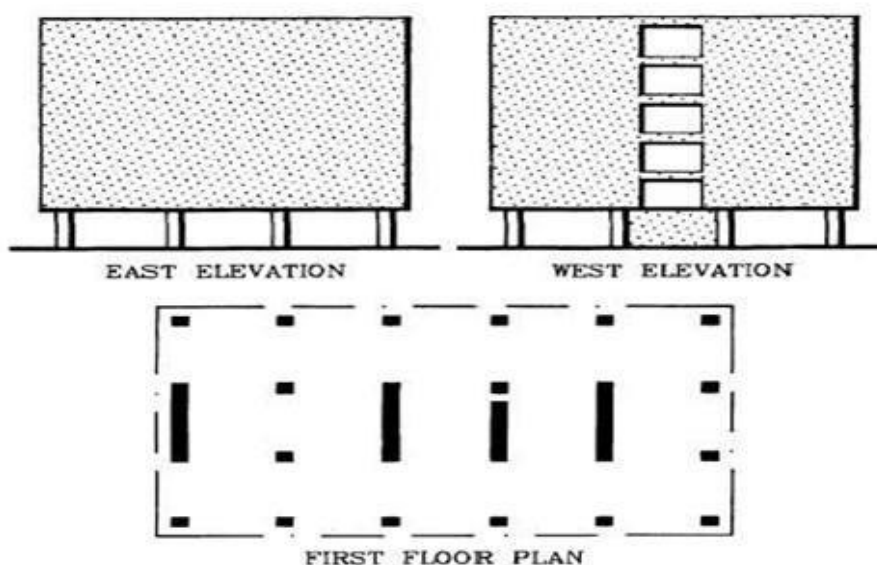


Figure 1.8 : Vue en plan et élévation de la construction de Services Imperial Conty (Naeim 2012).

Pendant le séisme de Boumerdès (Algérie 2003) qui a atteint $6.7^{\circ}R$. Le système structurel (poteau-poutre + mur de remplissage) a révélé une grande faiblesse EERI (2003). et la rupture était la raison de l'étage souple, qui est une, parmi d'autres causes de l'effondrement (Belazougui, M. 2008) (Figure 1.9).



Figure 1.9 : Effondrement complet d'une construction au niveau 1 Boumerdès 2003.

Avant le séisme d'El Asnam (1980), le type très courant des constructions en Algérie était sous formes de constructions en béton armé à hauteur moyenne, financées en grande partie par l'état, après le changement économique du pays au début de la décennie 1990 les travaux non publics ont été financés par les privés qui possèdent une main d'œuvre non qualifiée professionnellement. La plupart de ces constructions sont structurées à portique en béton armé, soit un logement collectif ou individuel EERI (2003). On remarque surtout pour le logement individuel, l'utilisation habituelle du niveau 1 comme un local commercial, sa hauteur dépasse la hauteur des autres niveaux, aussi les structures de ces constructions est d'un type où la rigidité de la poutre dépasse celle du poteau, qui est un caractéristique très courant en Algérie (Kadid 2008), la figure 1.10 montre que le niveau 1 est effondré à cause du développement des rotules plastiques aux extrémités des poteaux, ce qui a soumis les autres niveaux à des dégâts minimes. Le tout résulte du principe d'application du poteau faible – poutre forte.



Figure 1.10 : Effondrement d'un bâtiment d'habitation individuel à cause de la défaillance des poteaux de l'étage souple, Boumerdès 2003

Un autre exemple de dégâts à Boumerdes présenté sur la figure 1.11 montre l'existence du mécanisme de l'étage souple, qui était à cause de l'irrégularité de rigidité aux constructions à usage mixte (le niveau 1 à usage commercial et les autres niveaux à usage d'habitation). Ceci entraîne l'augmentation de demande de déplacement des poteaux au niveau1.



Figure 1.11 : Effet de l'étage souple sur un bâtiment d'habitation avec rez-de-chaussée commercial.

1.4. IMPLICATION ARCHITECTURALES

Fréquemment, la conception de l'étage souple, a des raisons d'être, quand on doit réaliser des grandes surfaces comme des salles de réunions, centres bancaires, au niveau1. De même, ce niveau ouvert, répond souvent à la planification moderne, vu qu'il facilite l'accès à une

place ou à la rue (Naeim 2012). Ces avantages architecturaux qu'on bénéficie de l'étage ouvert, ou à grande hauteur, sont des outils esthétiques pour l'architecte. Mais si on constate que cet étage est souple, du point de vue sismique, c'est à l'ingénieur de trouver la solution, afin que le mécanisme d'échec, n'apparaisse point, sans toucher au côté architectural de l'immeuble Charleson, A. (2012).

Les premières parutions des constructions à étage souple modernent, reviennent au début du 20^{ème} siècle. Exemple villa Savoye (Figure1.12) qui est une villa modernisée à Poissy à la banlieue de Paris (France). Cette villa est une, parmi les contributions de l'architecture moderne du 20^{ème} siècle. Elle est réalisée en béton armé, avec deux niveaux Beigi (2014).

Son premier niveau est caractérisé par ses poteaux élancés et de sa façade sans éléments structurels. Les constructions à étages souples sont connues aussi dans la construction BAUHAUS, qui est une construction à étages ouverts avec un nombre de fenêtres sur la façade avec une irrégularité horizontale et verticale. Ce type de construction a laissé une influence importante sur les tendances artistiques et architecturales, en Europe et en Amérique Beigi (2014).



Figure 1.12 : Villa Savoye, parmi les premières constructions à étage souple au 20^{ème} siècle.

A l'aube de la décennie 50 et 60, il existait un grand nombre de constructions à étages souples. Mais, vu les séismes, que le monde a connu, le danger de cette conception commence à apparaitre, surtout avec les dommages qui sont apparus dans les structures en béton armé lors du séisme de CARACAS en 1976, ce séisme a déterminé le danger que présente ce type de construction, malgré ses avantages architecturaux (Naeim 2012).

1.5. CLASSIFICATION DE STRUCTURES A ETAGES SOUPLES

La caractéristique principale de l'étage souple, est la discontinuité de la résistance et la rigidité qui se produit au point de connexion avec le poteau du deuxième niveau. Cette discontinuité est due à une résistance moindre ou à une flexibilité accrue au rez-de-chaussée. C'est ce qui entraîne des grands déplacements à cet étage, et une concentration des forces au niveau de la connexion du premier étage.

Arnold Christopher 1984, a classifié les constructions à étage souple en quatre catégories, en se basant sur les facteurs principaux qui sont la cause de l'apparition de l'étage souple :

- ***La hauteur du niveau 1 de la structure est plus grande, que les hauteurs des étages d'au-dessus***, ce qui entraîne une rigidité faible et un plus grand déplacement à ce niveau en comparaison avec celles des autres niveaux. Le danger sera plus grave avec l'augmentation de la hauteur du niveau 1, l'augmentation de nombre de niveaux, et l'augmentation de la rigidité des autres niveaux, comme le présente la figure 1.13.

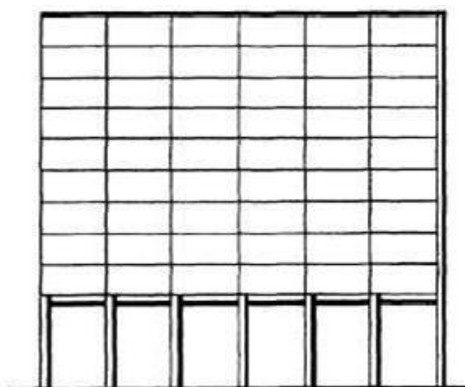


Figure 1.13 : Niveau 1 flexible (Arnold, C. 1984).

L'effet du niveau flexible peut également être induit par une inégalité significative des hauteurs d'étage. Si cette disparité ne peut être évitée, il est essentiel d'harmoniser la rigidité des niveaux, par exemple en intégrant des contreventements supplémentaires dans les niveaux moins rigides. Il est préférable de limiter la différence entre les hauteurs d'étage à 20% de la hauteur maximale. Par ailleurs, la hauteur d'étage ne devrait pas être excessive, car une augmentation de celle-ci entraîne rapidement une augmentation des dommages sismiques.

On peut conclure que l'augmentation de la hauteur d'une structure a une influence directe sur son comportement durant une activité sismique (Sbihi et Berradia 2018).

La figure ci-après représente la grande différence au niveau de la hauteur du rez de chaussée par rapport aux autres :

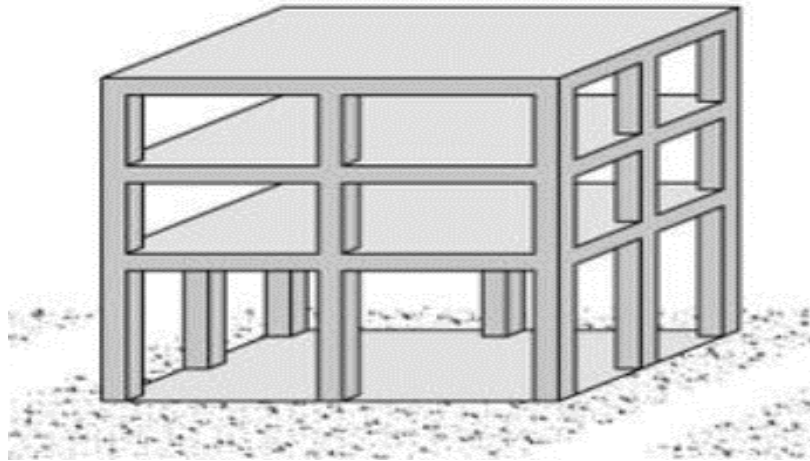


Figure 1.14 : la hauteur du RDC par rapport aux niveaux supérieurs (Sbihi et Berradia 2018).

- **Le changement brusque de la rigidité du deuxième niveau** (malgré que la hauteur de tous les niveaux restent approximativement égales) est dû principalement au choix des matériaux de construction : l'utilisation, par exemple, du béton lourd préfabriqué, ou des éléments structurels au-dessus d'une structure à portique ouvert, ce changement arrivera souvent, suite à un remodelage des bâtiments commerciaux plus anciens, et ce pour introduire les vitrines ou des halls d'hôtel (Figure 1.15)

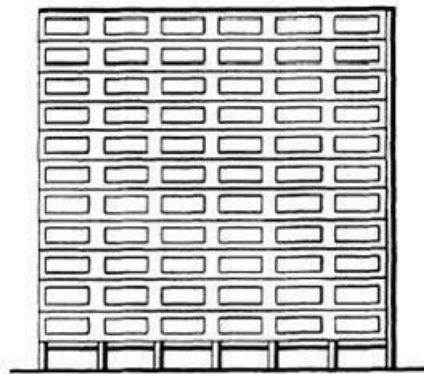


Figure1.15 : changement de la rigidité des niveaux supérieurs

- **L'utilisation des voiles**, qui résistent à l'effort tranchant, ne continuent pas jusqu'aux fondations, mais s'arrêtent au deuxième niveau (Figure 1.16a). La même chose s'applique sur les murs de remplissage qui pourraient être aussi discontinus, ce type de murs est plus connu aux constructions à étages souples, exemple dans les constructions à usage d'habitation, souvent on trouve les murs discontinus, et cela, au niveau des parkings de voitures, La figure 1.16b montre le portique structurel typique qui contient des murs de

remplissage discontinus au niveau 1.

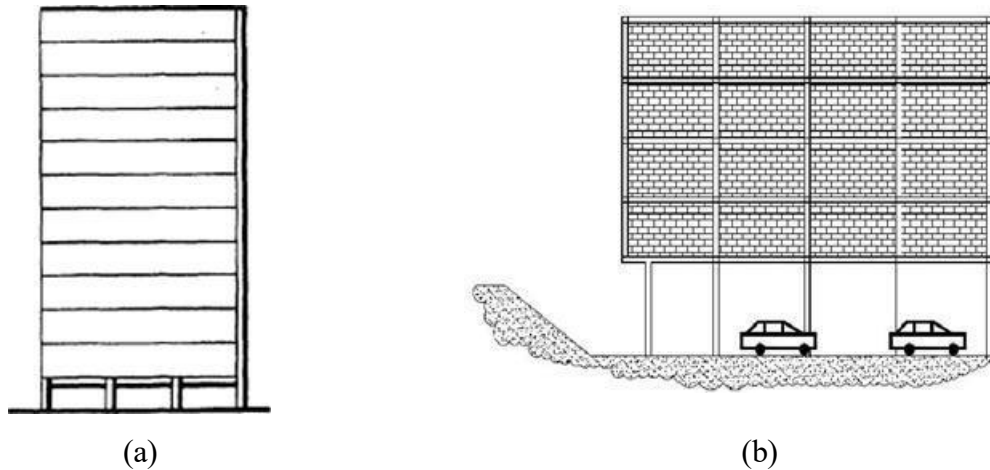


Figure 1.16 : murs discontinus : (a) cas de voiles, (b) cas des murs de remplissage.

- **La discontinuité du chemin de chargement**, qui provient du changement de la structure verticale et horizontale au niveau 2, pour épargner un niveau 1 plus ouvert, et souvent on arrive à réaliser cela pour des raisons programmatiques, pour réduire le nombre de poteaux, et c'est pour le même but, pour épargner des larges espaces (Figure 1.17)

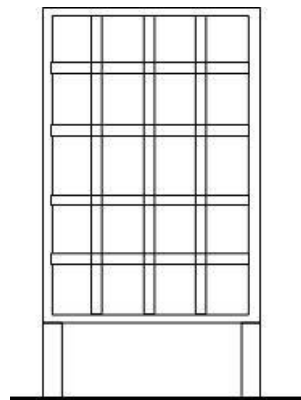


Figure 1.17 : discontinuité du chemin de chargement.

En plus de ces quatre catégories, (Beigi 2014) a présenté deux autres catégories qui peuvent être considérées comme une cinquième et une sixième catégorie, elles sont comme suit :

- **Portique à poutre forte-poteau faible** : quand la longueur de la poutre est grande, avec la non-application des règles des conceptions de capacité, le moment de flexion, et les forces de cisaillement qui sont la résultante des charges verticales, ont la possibilité d'être dans les poutres autant plus grande, qu'elles soient dans les poteaux, Cela conduit à la conception des poutres avec des dimensions plus grandes que les dimensions des poteaux,

Il en résulte que une formation de rotules plastiques aux extrémités des poteaux, plutôt qu'aux extrémités des poutres (Figure 1.18). Ce mécanisme est basé sur certains facteurs importants, par exemple : le nombre d'étages, l'enrobage et la diminution des dimensions de la section des poteaux.

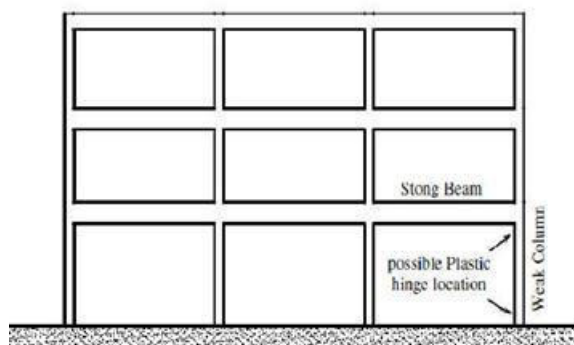


Figure 1.18 : Principe poutre forte – poteau faible

Lorsqu'une longueur de travée d'un portique est importante, en l'absence d'une application méticuleuse des règles de conception de la capacité, il existe un risque accru de générer des moments de flexion dus à la gravité et des forces de cisaillement dans les poutres, dépassant considérablement ceux supportés par leurs poteaux respectifs. Cette situation peut amener l'ingénieur à opter pour des poutres dotées d'une résistance supérieure à celle des poteaux. En résultat, il est plus probable que des rotules plastiques se forment aux deux extrémités des poteaux plutôt qu'aux poutres (voir Figure 1.19). La manifestation de ce mécanisme dépend de divers facteurs critiques, tels que le nombre d'étages, la résistance des joints, et la réduction de la hauteur du poteau (beigi 2014).



Figure 1.19 : Manière d'existence d'une poutre forte -poteau faibles (Balandier).

- **Murs structurels avec grande ouverture à la base** : ce type de construction à l'étage souple est le moins existant et se trouve souvent aux bâtiments en maçonnerie, où s'utilisent les murs structurels ayant des ouvertures au niveau 1 à causes des entrées, ou pour d'autres obligations architecturales comme le présente la Figure 1.20 :

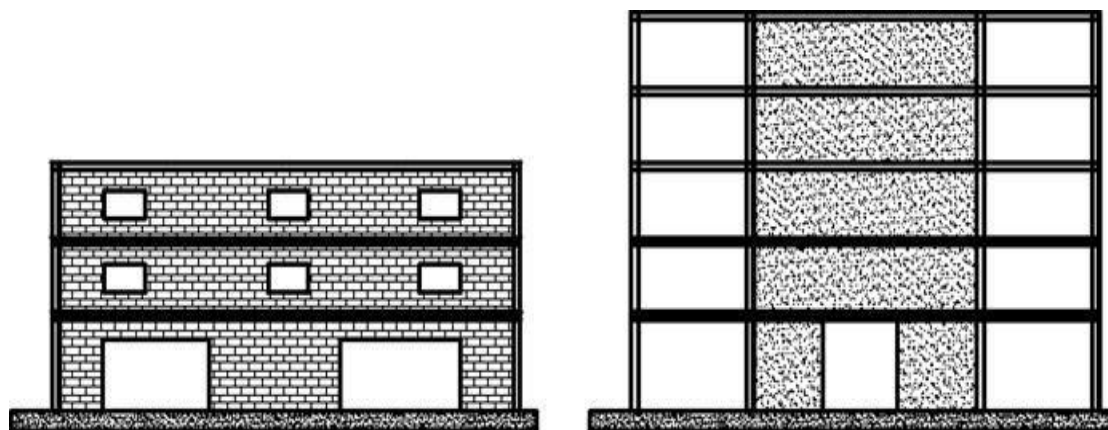


Figure 1.20 : Mur structurel avec des ouvertures au niveau 1.

Ce genre de construction avec des étages souples est relativement rare, et il est souvent observé dans les édifices en maçonnerie. Cette particularité se manifeste fréquemment lorsque des murs structurels perforés sont intégrés au premier étage en réponse à des impératifs architecturaux tels que des entrées ou d'autres exigences spécifiques (Kassoul 2020).



Figure 1.21 : Effondrement d'un bâtiment en maçonnerie avec grande ouverture à la base (Badoux 2000)

Un exemple de ce type de structure est représenté par un bâtiment de quatre étages en **Turquie**, qui a subi des dommages lors du séisme de Kocaeli en 1999. La Figure 1.22 illustre l'aspect extérieur de ce bâtiment en maçonnerie. Les principaux dégâts constatés sur cette

structure sont des fissures importantes dans la maçonnerie. Ces fissures sont causées par des forces normales à l'extrémité du pilier, entraînant une rupture significative due à la compression à la base (Cogurcu 2015).

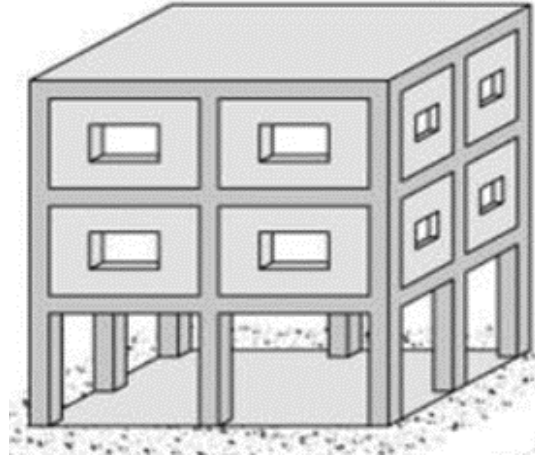


Figure 1.22 : Bâtiment avec grande ouverture au niveau de RDC (Sbihi et Berradia 2018).

➤ **Discontinuité structurale de la maçonnerie** : dans ce cas, La présence de discontinuités dans la conception d'une structure entraîne une concentration de contraintes et de déformations. Une structure avec des discontinuités est généralement indésirable (Figure 1.23), car le mécanisme de défaillance qu'elle induit est localisé. Idéalement, la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui peut être atteint en impliquant un nombre maximal d'éléments pour former un mécanisme de défaillance global plutôt que local. Le comportement non homogène d'une structure comportant des discontinuités majeures pose souvent des problèmes, car il rend délicat le calcul global de la structure et complique la conception correcte des nœuds cruciaux où des déformations significatives doivent se produire (A Plumier 2011).

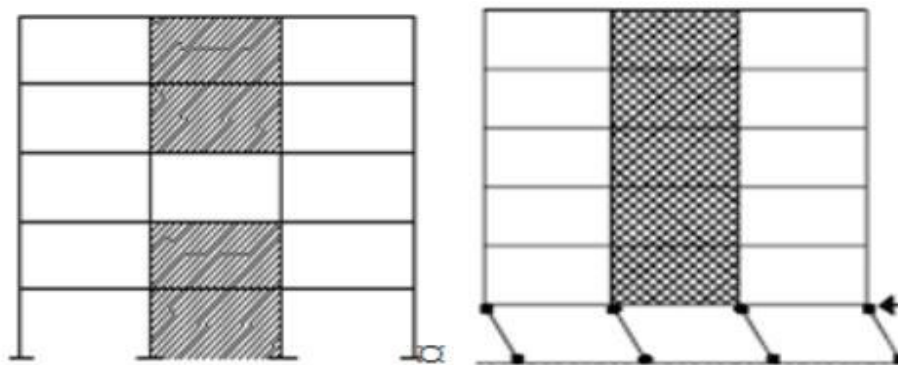


Figure 1.23 : discontinuité de la maçonnerie (l'absence de remplissage rigide) (Beigi 2014).

1.6. SOLUTION DE REHABILITATION

Afin d'atténuer l'effet de niveau souple dans un système structurel et améliorer sa performance sismique, plusieurs options de rééquipement peuvent être envisagées. Ces solutions, qu'elles soient conventionnelles ou innovantes, peuvent faire l'objet d'une hypothèse pour renforcer la résilience de la structure face aux forces sismiques. Voici quelques approches possibles :

1.6.1. Variation progressive de la rigidité horizontale

Quand la présence d'un rez-de-chaussée libre est désirée pour des raisons esthétiques ou fonctionnelles, et afin d'éviter l'effet de niveau flexible, il est impératif de lui conférer une rigidité équivalente à celle des étages supérieurs. La solution consiste à attribuer à ces niveaux ouverts une rigidité comparable à celle des autres étages, notamment par le contreventement en façade, par exemple.

Pour atténuer l'effet de niveau souple, on évite les changements brusques de rigidité entre le niveau "ouvert" et les étages adjacents. Bien que cet effet ne soit pas totalement éliminé, sa présence est considérablement diminuée. Il est essentiel de maintenir la symétrie des éléments rigides pour une efficacité optimale dans cette démarche (Belkacem 2020).

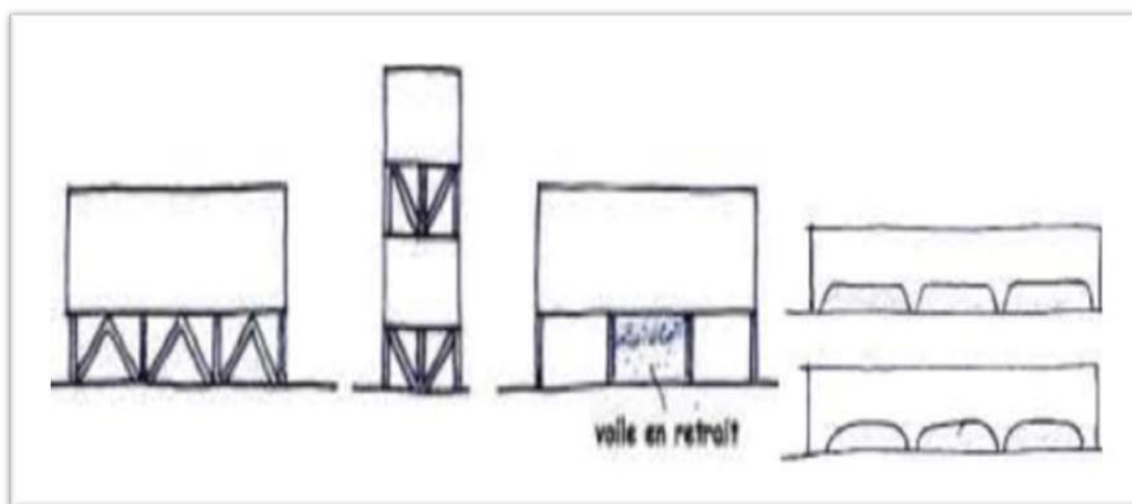


Figure 1.24 : variation progressive de la rigidité (Belkacem 2020)

1.6.2. Evite le rez de chaussée flexible

L'effondrement du bâtiment lors d'un séisme est attribué à la présence d'éléments de stabilisation dans les étages supérieurs, mais leur absence au rez-de-chaussée où seules des colonnes relativement minces subsistent. Cette configuration engendre un rez-de-chaussée flexible horizontalement (effet de niveau souple) et conduit à un mécanisme dangereux de défaillance des colonnes.

Sélectionnez un système structurel alternatif (par exemple, des murs de contreventement en béton armé) pour assurer la résistance aux séismes : lorsque le nombre de panneaux au niveau du rez-de-chaussée pouvant être remplis de murs en maçonnerie est insuffisant pour offrir une raideur latérale et une résistance adéquate, un cadre ductile n'est pas un choix approprié. Dans de tels cas, un système alternatif, tel qu'un mur de contreventement en béton armé, est nécessaire pour assurer la résistance aux séismes (Kumar Jayanta et al 2017).

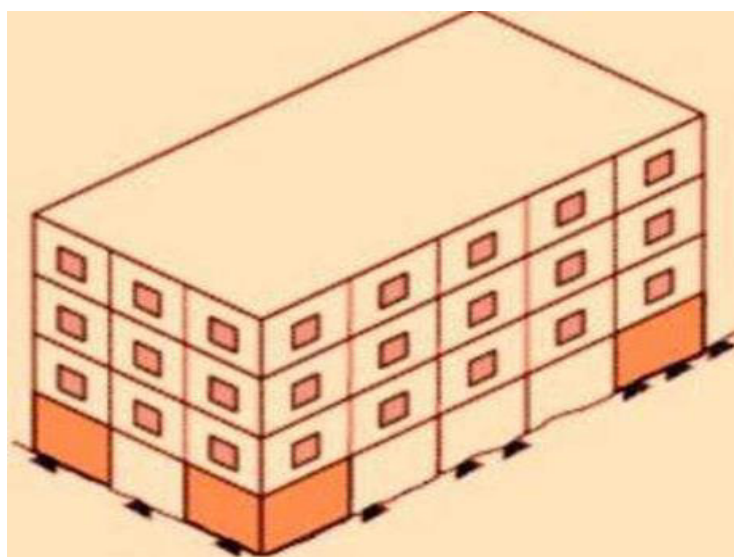


Figure 1.25 : Une mesure corrective vise à contrer la mauvaise performance (Kumar. J et al 2017).

1.6.3. Eviter les étages supérieurs flexibles

Lorsque la stabilisation horizontale d'un étage supérieur est affaiblie ou totalement absente, cela conduit à un étage flexible, créant ainsi un mécanisme de colonnes potentiellement dangereux, également connu sous le terme de "mécanisme d'étage". En d'autres termes, la capacité de l'étage à résister aux forces horizontales est compromise, ce qui peut augmenter le risque de défaillance structurale. Ce phénomène peut être particulièrement préoccupant dans le contexte de la conception et de la stabilité des structures, où la résistance aux charges

horizontales est essentielle pour assurer la sécurité et la performance à long terme d'un bâtiment (Sbihi et Berradia 2018)



Figure 1.26 : Etage supérieur souple Séisme de 2003, Boumerdes (Djafer Henni 2024)

1.6.4. Contreventement par voiles ou triangulation

C'est la distribution des travées rigides commence par la façade vers l'intérieur de la structure dans les deux directions principales, que ce soit mur de contreventement (voile) ou palée de stabilité (treillis) comme la figure 1.27 illustre, on les utilise généralement dans les parkings où on a besoin de grande ouverture, pour augmenter la rigidité et la résistance au charge horizontale remplacent les poteaux. Le plus importants c'est de minimiser ou absorber la charge sismique qui sera distribuée sur les éléments porteurs verticaux selon la rigidité de chaque élément, sauf qu'il faut assurer la symétrie par rapport au centre de gravité du niveau. (Belkacem 2020).



Figure 1.27 : renforcement d'étage mou par palées de stabilité (Sbihi et Beradia 2018)

1.7. VISION REGLEMENTAIRE

1.7.1 Règlement parasismique Algérien RPA99/v2003

Le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003) ne suggère pas d'utiliser les systèmes comportant des étages transparents ou ouverts. Sinon, outre la pénalisation par un coefficient de comportement adéquat ($R = 2$), il y a lieu de prendre toutes les dispositions constructives pour éviter les effets défavorables prévisibles.

1.7.2 Eurocode 8

L'Eurocode 8 préconise, en cas d'irrégularités notables en élévation (par exemple, réduction sensible des remplissages sur un ou plusieurs niveaux par rapport aux autres niveaux), les effets de l'action sismique dans les éléments verticaux des niveaux concernés doivent être augmentés, à défaut d'une modélisation plus précise de ces remplissages.

1.7.3 Codes FEMA310

L'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus.

1.7.4 Code turc (TEC 2007)

Selon le code parasismique turc (TEC), l'étage souple est, dans toute direction du séisme, celui dont le coefficient d'irrégularité de rigidité, qui est le rapport entre le déplacement relatif de l'étage i et celui de l'étage du dessus $i+1$, est plus grand que 2.0.

1.8. REVUE DES TRAVAUX ULLTERIEURS

Jaswant N. Arlekar, Sudhir K. Jain and C.V.R. Murty (1997) ont réalisé une étude sur le comportement sismique des structures en béton armé contenant des étages souples au rez-de-chaussée, en utilisant le logiciel de modélisation numérique ETABS. Ils ont comparé la rigidité de neuf modèles de bâtiments. Pendant une forte secousse sismique, ces bâtiments présentent de faibles performances. Dont ils sont recommandés d'éviter ce type de conception dans les zones sismiques, car elles sont conçues sans tenir compte de l'augmentation du déplacement, de la ductilité et des exigences de force dans les poteaux du premier étage.

M.Z. Kabir et P. Shadan (2011) ont réalisé une étude expérimentale sur l'effet de l'étage souple sur la performance sismique des bâtiments. Les résultats qui sont vérifiés numériquement avec un modèle d'éléments finis en utilisant le programme ABAQUS ont une résistance considérable, qui a conclu que l'application de plusieurs mouvements sismiques provoque des fissures finales développées à la base des poteaux et des nœuds. Cependant, les étages supérieurs n'avaient pas de fissures lors du test de la table sismique.

D. A. Hernández-García, A. Tena-Colunga (janvier 2017) pour le système structural considéré et les mouvements du sol, le phénomène d'étage souple ou faible est évité ou minimisé avec une bonne combinaison de rigidité et de résistance latérale similaire à ce qui est actuellement proposé dans les codes sismiques. De même, l'utilisation d'un facteur de correction pour l'irrégularité structurale est utile pour réduire de manière significative les demandes de ductilité maximale des étages et globale, prévenant ainsi le développement d'un étage mou/faible incontrôlable. D'après les résultats obtenus jusqu'à présent, il semble que l'utilisation d'un facteur de correction pour l'irrégularité structurale pourrait être suffisante pour contrôler de manière raisonnable les réponses maximales des étages et globales pour les modèles d'étages de six et huit étages étudiés dans les zones sismiques.

Sinan Cansiz (sep 2023) La contribution des mesures prises contre l'irrégularité des étages souple/faibles dans les structures en béton armé sans murs à la force de cisaillement de base est très élevée. Alors, on peut dire que les mesures prises pour augmenter la contrainte de cisaillement ne sont que partiellement adaptées pour prévenir la survenue de déformations des étages faibles. Pour cette raison, le nombre et la qualité des mesures à prendre dans les structures sans murs en béton armé sont d'une grande importance. En moyenne, on constate que la force de cisaillement de base a augmenté 3 fois dans toutes les structures. D'autre part, les formes de déformation des structures en béton armé sans murs à l'état limite ultime se forment d'une manière qui reflète le comportement des étages souples. Dans cette situation, on voit que les mesures prises transmettent le comportement des étages souples aux autres étages. Il est important que le nombre de mesures à prendre dans les bâtiments ne contenant pas de murs en béton armé soit suffisant pour égaliser les effets nocifs du phénomène d'étage mou/faible avec les autres étages.

Pyasi and Rajvaidya (2015) ont réalisé une analyse sismique d'un bâtiment en BA à plusieurs étages non symétriques de 11 étages avec deux étages souples. Cinq cas sont considérés :

CAS 1 : bâtiment sans étage souple (Figure 1.28b) ;

CAS 2 : Étage souple considéré au 1^{ère} et 7^{ème} étage (Figure 1.28c) ;

CAS 3 : Étage souple considéré aux 2^{-ème} et 8^{-ème} étages (Figure 1.28d) ;

CAS 4 : Étage souple considéré aux 3^{-ème} et 9^{-ème} étages (Figure 1.28e) ;

CAS 5 : Étage souple considéré aux 4^{-ème} et 10^{-ème} étages (Figure 1.28f).

Les résultats de l'analyse sont examinés et comparés en termes de moments fléchissant maximaux (Figure 1.29), considérés sous le moment de flexion, d'efforts tranchants maximaux (Figure 1.30), d'efforts normaux maximaux dans les poteaux (Figure 1.31) et de déplacements dans chaque étage (Figure 1.32). Selon les conclusions tirées par Pyasi et Rajvaidya (2015) à partir des résultats et des graphiques susmentionnés, plusieurs observations peuvent être formulées :

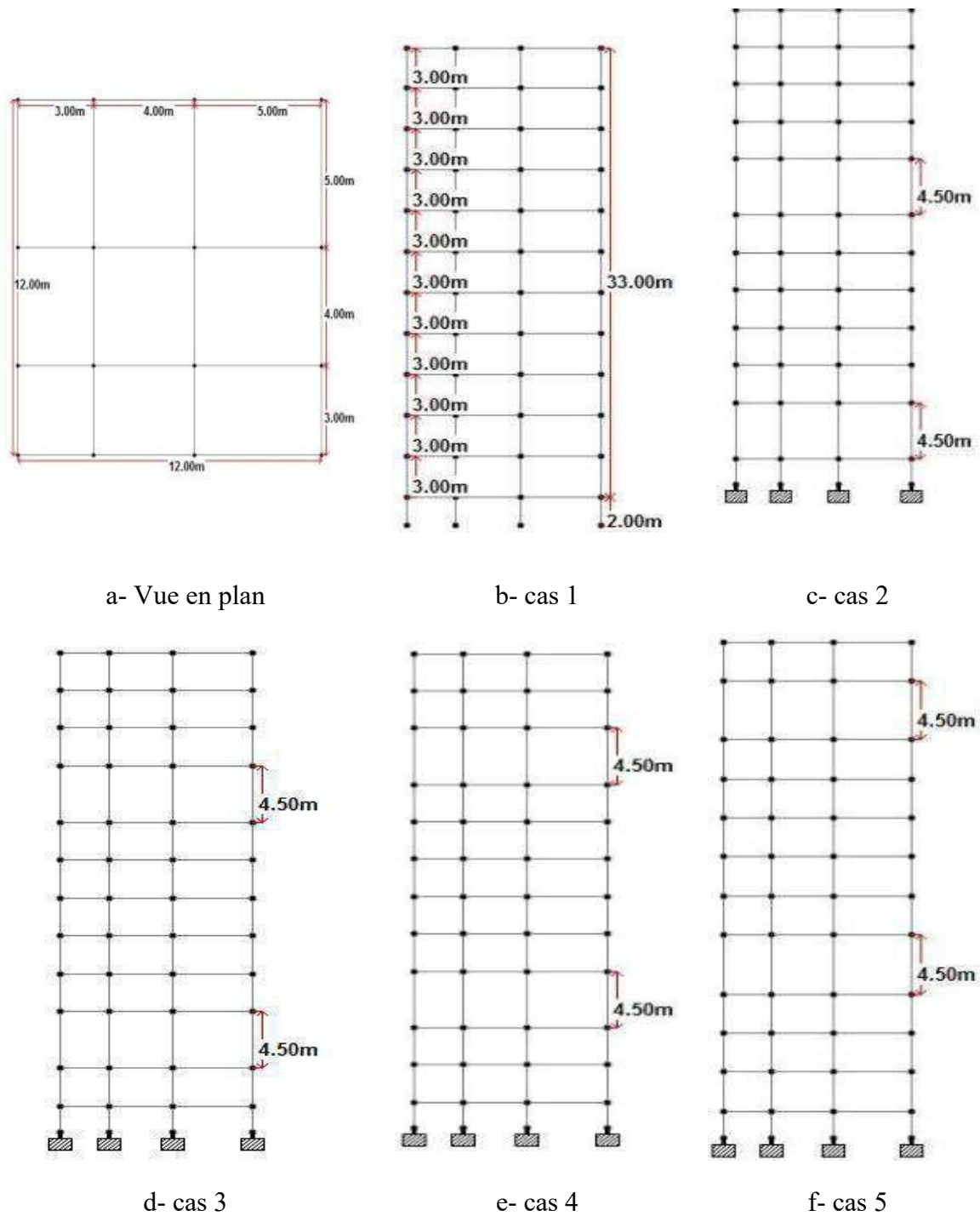


Figure 1.28 : Vue en plan du bâtiment étudiée avec les 5 cas de disposition de l'étage souple.

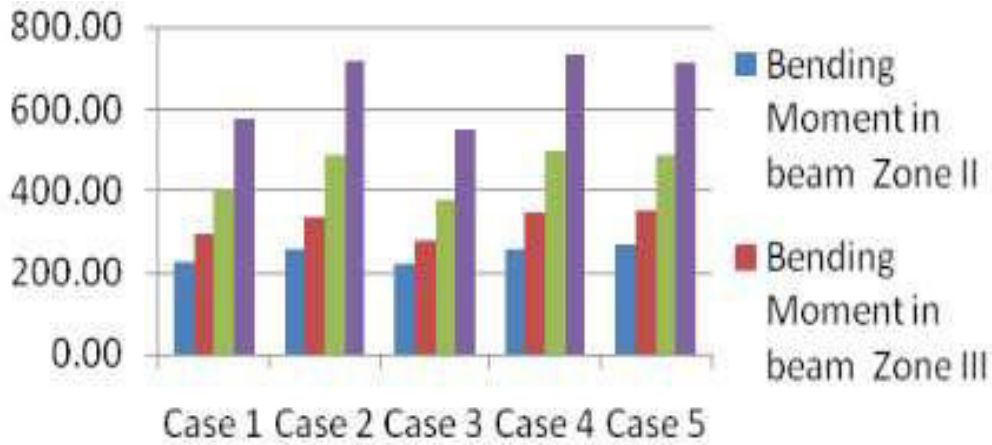


Figure 1.29 : Moments fléchissant maximaux dans les poutres pour les différents cas.

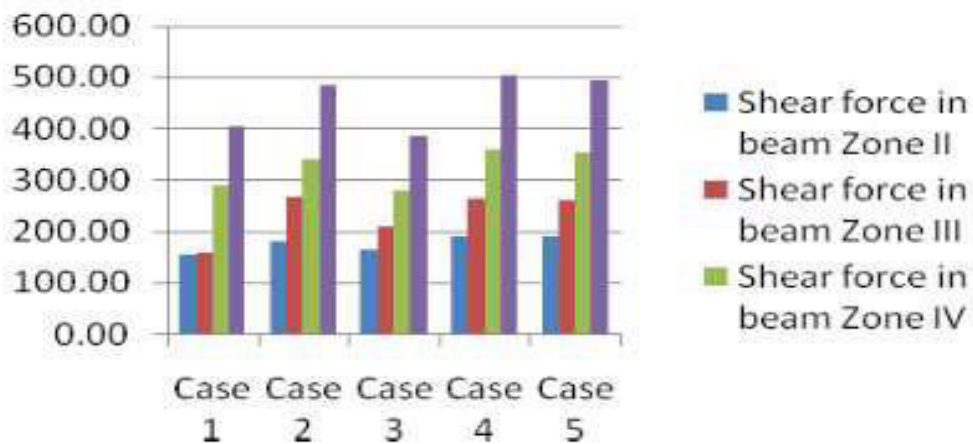


Figure 1.30 : Efforts tranchants maximaux dans les poutres pour les différents cas.

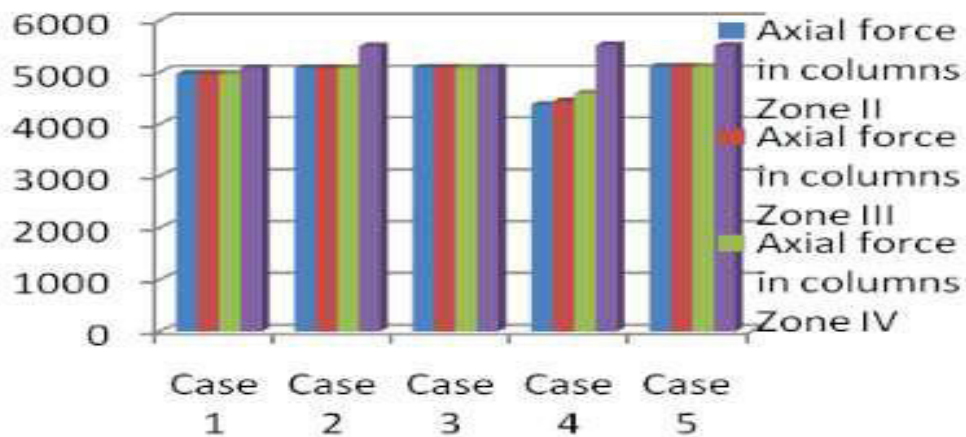


Figure 1.31 : Efforts normaux maximaux dans les poteaux pour les différents cas.

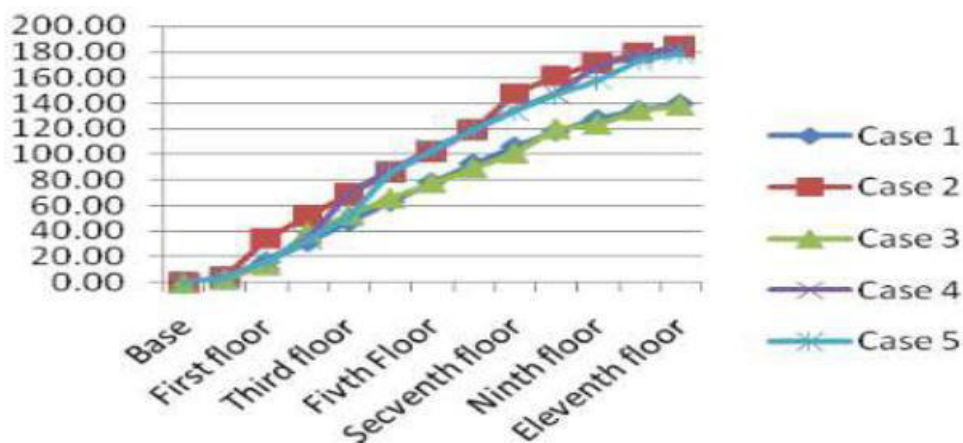


Figure 1.32 : déplacement dans chaque étage (mm) pour les cas considérés dans le sens X.

En ce qui concerne le moment de flexion, on observe que le moment de flexion minimum se trouve dans le cas-3 (étages souples au 2ème et 8ème étage), tandis que le maximum est atteint dans le cas-4 (étages souples au 3ème et 9ème étage). Cela indique que le cas-4 est critique et peu rentable, car l'augmentation du moment s'accompagne d'une augmentation correspondante des armatures. Ainsi, le pourcentage d'augmentation du moment de flexion du minimum au maximum est de 232,84%.

Pour ce qui est de l'effort normal, le minimum est observé dans le cas-4 (étages souples au 3ème et 9ème étage), tandis que le maximum est relevé dans le cas-5 (étages souples au 4ème et 10ème étage). Cela signifie que le cas-5 est critique en termes de forces axiales dans les poteaux, avec un pourcentage d'augmentation de la force axiale du minimum au maximum évalué à 26,36%.

En ce qui concerne les déplacements d'étage, le minimum est enregistré au rez-de-chaussée et dans le cas-3 (étage souple au 2ème et 8ème étage), tandis que le maximum est observé au dernier étage, spécifiquement dans le cas-2 (étage souple au 1ère et 7ème étage). Cela indique que l'ajout d'un étage souple au niveau supérieur devrait être évité.

1.9. CONCLUSION

La présence d'un étage souple, également connu sous le terme d'étage à soft story, est souvent considérée comme un cauchemar pour les ingénieurs, car elle rend la structure vulnérable et fragile, augmentant ainsi le risque de dommages lors de séismes ou d'autres charges dynamiques. Dans ce chapitre, nous avons examiné ce phénomène et le comportement des bâtiments lors de séismes. Nous avons mis en évidence les principales causes des étages mous, telles que les murs à grandes ouvertures à la base, les portiques avec une poutre forte et un poteau faible, les discontinuités structurelles de la maçonnerie et la hauteur de l'étage. Avant de conclure, nous avons également proposé quelques solutions pour éviter ou protéger les structures présentant un niveau de flexibilité, notamment la variation progressive de la rigidité horizontale, l'évitement des rez-de-chaussée flexibles, des étages supérieurs flexibles et le contreventement par voile ou triangulation. Dans le travail suivant, nous allons étudier l'influence de deux paramètres, à savoir la hauteur de l'étage et le rez-de-chaussée souple, sur le comportement non linéaire des structures en béton armé en utilisant la méthode Pushover.

Chapitre 2

CONCEPTION ET ETUDE DYNAMIQUE DE STRUCTURE EN PORTIQUES DE REFERENCE

2.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on a étudié le comportement linéaire d'une structure auto-stable en béton armé à trois niveaux, sans remplissage en maçonnerie rigide, implantée dans une zone IIa selon le RPA99/V2003. Les éléments (poteaux poutres) de cette structure est dimensionné selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/ V 2003, elle est considérée comme une structure de référence. Pour cette étude, on a appliqué une analyse modale, afin d'évaluée la réponse dynamique ainsi que de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments de la structure. La modélisation numérique a été menée grâce au logiciel ETABS V 9.

2.2. IDENTIFICATION DE LA STRUCTURE ETUDIEE

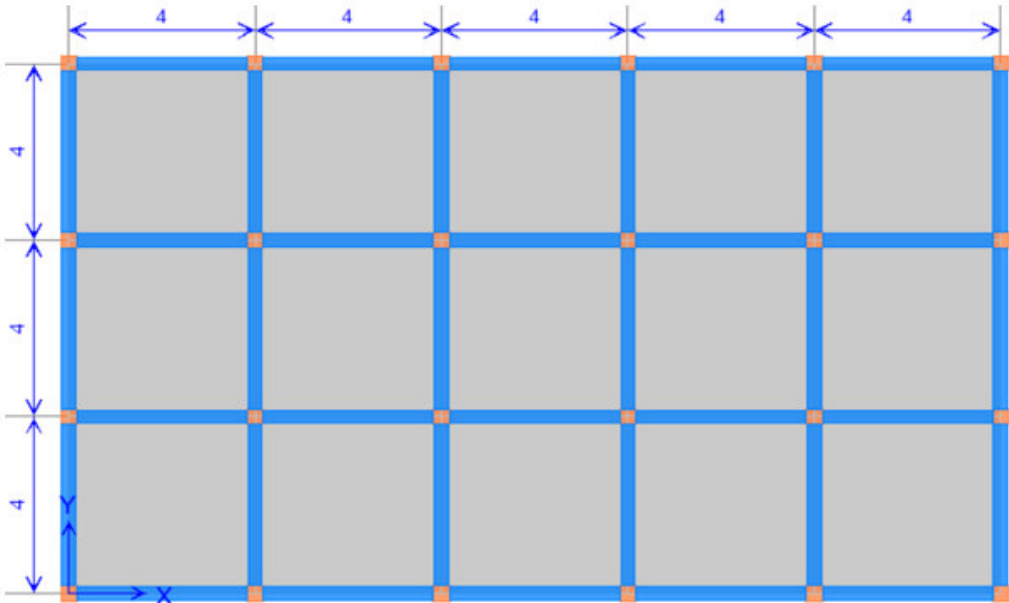
La structure à étudiée est un bâtiment à usage d'habitation, composée de rez de chaussé et deux niveaux (RDC+2), symétrique et régulier. Ce bâtiment possède cinq travées dans la direction longitudinale et trois travées dans la direction transversale avec un espacement uniforme de 4.00 m, et de hauteur de chaque niveau uniforme de 3,06m. IL est supposé être situé dans une zone sismique III (forte sismicité) selon la classification du règlement parasismiques Algérien (RPA 99/version 2003), implanté sur un sol de fondation supposé être ferme, sol de type S1 et classé dans le groupe d'usage 2, selon le même code. Le système de contreventement est assuré par des portiques auto stables (poteaux – poutres), sans remplissage en maçonnerie rigide. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 22 MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 400 MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . Les données géométriques nécessaires (voir Figure 2.1) sont les suivantes :

2.2.1. Dimensions en plan

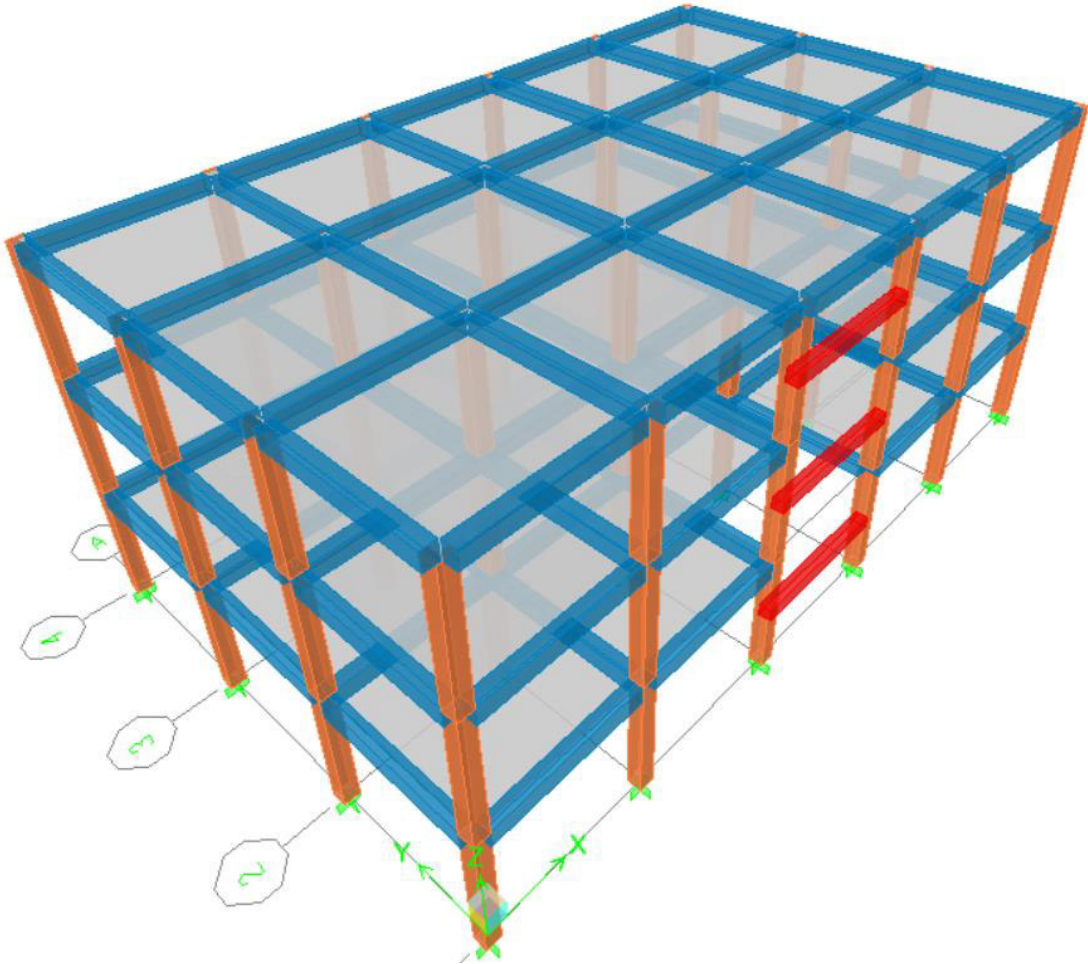
- ✓ La largeur totale du bâtiment est de : **12,35m**
- ✓ La longueur totale du bâtiment est de : **20,35m**

2.2.2. Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur du RDC et première étage : **3,06 m**
- ✓ Hauteur de l'étage : **3,06 m**
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : **9.18m**



(a)- Vu en plan



(b)- Vu en 3D

Figure 2.1 : Géométrie de la structure à étudiée.

2.3. ÉTUDE DE LA RÉGULARITÉ DE LA STRUCTURE A ETUDIEE

2.3.1. Régularité en plan

D'après l'article 3.5.a de règlement parasismique algérien RPA99 /v 2003, le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 ainsi que la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

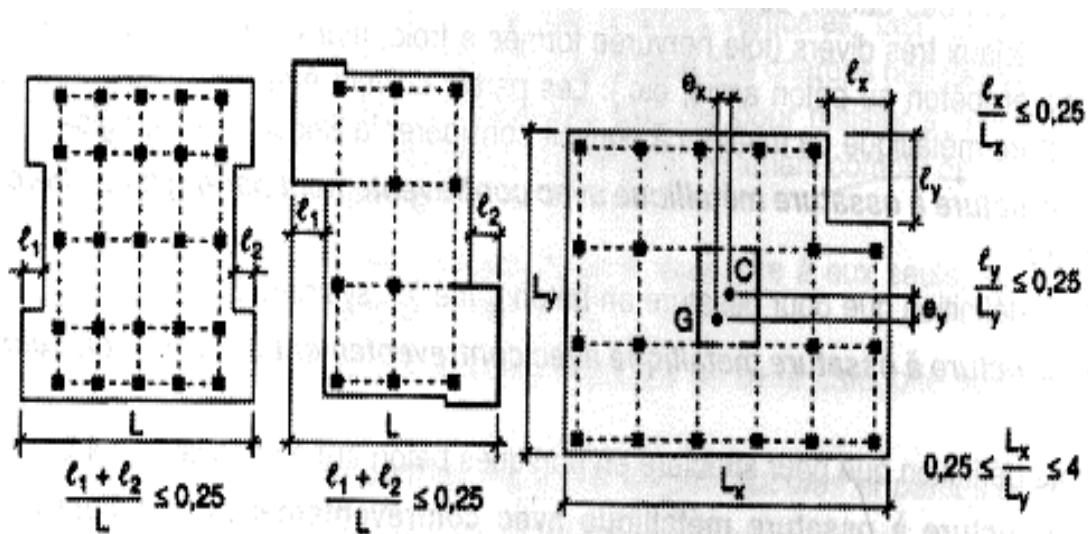


Figure 2.2 : Limites des décrochements en plan (RPA 99/v 2003).

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{20,35}{12,35} = 1,64 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2.3.2. Régularité en élévation

D'après l'article 3.5.b du RPA 99 /v 2003, le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. Aussi que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

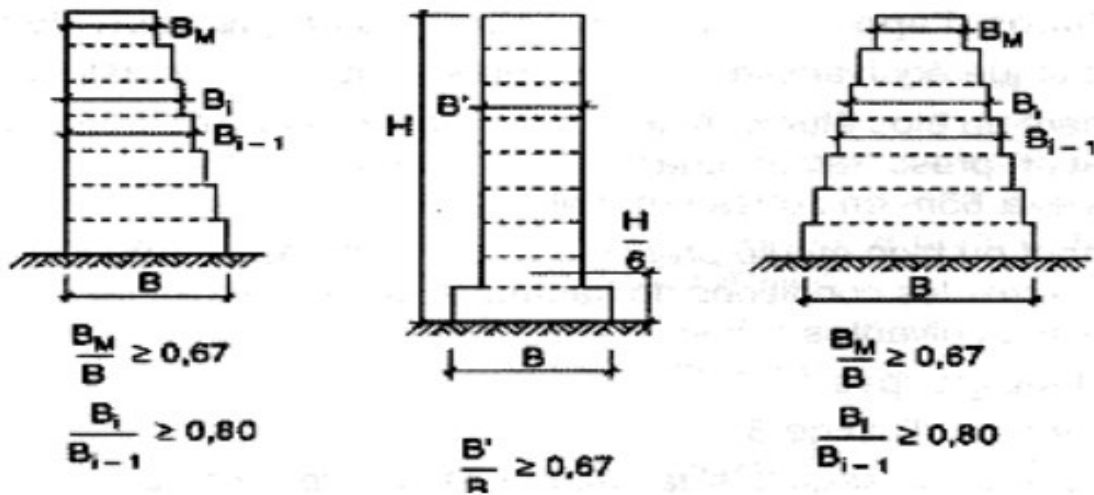


Figure 2.3 : Limites des décrochements en élévation. (RPA 99/v 2003).

$$\frac{B''}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{20,35}{20,35} = 1 \geq 0,67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La structure à étudiée est régulier car les conditions de la régularité en plan et en élévation exigés par le RPA 99/v 2003 sont vérifiées.

2.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.4.1 Béton

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier,) le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente une bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40MPa pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis - à-vis de la traction.

a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le matériau béton est défini par sa valeur de résistance caractéristique en compression à 28 jours exprimé en MPa, pour notre thèse on adopte $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$.

b. Module de déformation longitudinale « module de Young »

Pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, ce module est donné selon l'Art A.2.1, 21, BAEL91/99 par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} [MPa] \dots \dots \dots (2.1)$$

Dans notre étude $E_{ij} = 30822,43 \text{ MPa}$.

Pour un chargement de longue durée, ce module est donné selon l'Art.A.2.1, 22, BAEL91/99 par la formule :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} [MPa] \dots\dots\dots (2.2)$$

Dans notre étude $E_{vj}=10367,54\text{Mpa}$.

c. Coefficient de Poisson est donné selon l'Art A.2.1, 3, BAEL91/M 99 comme suit

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré),

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

d. Les contraintes limites :

On distingue deux états limites de calcul selon le règlement **BAEL91/M 99** :

✓ **Contrainte à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR)**

La contrainte du béton à l'Etat limite ultime de résistance (ELUR) est définie par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots\dots\dots (2.3)$$

Avec,

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles ;

$\gamma_b = 1,5$ en situations durable.

Dans notre étude,

$\sigma_b = 12,46\text{MPa}$ pour une situation durable.

$\sigma_b = 16,26\text{MPa}$ pour une situation accidentelle.

✓ **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

e. Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}, \text{ pour notre cas } \bar{\sigma}_{bc} = 13,2 \text{ MPa}$$

2.4.2. Acier

Le type d'aciers qui sera utilisé dans notre travail pour les armatures longitudinales et transversales est à haute adhérence de nuance FeE400.

a. Contrainte limite à l'état limite de résistance (ELUR)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (2.6)$$

Avec :

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ;
- $\gamma_s = 1,15$ cas des situations durables ($\sigma_s = 348 \text{ MPa}$) ;
- $\gamma_s = 1,00$ cas des situations accidentelles ($\sigma_s = 400 \text{ MPa}$).

b. Contrainte de l'acier à l'état de service (ELS)

Pour les fissurations peu nuisibles : il n'y a pas de vérification à faire ;

Pour les fissurations préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) \text{ MPa}$;

Fissurations très préjudiciables : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi \cdot (\text{MPa})$.

Avec :

- η : Coefficient de fissuration ;
- $\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse ;
- $\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

2.5. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENT PORTEUR :

2.5.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003, C BA 93, BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

2.5.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET POTEAUX :

I. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivent le règlement parasismique algérien RPA 99. Une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par La RDM.

Les trois étapes précédentes sont résumées comme suit :

A) Selon les règles BAEL 91 :

- - La hauteur de la poutre est déterminée par :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$$

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- L : portée de la poutre
- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre

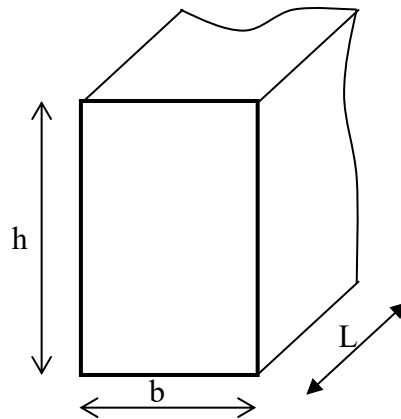


Figure 2.4 : les dimensions de la poutre

B) Vérification des exigences du RPA 99/V2003 :

- La hauteur de la poutre est déterminée par :

$$h \geq 20\text{cm}$$

- La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par :

$$b \geq 30\text{cm}$$

II. Prédimensionnement des poutres porteuses :

$$L = 3.65 \text{ m}$$

- Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \\ 24.33 \leq h \leq 36.5 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99/V2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$; $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifié
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$; $40 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifié
- ✓ $h/b < 4$; $40/30 = 1.33 < 4 \text{ cm}$ condition vérifié

III. Prédimensionnement des poutres non porteuses :

$$L = 3.65 \text{ m}$$

- Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \\ 24.33 \leq h \leq 36.5 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA 99/V2003 :

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$; $30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifié
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$; $40 \geq 30\text{cm}$ condition vérifié
- ✓ $h/b < 4$; $40/30 = 1.33 < 4$ cmcondition vérifié

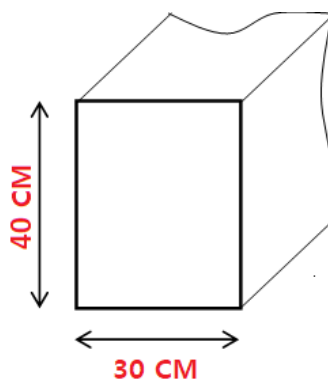


Figure 2.5 : Section de poutre adoptée (PP/PS)

IV. Les poteaux :

A. Principe :

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

B. Etapes de prédimensionnement (calcul) :

Calcul de la surface reprise par chaque poteau. Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** ».

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99, version 2003** »

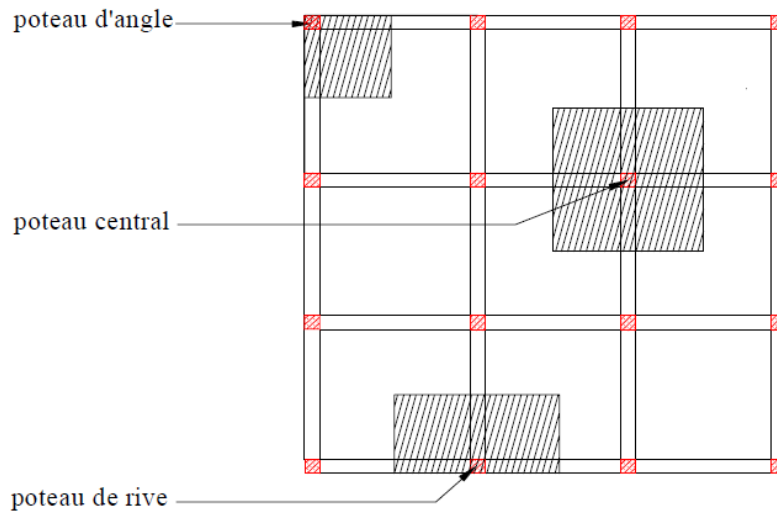


Figure 2.6 : Evaluation des charges verticales (Kassoul 2020)

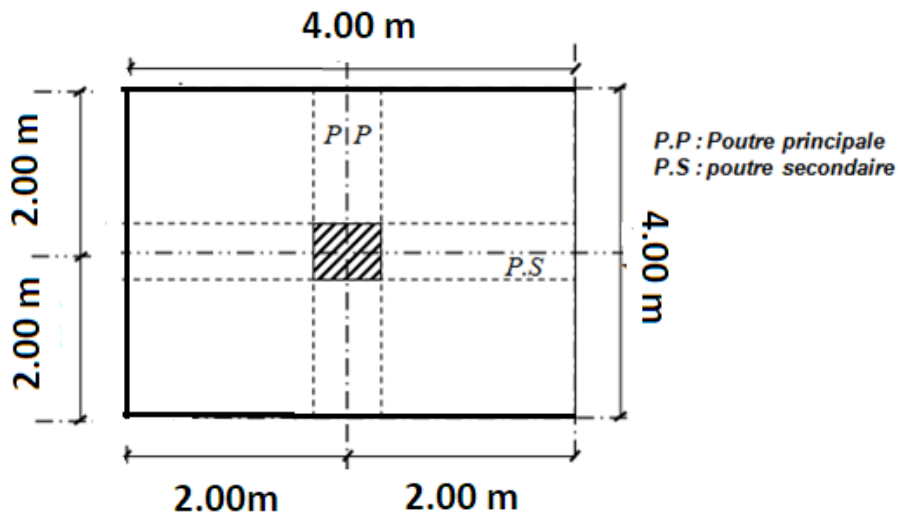


Figure 2.7 : section déférente d'un poteau sollicité

- Calcul la surface d'influence :

$$S = (1.85 \times 1.85) \times 4 = 13.70 \text{ m}^2$$

- Détermination de l'effort ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable :

Effort normal du au Charge permanente N_G

Pour chaque niveau et sur la surface afférente, on va prendre 2 sections. La première au-dessus du plancher où le sommet du poteau et la deuxième à la base du poteau où dessus du plancher. Concernant les charges, on considère tous les charges qu'elles reviennent

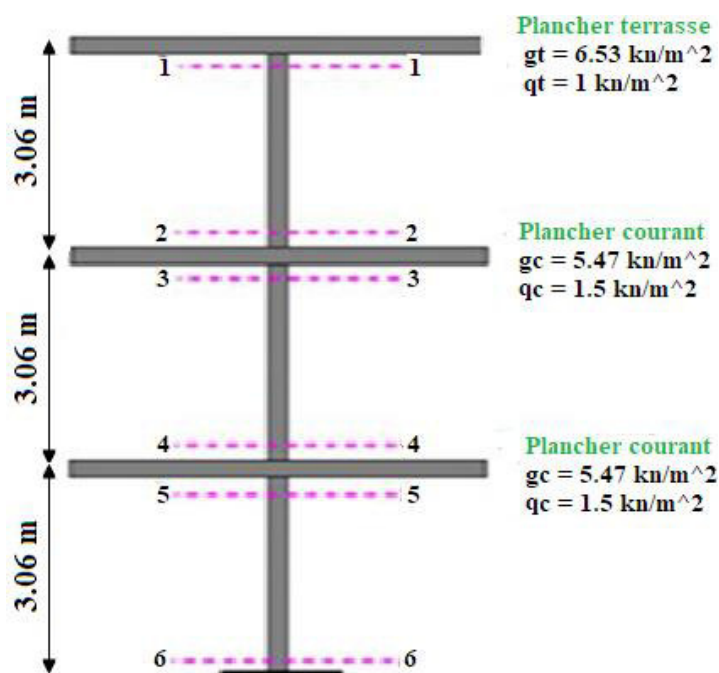


Figure 2.8 : Les charges de chaque étage.

Tableau 2.1 : Effort normal du au Charge permanente NG.

Décent des charges		Gi (KN)
Poids du plancher terrasse	$S \times g_c$	89.50
Poids du poutre principale	$L \times b \times h \times g$	10.95
Poids du poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	10.95
N1		111.4
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9.40
N2		120.80
Poids du plancher courant	$S \times g_c$	75
Poids du poutre principale	$L \times b \times h \times g$	10.95
Poids du poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	10.95
N3		217.70
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9.40
N4		227.10
Poids du plancher courant	$S \times g_c$	75
Poids du poutre principale	$L \times b \times h \times g$	10.95
Poids du poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	10.95
N5		324
Poids du poteau	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9.40
NG		333.40

Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Etage Courant}$$

Dégression des Surcharges d'Exploitation

$$\sum_0 = S_0.$$

$$\sum_1 = S_0 + S.$$

$$\sum_2 = S_0 + 1.9 S$$

$$\sum_0 = 4 \times 4 \times 1 = 16 \text{ KN}$$

$$\sum_1 = 16 + (16 \times 1.5) = 40 \text{ KN}$$

$$\sum_2 = 16 + 1.9 \times (16 \times 1.5) = 61.60 \text{ KN} \Rightarrow N_Q = \mathbf{61.60 \text{ KN}}$$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par :

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad N_u = 1.35 \times 333.40 + 1.5 \times 61.60 = 542.50 \text{ KN}.$$

C. Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme :

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1.1 = 542.50 \times 1.1 = 596.75 \text{ KN}$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement):

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

A_s : section d'acier minimale : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 22 \text{ MP a}$

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MP a}$

$B_{r, \text{adopté}}$: la section réduite d'un poteau obtenu en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

$$. B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Telque $\lambda = \frac{L_f}{i}$

λ : L'élancement du poteau considéré

L_f : longueur de flambement i :

I : rayon de giration de la section du béton seul avec

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \\ i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{0,35}{\sqrt{12}} = 0,101 \end{array} \right. \Rightarrow \lambda = 21,21$$

Nous avons : $\lambda = 19,50 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,80$

D'après l'expression donnée dans le **CBA93**, on peut prend **$A_s = 1\%B_r$**

On doit vérifier que $B_{r, \text{adopté}} > B_{r, \text{calculé}}$

$$B_{r, \text{calculé}} \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = \frac{596,75 \times 10^{-3}}{0,80 \left[\frac{22}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,04 \text{ m}^2$$

$$B_{r, \text{adopté}} = (0,35 - 0,02)(0,35 - 0,02) = 0,11 \text{ m}^2$$

$$B_{r, \text{adopté}} = 0,11 > B_{r, \text{calculé}} = 0,04 \text{ m}^2$$

D. Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003 :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone IIb et III $\Rightarrow \text{Min}(35, 35) > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{CV}$

La section adoptée pour le poteau le plus sollicité est présentée dans cette figure :

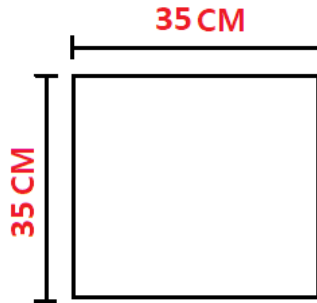


Figure 2.9 : Section du poteau adoptée.

Les sections des poutres et des poteaux sont dimensionnées et vérifiées selon le code de béton aux états limites (BAEL 91/M99) ainsi le règlement parasismique algérien (RPA 99/V 2003).

Les sections de béton adoptées pour les poutres et les poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 : Données géométriques des éléments de la structure étudiée.

		Niveau	Dimension
Poteaux		Tous les niveaux	35x35 cm ²
Poutres	Principales	Tous les niveaux	30x40 cm ²
	Secondaires	Tous les niveaux	30x40 cm ²

2.6. ETUDE DYNAMIQUE

Les séismes sont depuis toujours un des graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu. Le séisme impose aux structures des accélérations importantes pouvant causer des dégâts importants aux constructions. Pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale.

2.6.1. Méthode statique équivalente présentée dans RPA99/V 2003

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de

l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Cette méthode est applicable pour le bâtiment régulier en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et 30m en zone IIb et III.

2.6.2. Analyse dynamique modale présentée dans RPA99/V 2003

La méthode d'analyse modale est une méthode d'investigation relativement récente, qui a été mise en œuvre pour établir et (ou) améliorer la connaissance du modèle dynamique des structures réelles. En effet, les paramètres significatifs permettant de représenter le comportement dynamique d'une structure linéaire quelle que soit sa complexité sont : la période, l'effort sismique à la base et le déplacement inter étage. Le comportement dynamique de la structure sous des conditions d'excitation particulières en l'absence de toute modélisation ne requiert que la seule connaissance de ces paramètres. C'est la raison pour laquelle l'analyse dynamique spectrale est devenue grâce aux progrès de l'informatique et de l'instrumentation, une méthode privilégiée d'investigation dans le domaine de la dynamique des structures. L'analyse dynamique spectrale est donc une méthode applicable dans le calcul de la réponse linéaire des structures complexes à plusieurs degrés de liberté, dont le principe est basé sur le fait que la réponse n'est que la superposition des réponses individuelles des modes naturels de vibration, où chaque mode a sa propre forme de vibration (le mode propre), sa propre fréquence ou période. Les étapes de modélisation en utilisant cette méthode d'analyse, peuvent être résumées comme suit :

2.6.3. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS V 9, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « **frame** » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (**Column** pour les poteaux et **Beam** pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « **Slab** » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines) ainsi que escaliers (volée + palier) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l’option « **diaphragme** » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

2.6.4. Chargement statique vertical de la structure

Le chargement vertical revenant au plancher terrasse, plancher courant ainsi aux éléments porteurs ou non porteurs de la structure sont effectué à l’aide des charges gravitaires (charges permanentes « **G** » et surcharge d’exploitations « **Q** »), sous forme de charges surfaciques ou linéaires. Le tableau 2.2 regroupe le chargement de la structure à étudiée :

Tableau 2.3 : Chargement statique de la structure à étudiée.

Élément	Charge permanente (KN/m ²)	Surcharge d’exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	6,53	1
Plancher courant	5,47	1,5
Mur extérieur	2,81	/
Acrotère	1,72	1

2.6.5. Chargement dynamique

Le chargement dynamique est obtenu par l’application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y). Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V2003 est défini par l’expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots (2.12)$$

Les données de ce spectre sont représentées par une courbe (Sa/g) en fonction du période T, et conçu à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site ;

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (Tableau 4.3 du RPA99/V2003) ;

Pour notre étude, nous avons :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le Tableau 4.1 du (RPA99/V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe } 2 \\ \text{Zone III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il donné par la formule 4.2 du RPA99/V2003.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \dots\dots\dots (2.13) \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le Tableau 4.7 du RPA99/V2003.

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S1** (site ferme), **T2 = 0,30 s**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule 4.3 du RPA99/V2003.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \dots\dots\dots (2.14)$$

Où, ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour un portique en béton armé sans un remplissage dans $\xi = 7\%$, d'où η est égal à : **0.881**.

La formule pour l'estimation de la période fondamentale empirique (T) de la structure à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (2.15)$$

Avec,

h_N : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_T : Le coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau 4.6 du RPA 99/V2003.

Calcul de la période fondamentale de la structure étudiée.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec, $C_T = 0,075$ et $h_N = 9,18\text{m}$

Donc, $T = 0,40 \text{ s}$

On note que : $T_x = T_y = \mathbf{0,40 \text{ s}}$

Pour notre étude, on calcul la valeur de D par la formule suivante :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.881 \times (0.3/0.4)^{\frac{2}{3}}$$

Trouve **D = 1,82**.

R : Coefficient de comportement global de la structure Sa valeur unique est donnée par le Tableau 4.3 du RPA99/V2003 en fonction du système de contreventement.

Pour des portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide : **R = 5**

Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** est déterminée par la formule 4.4 du RPA99/V2003 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots\dots\dots (2.17)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, ses valeurs sont représentées au Tableau 4.4 du RPA99/V2003.

La valeur de **Q = 1.2**

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/V2003).

- **m = m_G + β.m_Q** ;
- **m_G** : Masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris) ;
- **m_Q** : Masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas.

W : poids total de la structure.

2.6.6. Définition des Combinaisons de charge

Il existe deux types de combinaisons, combinaisons fondamentales et accidentelles :

- ✓ **Combinaisons fondamentales (Selon le BAEL 91 modifié 99)**

$$\begin{cases} E.L.U: & 1,35G + 1,5Q \\ E.L.S: & G + Q \end{cases}$$

- ✓ **Combinaisons accidentelles (Selon le RPA 99 Version 2003)**

a- Pour les poutres :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

b- Pour les Poteaux :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2.E \end{cases}$$

Avec

G : Ensembles des charges permanentes ;

Q : Ensembles des charges d'exploitation ;

E_x : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans Les deux sens X-X et Y-Y.

2.6.7. Diaphragme

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

2.6.8. Appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations. La phase de modélisation de la structure est **terminée**, l'analyse linéaire élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur « **Run analysis** ».

2.7. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/V2003

2.7.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA99/V2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 2.4 : Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) de la Masse modale		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.495933	0	86.9279	0	86.9279
2	0.482895	87.2973	0	87.2973	86.9279
3	0.449247	0	0	87.2973	86.9279
4	0.159934	0	10.5234	87.2973	97.4512
5	0.157091	10.2817	0	97.579	97.4512
6	0.147246	0	0	97.579	97.4512
7	0.096721	0	2.5488	97.579	100
8	0.096217	2.421	0	100	100
9	0.091037	0	0	100	100

Ces résultats montrent que :

- ❖ Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 86.92% dans cette direction ;
- ❖ Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 87.29% dans cette direction ;
- ❖ Le troisième mode est un mode de torsion.

La condition du RPA99/2003 (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 4^{ème} mode dans la direction Y et au 5^{ème} mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

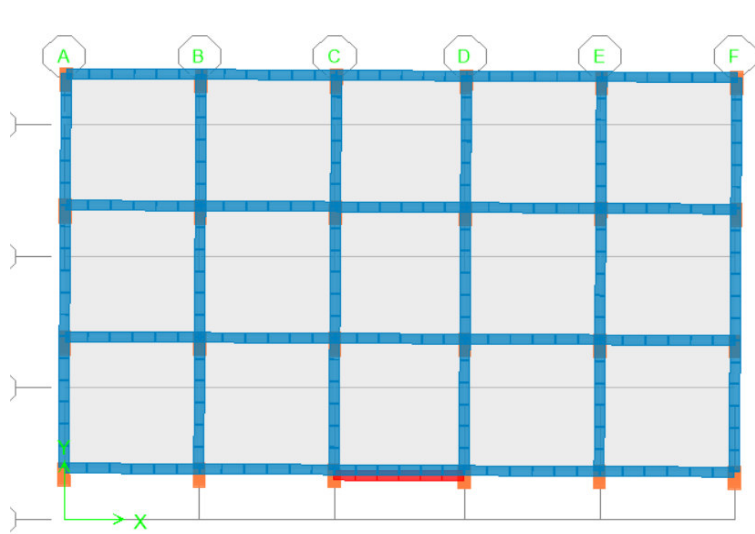


Figure 2.10 : 1^{er} mode de vibration $T= 0.49$ s.

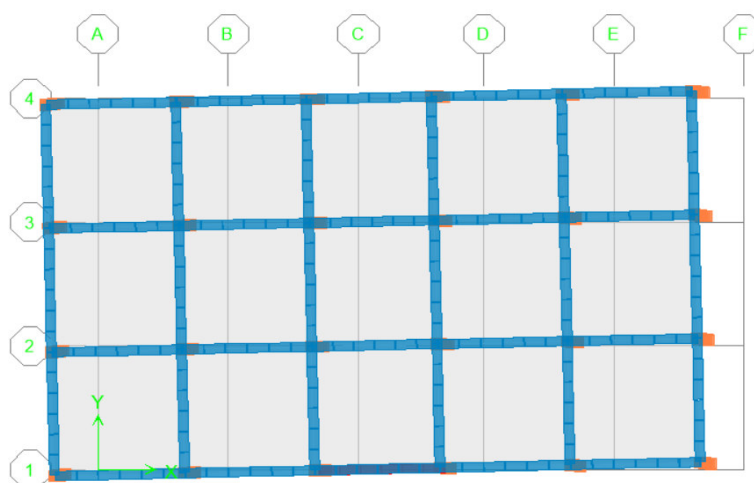


Figure 2.11 : 2^{ème} mode de vibration $T= 0.48$ s.

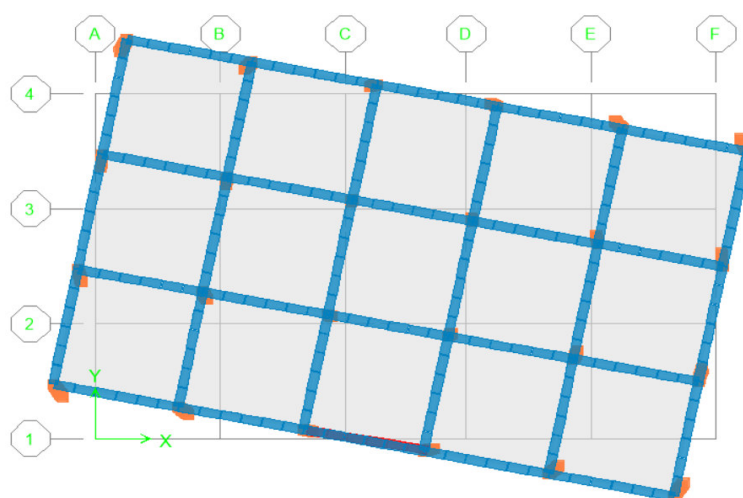


Figure 2.12 : 3^{ème} mode de vibration $T= 0.45$ s.

2.7.2. Période (T_{ETABS}) de la structure étudiée

Dans cette partie, on doit vérifier la période règlementaire par rapport à la période trouvée par l'analyse modale pour la structure étudiée dans les deux directions (X-X et Y-Y), sachant que cette dernière doit être inférieure à **1,3 fois** de la période fondamentale de la structure calculée par le RPA 99/V 2003.

Calcul de la période fondamentale de la structure étudiée.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec, $C_T = 0,075$ et $h_N = 9,18\text{m}$

Donc, $T = 0,40\text{ s}$

On note que : $T_x = T_y = 0,40\text{ s}$

✓ **Vérification de la période de l'analyse dynamique spectrale (voir tableau 2.2)**

$$T_y (ETABS) = 0,49\text{s} < 1,3 \times 0,40 = 0,52\text{s} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$$

$$T_x (ETABS) = 0,48\text{s} < 1,3 \times 0,40 = 0,52\text{s} \dots \dots \dots \text{(C.V.)}$$

2.7.3. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

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

Si $V_{dyn} < 0,8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(2.18)}$$

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Avec,

A : Le coefficient d'accélération de zone (Tableau 4 du RPA99/V 2003), **A = 0,25** ;

R : Le coefficient de comportement global de la structure dépend de contreventement, **R = 5** ;

W : Le poids de la structure, **W = 7404 KN** ;

Q : Le facteur de la qualité, **Q = 1,2** ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 & 1 \\ 2.5\eta(T_2/T_1)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s & 2 \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{3}{5}} & T \geq 3.0s & 3 \end{cases} \quad (2.19)$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

Pour notre étude, on trouve **D = 1.82**.

Donc,

$$V_{RPA} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,82 \times 1,2}{5} \times 7375,94 = 805,45 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{x(ETAPS)} = 776.44 \text{ KN} > 0.8 \times V_{x(RPA)} = 644.36 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

$$V_{y(ETAPS)} = 761.32 \text{ KN} > 0.8 \times V_{y(RPA)} = 644.36 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{C.V.})$$

2.7.4. Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99/V2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA99/V2003 comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK} \dots\dots\dots (2.20)$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est calculé selon le RPA99/V2003 comme suit :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \dots\dots\dots (2.21)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau 2.5 : Vérification des déplacements dans le sens X-X

Niveau	δ_{eK} (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	Vérification < 1% h _e (mm)
2	8,8	44	11	30,6
1	6,7	33	18	30,6
RDC	3,1	15	15	30,6

Sens Y-Y :

Tableau 2.6 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.

Niveau	δ_{eK} (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ (mm)	Vérification < 1% h _e (mm)
2	9,1	45,5	11	30,6
1	6,9	34,5	18,5	30,6
RDC	3,2	16,0	16	30,6

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

2.8. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les poteaux et les poutres. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrailés) pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS V9.

2.8.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des couples de moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant (M_x, M_y) sont donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans ETABS V9 comme suite :

$$BAEL91/M99: \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$RPA99/V2003: \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du BAEL 91/M99 et aussi aux prescriptions du RPA99/V2003 données ci-après :

a) Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage **minimal** sera de 0.9% de la section de béton (en zone III) ;
- Leur pourcentage **maximal** sera de :
4% de la section de béton (en zone courante) ;
6% de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (en zone III) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (en zone III) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par l' et h'

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) \end{cases}$$

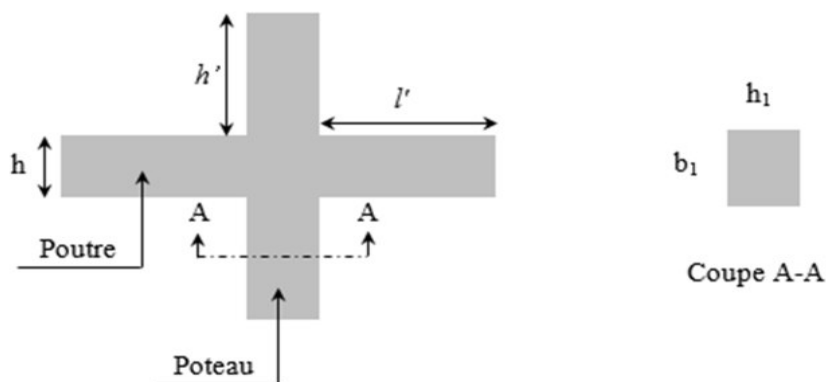


Figure 2.13 : Zone nodale.

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (2.22)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h_I : Hauteur total de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le Cas contraire.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots (2.23)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (2.22); par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_l$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda_g \geq 5 & \Rightarrow 0.3\%(t \times b) \\ \lambda_g \leq 3 & \Rightarrow 0.8\%(t \times b) \\ 3 < \lambda_g \leq 5 & \Rightarrow \text{Interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_l minimums.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau 2.7 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de recouvrement
Tous les niveaux	35x35	11,03	49	73,5

❖ **Vérification de l'effort normal de compression**

D'après RPA99/version 2003, On limite le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots (2.24)$$

Tel que :

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

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau 2.8 : Vérification de l'effort normal de compression.

Niveau	Section (cm ²)	N (KN)	Combinaison	v	Observation
RDC	35x35	-465.61	G+Q+1.2EY	0,26	C.V

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées dans le Tableau suivant :

Tableau 2.9 : Les différents cas de chargement.

Cas	M (KN.m)	N (KN)	Combinaison
$M_{33max} \text{---} N_{cor}$	77.839	-297	G+Q+1,2E _x
$M_{33min} \text{---} N_{cor}$	-77.839	-325.83	G+Q+1,2E _x
$M_{22max} \text{---} N_{cor}$	87.393	-313.89	G+Q+1.2E _Y
$M_{22min} \text{---} N_{cor}$	-87.393	-343.84	G+Q+1.2E _Y
$N_{max} \text{---} M_{33cor}$	-465.61	-2.514	G+Q+1.2E _Y
$N_{max} \text{---} M_{22cor}$	-465.61	-76.083	G+Q+1.2E _Y

❖ **Exemple de calcul - poteau (35x35) cm²**

a) Armatures longitudinales

La section (bxh)= (35x35) cm²

$M_{22max} = 87.39 \text{ KN.m}$ $N_{cor} = -313.89 \text{ KN}$ G+Q+1,2E_Y

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ et $\gamma_s = 1$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16,26 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Calcul de l'excentricité** : (BAEL91 modifié 99. Page 167)

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_1 : excentricité du 1^{ere} ordre $e_1 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2^{eme} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{87.39}{313.89} = 0,28m \Rightarrow e_1 28 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,5 \quad M_i = 0$$

φ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3(214,2)^2}{10^4.(35)} (2 + 0,5 \times 2) = 1,17 \text{ cm}$$

$$e_2 = 1,17 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250} = 1,22) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_0 = 28 + 1,17 + 2 = 31,17 \text{ cm}$$

❖ **Calcul du coefficient de remplissage** : (BAEL91 modifié 99.page 172)

$$\psi_1 = \frac{N_{bmax}}{b.h.\sigma_b} = \frac{313.89 \times 10}{35 \times 35 \times 16,26}$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0,15 < 0,81$$

donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,07 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,15}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,15})} = 0,16$$

On calcul e_{NC} : (BAEL91 modifié 99. Page 173)

$$e_{NC} = \xi.h = 0,16 \times 35 = 5,6 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} à e_0 :

$$e_0 = 36,67 \text{ cm} > e_{NC} = 5,6 \text{ cm} \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s,fictif} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_S : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{S\text{ fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée

$$M_1 = M + N \cdot \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e_0 + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 87.39 + 313.89 \left[0,31 - \frac{0,35}{2} \right] = 129,76 \text{KN.m}$$

$$M_1 = 129,76 \text{KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,20} = 0,225$$

$$A_{S\text{ fictif}} = 0,225 \times 35 \times 31 \times \frac{16,26}{400} = 9,92 \text{cm}^2$$

$$A_S = A_{S\text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 9,92 - \frac{87.39.10}{400} = 7,73 \text{cm}^2 \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99. Page 175})$$

❖ **Vérification** : (B.A. BAEL91 modifié 99. Page 111)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{1,2; 1,19\}$$

$$A_{\min} = 1,2 \text{cm}^2$$

❖ **Choix de ferrailage**

N.B : puisque le séisme change la direction on a ferrailé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M, N).

D'après le règlement **RPA 99(l'article 7.4.2.1)**.

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sera :

$$A_{\min} = 0,008 \cdot b \cdot h \text{ (en toute section)}$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux sera :

$$\begin{cases} A_{\text{ courante}_{max}} \\ A_{\text{ de recouvrement}_{max}} \end{cases}$$

$$\text{Donc on a } A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = (8T14) = 12.32 \text{cm}^2$

$$\text{Vérification : } A_{\min} = 9,8 \text{cm}^2 < A = 12.32 \text{cm}^2 < \begin{cases} A_2_{\text{ courante}_{max}} \\ A_2_{\text{ de recouvrement}_{max}} \end{cases}$$

Longueur de recouvrement :

$$40\varphi = 40 \times 16 \text{mm} = 640 \text{mm}$$

b / Armatures transversales :

On choisit : $\phi_t=8\text{mm}$

$$\begin{aligned} \phi_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} &= 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots A_t \\ &= 4\phi_8 = 2,01\text{cm}^2 \end{aligned}$$

1) L'espacement des Armatures transversales selon RPA99 :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi; 15\text{cm})$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone III

On prend : $t = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{t} &= \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} &= \frac{0,7 \times 3,06}{0,35} = 6,12 \\ A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_1 \cdot f_e} &= \frac{2,5 \times 50,4 \times 10}{35 \times 235} = 0,15\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$A_t = 0,15\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C. V}$

❖ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 6,12 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = \frac{2,01}{10 \times 35} \times 100 = 0,57\% > 0,3\% \dots\dots\dots \text{(CV)}$

❖ Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{72,6 \cdot 10}{35 \cdot 31} = 0,67 \text{ MPa}$$

Où,

τ_u : contrainte de cisaillement ;

T_u : effort tranchant sous combinaison sismique ;

b_0 : la largeur de la section étudiée ;

d : la hauteur utile ;

La contrainte de cisaillement est **limitée** par une contrainte admissible τ_u égale à :

$\tau_u < (0,15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable **Selon le BAEL** $\Rightarrow \tau_u=2,5\text{MPa}$

✓ $\tau_b = \rho_0 f_{c28} \dots\dots\dots$ **Selon RPA99/V2003**

Avec : $\rho_0 = 0,075$ si $\lambda > 5$

$\rho_0 = 0,040$ si $\lambda < 5$

On a $\lambda=6,12 \longrightarrow \rho_0 = 0,075 \Rightarrow \tau_b = 0,075 \times 22 = 1,65 \text{ MPa}$

Constataion : $\tau = 0,67\text{MPa} < \min(1,65\text{MPa} ; 1\text{MPa}) \dots\dots\dots$ **(CV)**

❖ **Schéma de ferrailage**

Le ferrailage adopté pour les poteaux est représenté dans la figure suivante :

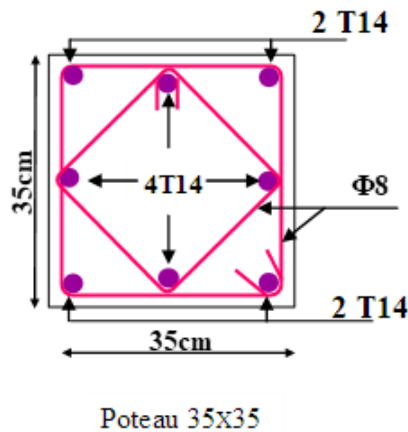


Figure 2.14 : Ferrailage des poteaux.

2.8.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/V99 des efforts données par le logiciel ETABS V9, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/V2003 suivantes :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + Q \pm E & \text{Accidentelles} \\ 0,8G \pm E & \text{Accidentelles} \end{cases}$$

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

a) Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1)

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
 - ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ En zone de recouvrement.
 - La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.
 - Avec : ϕ_{\max} est le diamètre maximal utilisé.
 - Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

b) Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% S_t \times h$
Avec, S_t est l'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé
- comme suit :
 $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \phi_l) \rightarrow$ en zone nodale.
- Avec : h est La hauteur de la poutre.
 $S_t \leq h/4 \rightarrow$ en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Exemple de calcul**

Calcul d'une Poutre porteuse l'axe choisi de plancher terrasse.

a) Armatures longitudinales

Sur appui : (ELU)

L= 3,90m	M _a = -52.78 KN.m	b = 30cm	C = $\frac{h}{10} = 4cm$
d = h-C = 40-4 = 36 cm	$\sigma_b = 12,46Mpa$	FeE 400	$\sigma_s = 348Mpa$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{52.7816 \times 10^3}{12,46 \times 30 \times (36)^2} = 0,10 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,10 < \mu = 0,186 \rightarrow A_s = \frac{1,07.Mt}{d.\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1,07 \times 52.7816}{348 \times 0,36} \times 10 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{c28}}{\sigma_s} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

On prend : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En travée : (1,35G+1,5Q)

L= 3,90m M_t= 71. 21KN.m b = 30cm C = $\frac{h}{10} = 4 \text{ cm}$
d = h-C = 40-4 = 36 cm σ_b=12,46 Mpa FeE 400 σ_s=348Mpa

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b . b . d^2} = \frac{71.21 \times 10^3}{12.,46 \times 30 \times (36)^2} = 0,146 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,146 < 0,186 \rightarrow A_s = \beta_u . b_0 . d . \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,146} = 0,158$$

$$A_{s.fictif} = 0,158 \times 30 \times 36 \times \frac{12,46}{348} = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times F_{c28}}{\sigma_s} = 1,19 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 3T14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$

✓ Vérification des Conditions exigées par RPA99

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Donc : cm²

✓ Vérification sur appuis :

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (4.62 + 3.39) = 8.01 \text{ cm}^2 < A_{max} = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

✓ Vérification en travée :

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (6,88 + 3.39) = 10.27 \text{ cm}^2 < A_{max} = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (C.V)$$

✓ Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant tel que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d}$$

(Fissuration peu nuisible) (BAEL91 modifié 99)

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\} \dots\dots\dots \tau_U < \bar{\tau}_U$$

$$V_U = 56,5KN$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} = \frac{56,5 \times 10}{30 \times 36} = 0,52Mpa < \bar{\tau}_U = 2,93Mpa \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\varphi_t \leq \min(11, 42; 30; 12) \text{ mm.}$$

On prend : (selon RPA99/V2003)

$$\begin{aligned} \varphi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} &= 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01cm^2 \dots\dots\dots A_t \\ &= 4\varphi 8 = 2,01cm^2 \end{aligned}$$

Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40) \text{ cm} \leq \min(0,9 \times 36,40) \text{ cm} = 32,4cm$$

Espacement exigé par RPA 99

(Zone nodale). $S_t \leq \min(10; 12\varphi) = \leq \min(10; 12 \times 1,4) = 10cm.$

On prend. $S_t = 10cm$

(Zone courante) $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

On prend ; $S_t = 15cm$

Quantité d'armatures transversale : (RPA99/version2003 article 7.5.2.2.).

$$A_t \text{ min} = 0.003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : ... (BAEL91 modifié 99. Page 204)

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que : $V_u \leq 0,4. a. \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$a = \min (a' ; 0,9d)$$

$$a' = b - 2 \times C = 30 - 2 \times 4 = 22 \text{ cm}$$

$$a = \min (22 ; 32,4) = 22cm$$

$$V_u = 56,5KN < 0,4 \times 22 \times \frac{30 \times 22}{1,5} \times 10^{-1} = 387,2KN \dots\dots\dots C.V$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M}{0,9.d}$$

$$V_u + \frac{M_u}{0,9.d} = 56,5 - \frac{39,11 \times 10^2}{0,9 \times 36} = -64,21 < 0$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

✓ **Vérification à ELS**

Sur appuis : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2$

Moment de service : $M_s = -39,11 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : (BAEL91 modifié 99. page 134)

$$b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$30.y^2 + 30.(4,62).y - 30(36 \times 4,62) = 0$$

$$30y^2 + 34,62y - 4989,6 = 0 \rightarrow y = 12,33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie : (BAEL91 modifié 99. Page 134)

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s.(d-y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3}.30 \times 12,33^3 + 15[4,62(36 - 12,33)^2] = 57571,8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{39,11 \times 10^3}{57571,8} = 0,67$$

Etat limite de compression du béton : (BAEL91 modifié 99. Page 85)

$$\sigma_b = K.y = 0,67 \times 12,33 = 8,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U. R sont convenables.

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire σ_s

Sur travée : $A_s = 3T12 + 2T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Moment de service : $M_s = 51,09 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : (BAEL91 modifié 99. Page 134)

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$$

$$30 \cdot y^2 + 30 \cdot (5,65) \cdot y - 30(36 \times 5,65) = 0$$

$$30y^2 + 169,5y - 6102 = 0 \rightarrow y = 11,71\text{cm}$$

Moment d'inertie : (BAEL91 modifié 99. Page 134)

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3} \cdot 30 \times 11,71^3 + 15[5,65(36 - 11,71)^2] = 66060,08\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{51,09 \times 10^3}{66060,08} = 0,77$$

Etat limite de compression du béton : (BAEL91 modifié 99. Page 85)

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,77 \times 11,71 = 9,05\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 22 = 13,2\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 9,05\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 13,2\text{MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U. R sont convenables.

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire σ_s

✓ **Schéma de ferrailage**

Le ferrailage adopté pour les poutres principales et secondaires est représenté dans la figure suivante :

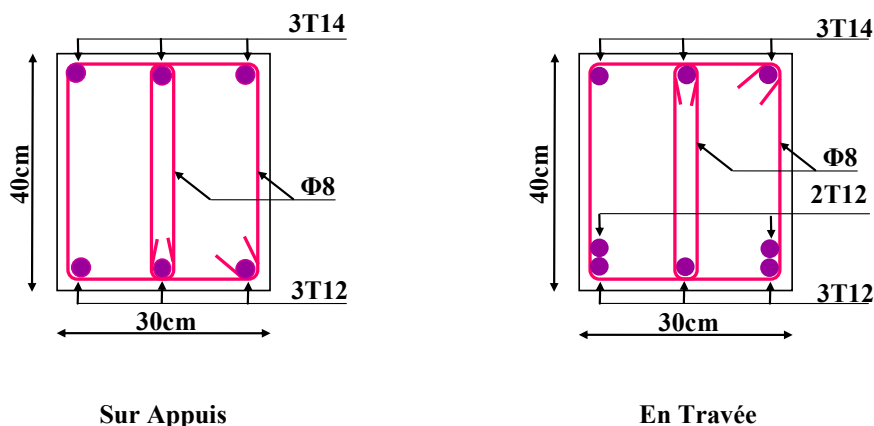


Figure 2.15 : Ferrailage des poutres (30x40)cm².

2.9. CONCLUSION

Les résultats de l'étude dynamique montrent clairement que la réponse dynamique de la structure étudiée en termes de modes de vibrations (les périodes), efforts tranchants à la base ainsi que de déplacements inter-étages répondante aux prescriptions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/v2003. De plus, les dimensions des sections en béton choisis ainsi le ferrailage déterminé sont convenables.

Chapitre 3

L'EFFET DE L'ETAGE SOUPLE SUR LA REPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

3.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'analyser la réponse sismique des structures autostables en béton armé de faible et moyenne hauteur en considérant l'effet de l'étage souple. Des analyses modales ont été réalisées pour les bâtiments réguliers (sans étages souples) ainsi que pour les bâtiments avec étages souples en raison de leur hauteur accrue et de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie au rez-de-chaussée, ou en raison de leur hauteur accrue et de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie au rez-de-chaussée en même temps. La modélisation de l'ensemble des bâtiments a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS. Une étude comparative des résultats obtenus pour les bâtiments réguliers et ceux des bâtiments irréguliers a été réalisée et interprétée.

3.2. IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIÉES

Pour l'analyse de la réponse sismique des bâtiments en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003), en tenant compte de l'effet de l'étage souple de la structure initiale (R+2), neuf structures auto stables en béton armé seront considérées dans cette étude. Dans la suite, on va identifier ces structures.

3.2.1. Structure de trois niveaux

La première structure choisie est une structure en portique en béton armé, d'une configuration structurale simple en plan et en élévation qui fera l'objet de modification, à savoir sa RDC est un niveau souple. Elle est à usage d'habitation, composée de trois niveaux ($n=3$). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (III), sur un sol rocheux S_1 . De hauteur totale $H = 9,18\text{m}$ et la hauteur de chaque niveau $h = 3,06\text{m}$. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 22MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} et 400MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . La configuration de la structure sélectionnée est illustrée dans la figure 3.1-3.3.

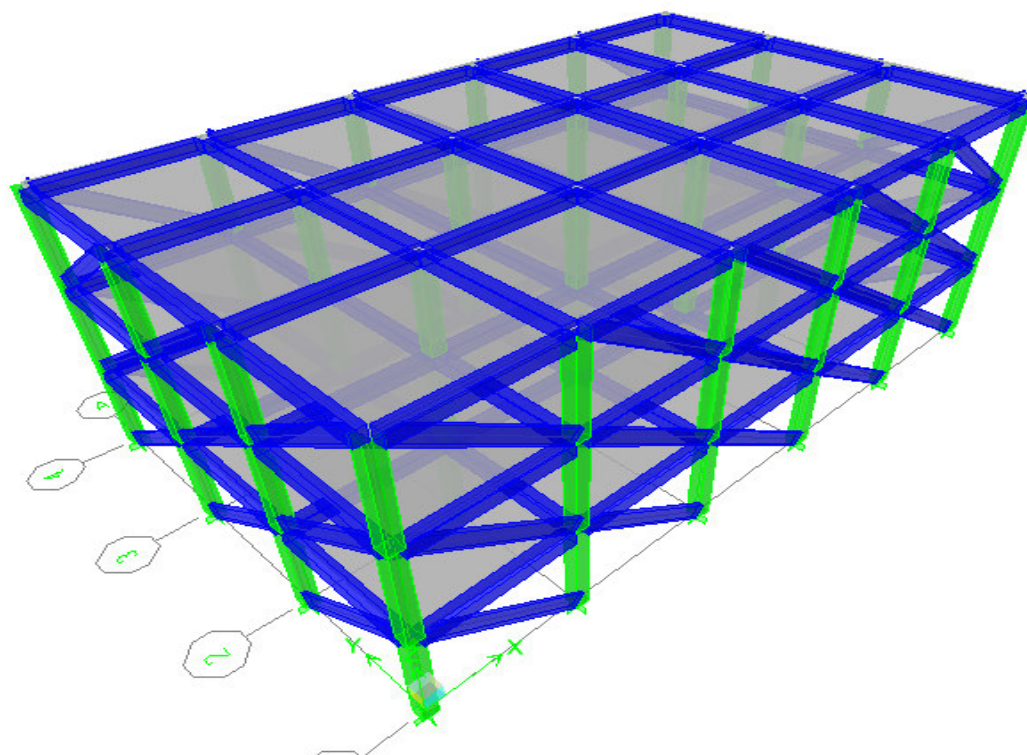


Figure 3.1 : Vue en élévation de la structure régulière R+2 (VAR 1)

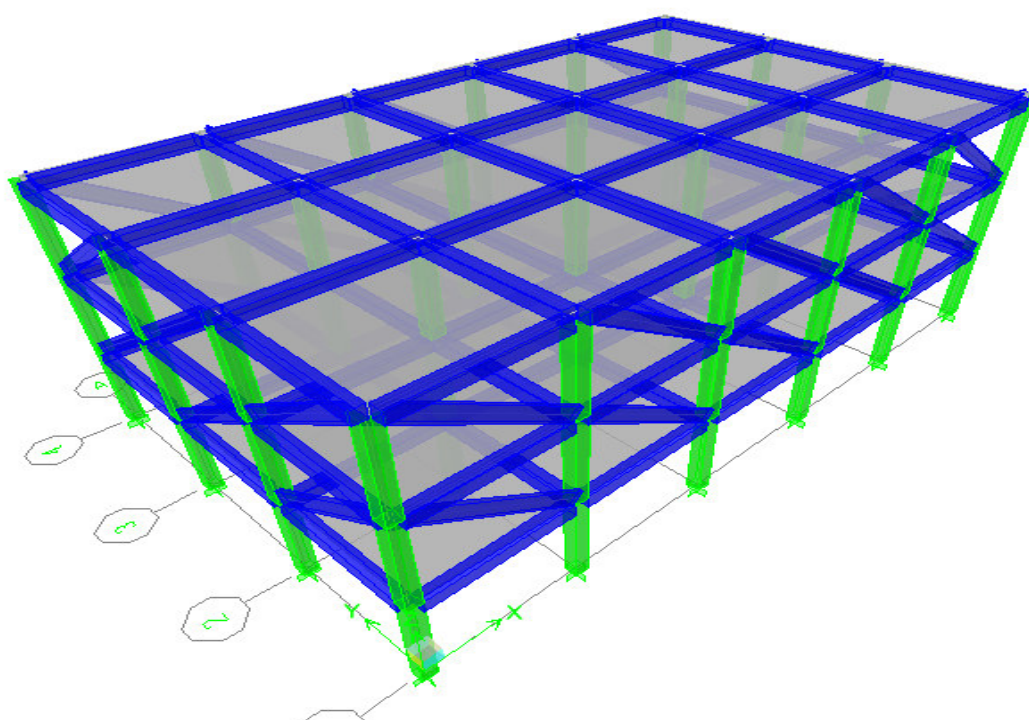


Figure 3.2 : Vue en élévation de la structure R+2 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 2)

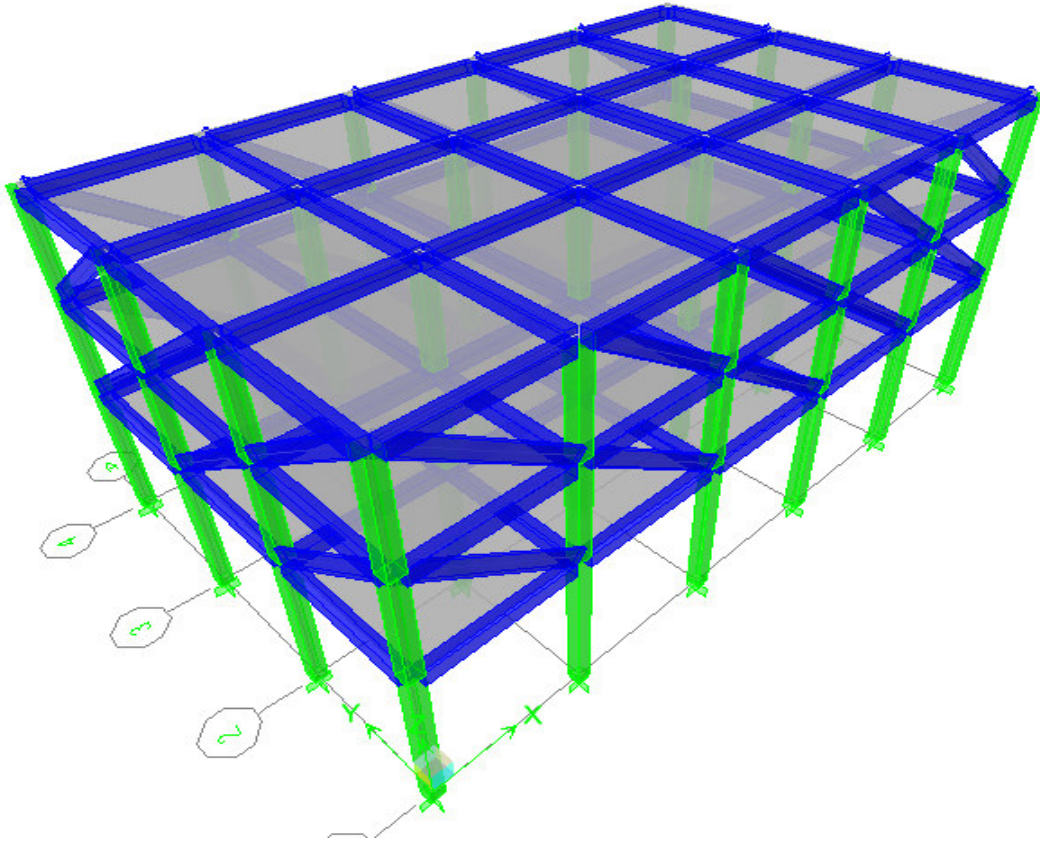


Figure 3.2 : Vue en élévation de la structure R+2 a RDC souple (Hauteur de RDC égale à 4.5m) (VAR 3)

3.2.2. Structure de six niveaux

La deuxième structure choisie est une structure en portique en béton armé, d'une configuration structurale simple en plan et en élévation qui fera l'objet de modification, à savoir sa RDC est un niveau souple. Elle est à usage d'habitation, composée de six niveaux ($n=6$). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (III), sur un sol rocheux S_1 . De hauteur totale $H = 18,36$ m et la hauteur de chaque niveau $h = 3,06$ m. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 22MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} et 400MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . La configuration de la structure sélectionnée est illustrée dans la figure 3.4-3.6.

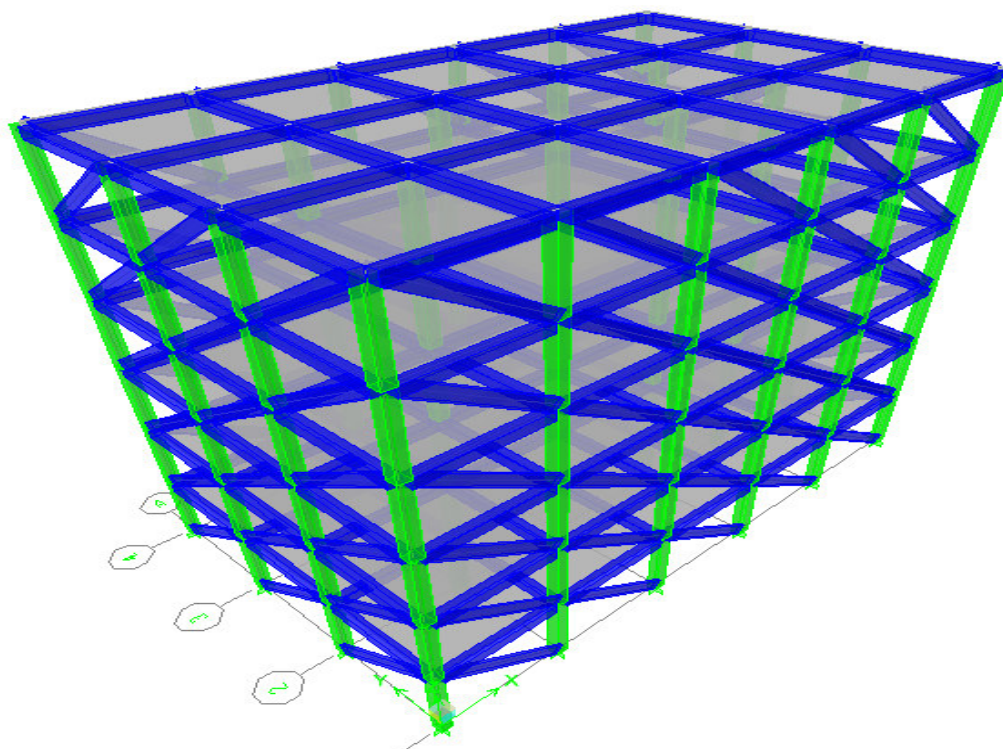


Figure 3.4 : Vue en élévation de la structure régulière R+5 (VAR 4)

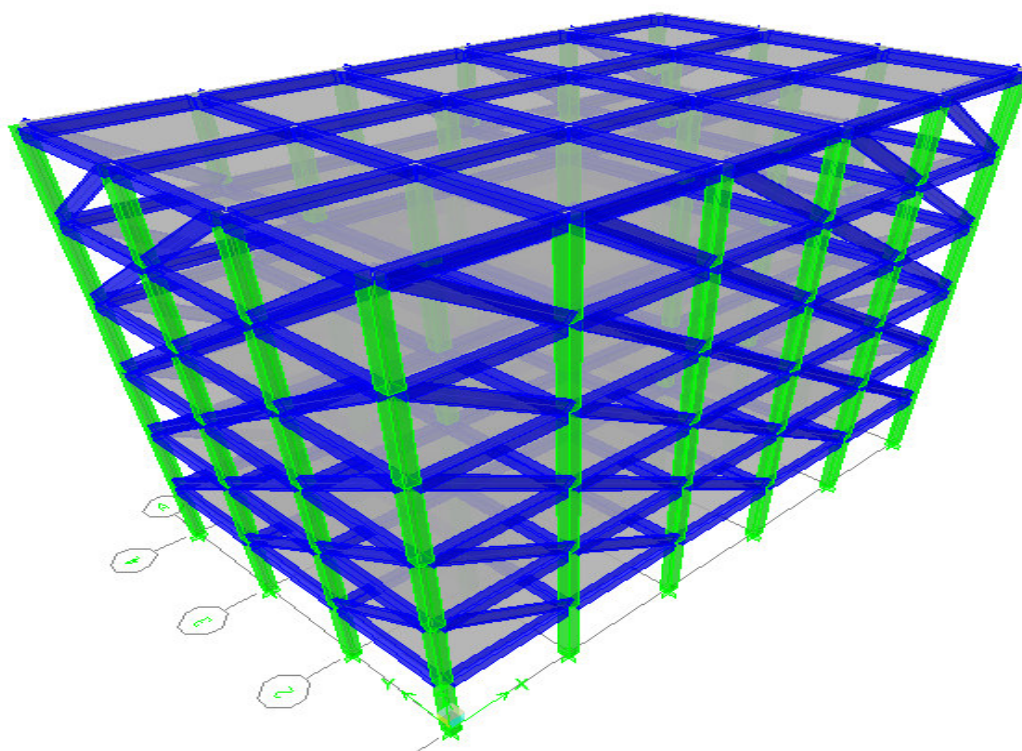


Figure 3.5 : Vue en élévation de la structure R+5 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 5)

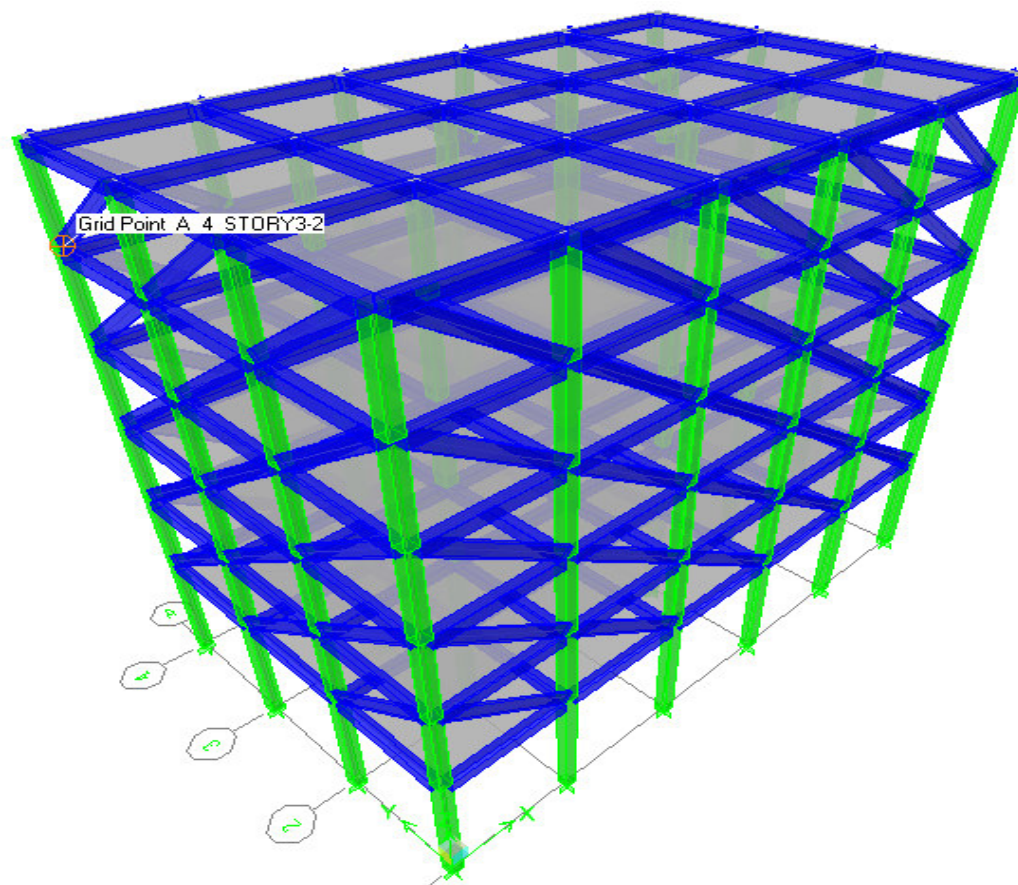


Figure 3.6 : Vue en élévation de la structure R+5 à RDC souple (Hauteur de RDC égale à 4.5m) (VAR 6)

3.2.3. Structure de neuf niveaux

La troisième structure choisie est une structure en portiques en béton armé, d'une configuration structurale simple en plan et en élévation qui fera l'objet de modification, à savoir sa RDC est un niveau souple. Elle est à usage d'habitation, composée de neuf niveaux ($n=9$). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (III), sur un sol rocheux S_1 . De hauteur totale $H = 27,54$ m et la hauteur de chaque niveau $h = 3,06$ m. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 22MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} et 400MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . La configuration de la structure sélectionnée est illustrée dans la figure 3.7-3.9.

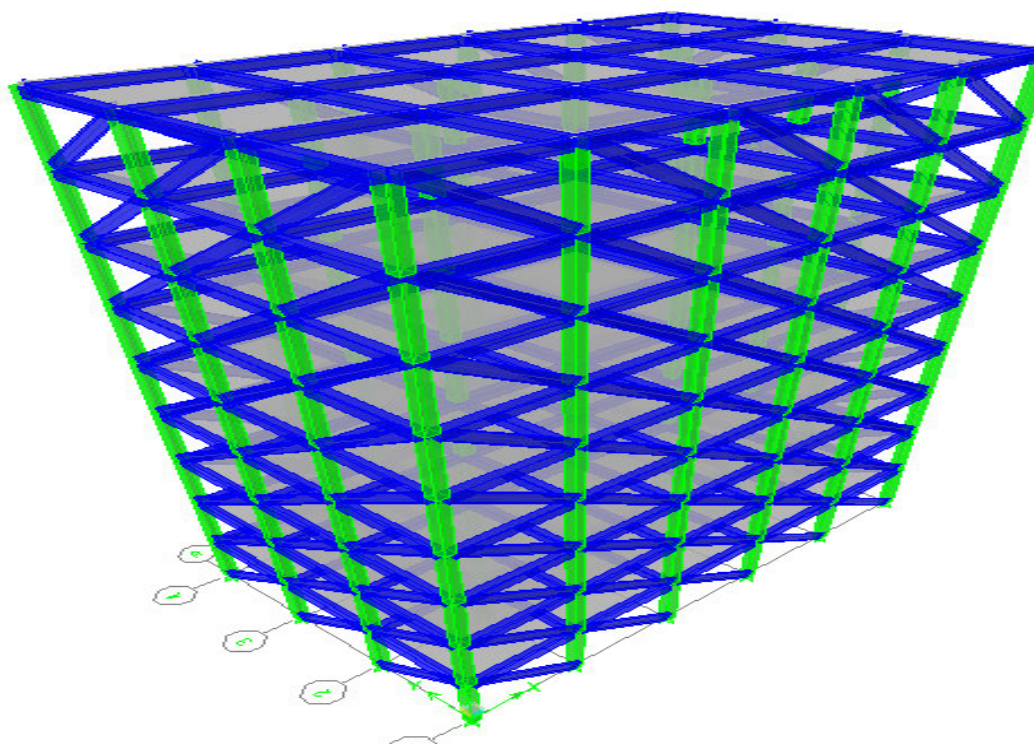


Figure 3.7 : Vue en élévation de la structure régulière R+8 (VAR 7)

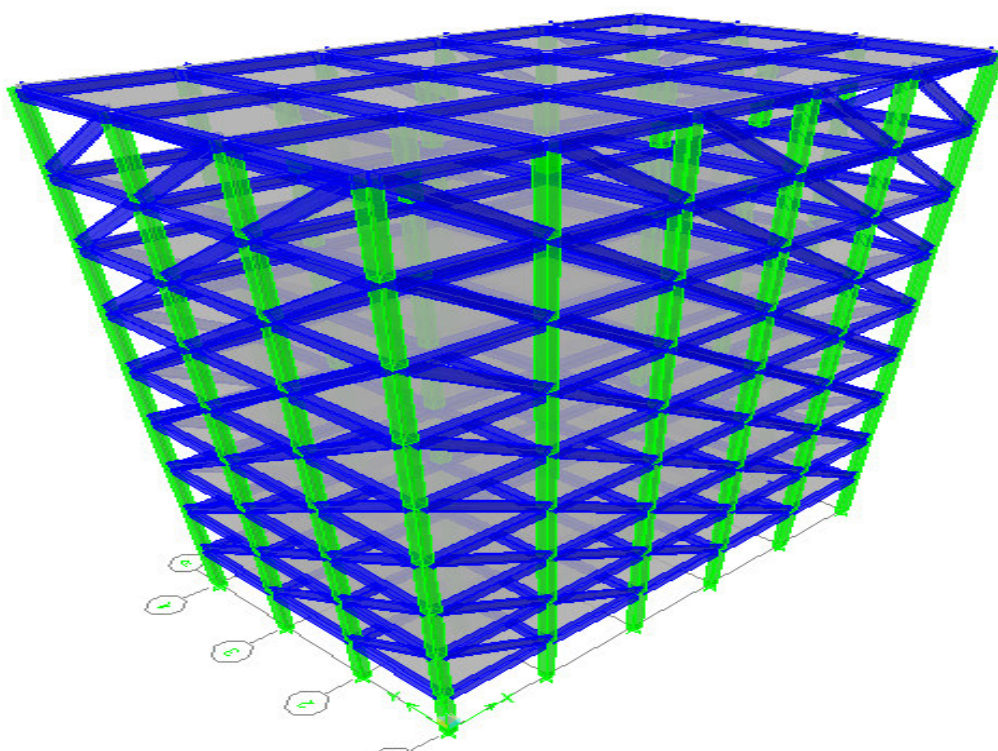


Figure 3.8 : Vue en élévation de la structure R+8 a RDC souple (absence de la maçonnerie) (VAR 8)

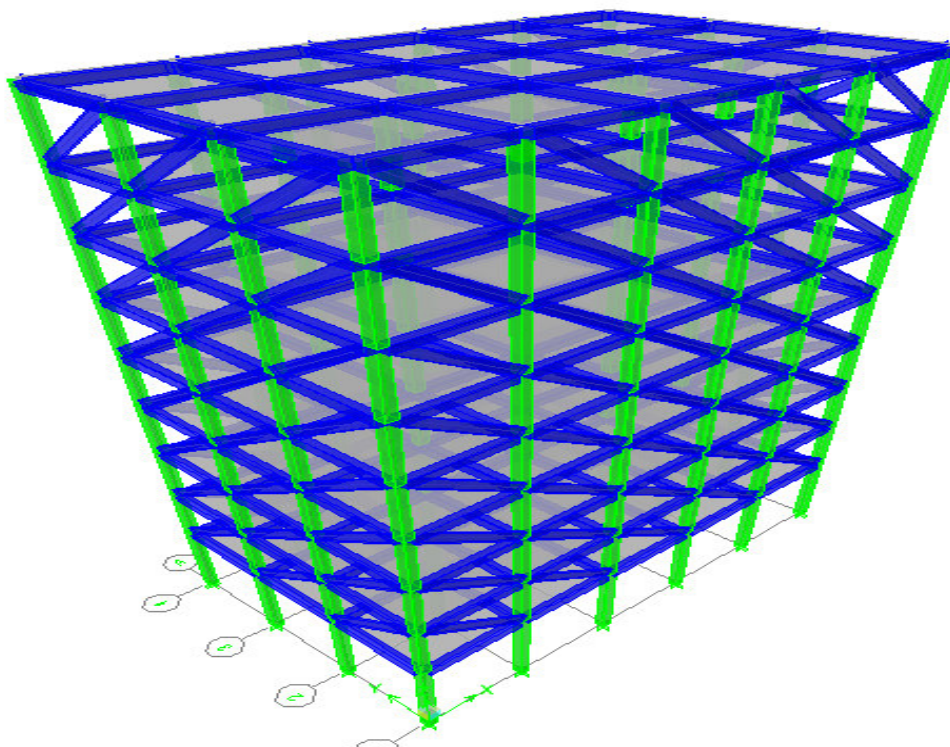


Figure 3.9 : Vue en élévation de la structure R+8 a RDC souple (Hauteur de RDC égale a 4.5m) (VAR 9)

3.3. VERIFICATION DE LA RIGIDITE LATÉRALE DES ETAGES

Si la rigidité de cisaillement latérale ou la résistance au cisaillement de n'importe quels étages dépassent plus de cent pour cent la rigidité de cisaillement ou la force de l'étage adjacent au-dessous de celle considérée ($K_i / K_{i-1} \geq 2.0$ ou $V_i / V_{i-1} \geq 2.0$), doit être classé comme fortement irrégulier et utiliser Q' strongly- irrégulier = $0.7Q'$ régulier.

Pour calculer la rigidité latérale des étages on utilise la formule suivant :

$$K_i = \sum_{j=1}^{ncol} \frac{12E_{colj}I_{colj}}{L_{colj}^3} + \sum_{m=1}^{nbr} \frac{E_{brm}A_{brm}}{L_{brm}} \cos^2\theta_m$$

Avec

E_{br} : Module d'élasticité de la maçonnerie.

E_{col} : Module d'élasticité du béton du cadre.

I_{col} : Inertie du poteau en béton armé.

A_{br} : Section de la maçonnerie.

L_{br} : Longueur de la maçonnerie

L_{col} : Longueur du poteau

θ : Angle d'inclinaison par rapport à un axe horizontal de croisillon m de l'étage i pour la direction d'intérêt

On résumé les résultats dans les tableaux suivant :

Matériau de remplissage en maçonnerie

Le matériau de remplissage considéré est la brique creuse de terre cuite, couramment utilisée en Algérie (figure 3.10).

Ce matériau de remplissage (maçonnerie) est fait d'argile ou d'une matière argileuse, avec ajout ou non de sable, de combustible ou autre adjuvant, porté à une température suffisamment élevée pour former une liaison céramique.

La brique considérée est de dimensions (15x20x30) cm³ (figure 3.10). L'épaisseur des murs de remplissage en maçonnerie est prise égale à 20 cm, qui est la largeur de la brique creuse présentée ici.



Figure 3.10 : Brique creuse de terre cuite considérée.

Les caractéristiques de la maçonnerie sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Caractéristiques de la maçonnerie considérée. (Ait-Ramdan 2014).

Brique creuse en terre cuite	
Propriété	Valeur
Masse volumique	1000 à 1600 Kg/m ³
Module d'élasticité	3550MPa
Résistance caractéristique à la compression	10MPa

Dans cette partie, on a effectuée la modélisation des neuf structures étudiées dans la section précédente, ainsi que les murs de remplissage en maçonnerie. Cette modélisation tient compte l'effet d'interaction des murs de remplissage et les cadres portiques.

Modèle de bielle comprimée équivalente

Les prédictions de la résistance d'un cadre rempli en maçonnerie sont assez complexes. La résistance du cadre rempli n'est pas simplement la somme des propriétés du remplissage et celle du cadre.

Stafford-Smith (1963), Mainstone (1971) ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement dans le plan des cadres remplis en maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis en maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la Figure 3.11.

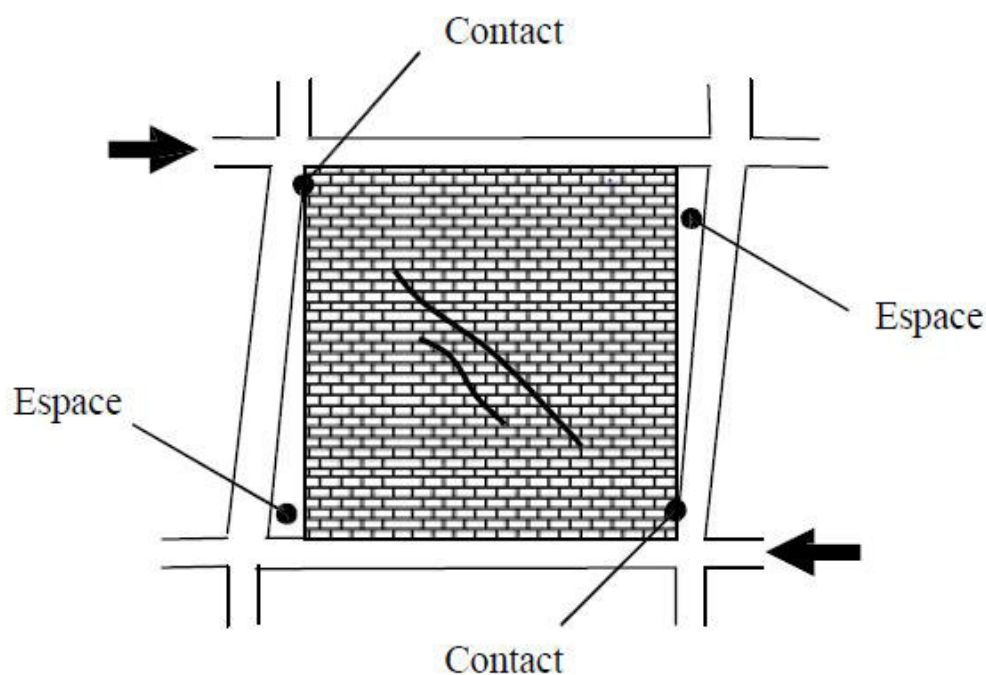


Figure 3.11 : Déformée d'un cadre avec remplissage sous chargement latéral.

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau, et des espacements se forment entre le cadre et le panneau de remplissage le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins de la diagonale chargée. Ce comportement a conduit à une simplification de l'analyse du cadre rempli en remplaçant le remplissage en maçonnerie par une bielle comprimée équivalente en maçonnerie (Figure 3.12).

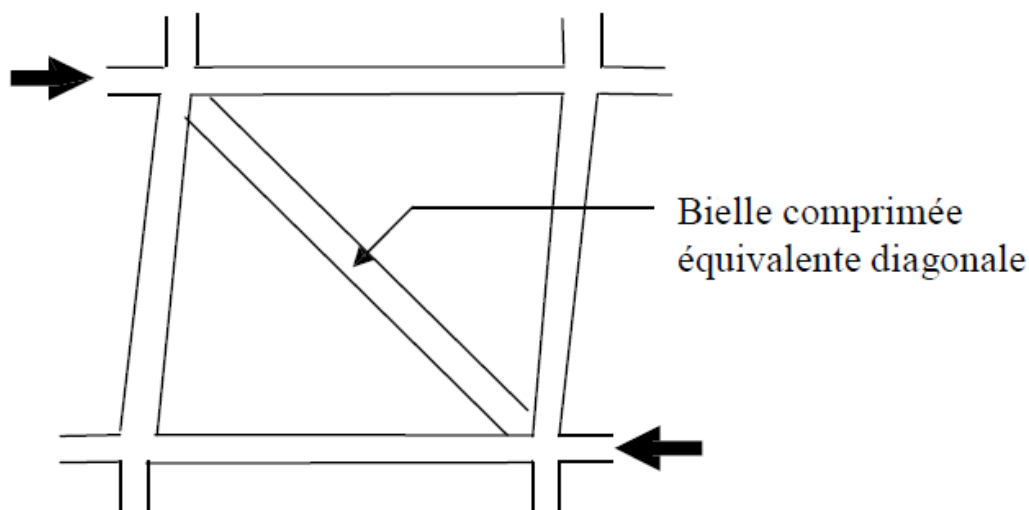


Figure 3.12 : Bielle comprimée équivalente diagonale.

La bielle équivalente de largeur a (Figure 3.13), avec une même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques que le panneau réel, est supposé être connecté aux extrémités du cadre.

L'évaluation de la largeur a de la bielle équivalente varie d'un auteur à l'autre. L'approche la plus simple a été présentée par Paulay et Priestley, en supposant que la largeur a est constante sur toute la longueur de la diagonale et vaut entre 12.5 % et 25 % de la longueur de la diagonale, sans prendre en compte les propriétés du cadre ou du remplissage.

L'expression définissant la largeur de la bielle équivalente définie par Mainstone dépend de la raideur flexionnelle relative du remplissage et des poteaux constituant le cadre :

$$a = 0.175D(\lambda_1 H)^{-0.4}$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec,

E_m : Module d'élasticité de la maçonnerie.

E_c : Module d'élasticité du béton du cadre.

I_{col} : inertie du poteau en béton armé.

t : épaisseur de la maçonnerie.

h , H , D et θ sont définis sur la figure (3.13).

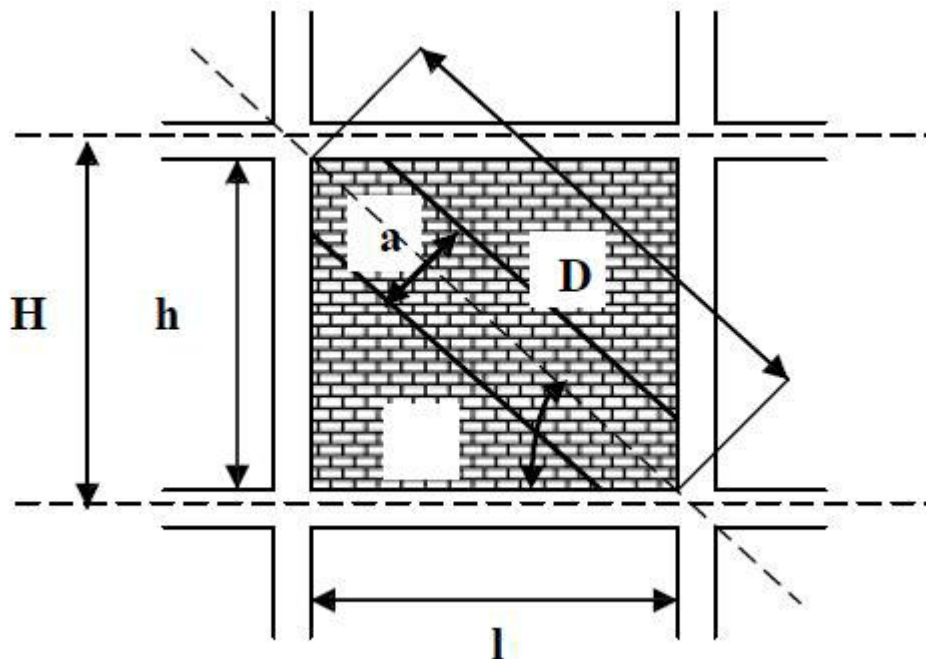


Figure 3.13 : Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente.

CAS 1 Absence de la maçonnerie dans le RDC

Tableau 3.2 : Rigidité latérale des poteaux constituant un niveau

Eléments	Caractéristiques			$K_{col} (KN/m^4)$
	$E_{col} (KN/m^2)$	$I_{col} (m^4)$	$L_{col} (m)$	
poteaux	30822432,6	0.001250521	3,06	387423.5816

Tableau 3.3 : Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens XX

Eléments	Caractéristiques					$K_{brXX}(KN/m^4)$
	A	E_{br}	L	θ	n	
Maç I	0.0450	3550000	3.65	36.08	10	276031.65

Tableau 3.4 : Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens YY

Eléments	Caractéristiques					$K_{brYY}(KN/m^4)$
	A	E_{br}	L	θ	n	
Maç I	0.0450	3550000	3.65	36.08	6	165618.9899

Tableau 3.5 : Rapport de la rigidité latérale dans les deux directions.

		Sens XX		Sens YY	
		Eléments	Rigidité	Elément	Rigidité
Niveau	K_{RDC}	Poteaux	387423.5816	Poteaux	387423.5816
	K_{niv1}	Poteaux Maçonnerie	663455.23	Poteaux Maçonnerie	553042.5715
Rapport	K_{RDC}/ K_{niv1}	58.39%		70%	

• Vérification

➤ Sens XX $\frac{K_{RDC}}{K_{niv1}} = 58.39\% < 70\% \dots \dots \dots CV$

➤ Sens YY $\frac{K_{RDC}}{K_{niv1}} = 70\% < 70\% \dots \dots \dots CNV$

D'après la vérification de la condition de la régularité de la rigidité latérale entre l'étage du rez-de-chaussée et l'étage du premier niveau, on constate que la structure présente une irrégularité verticale dans la direction principale (XX), engendrant l'effet de l'étage souple.

CAS 2 Absence de la maçonnerie dans le RDC ansi La hauteur de RDC différent à la hauteur d'autres niveaux

Tableau 3.6 : Rigidité latérale des poteaux constituant le premier niveau

Eléments	Caractéristiques			$K_{col} (KN/m^4)$
	$E_{col} (KN/m^2)$	$I_{col} (m^4)$	$L_{col} (m)$	
poteaux	30822432,6	0.001250521	3,06	387423.5816

Tableau 3.7 : Rigidité latérale des poteaux constituant le RDC

Eléments	Caractéristiques			$K_{col} (KN/m^4)$
	$E_{col} (KN/m^2)$	$I_{col} (m^4)$	$L_{col} (m)$	
poteaux	30822432,6	0.001250521	4.50	121818.3716

Tableau 3.8 : Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens XX

Eléments	Caractéristiques					K _{brXX} (KN/m ⁴)
	A	E _{br}	L	θ	n	
Maç I	0.0450	3550000	3.65	36.08	10	276031.65

Tableau 3.9 : Rigidité latérale de la maçonnerie constituant un niveau dans le sens YY

Eléments	Caractéristiques					K _{brYY} (KN/m ⁴)
	A	E _{br}	L	θ	n	
Maç I	0.0450	3550000	3.65	36.08	6	165618.9899

Tableau 3.10 : Rapport de la rigidité latérale dans les deux directions.

	Sens XX		Sens YY	
	Eléments	Rigidité	Elément	Rigidité
Niveau	K _{RDC}	Poteaux 121818.3716	Poteaux	121818.3716
	K _{niv1}	Poteaux Maçonnerie 663455.23	Poteaux Maçonnerie	553042.5715
Rapport	K _{RDC} / K _{niv1}	18.36%		22%

• Vérification

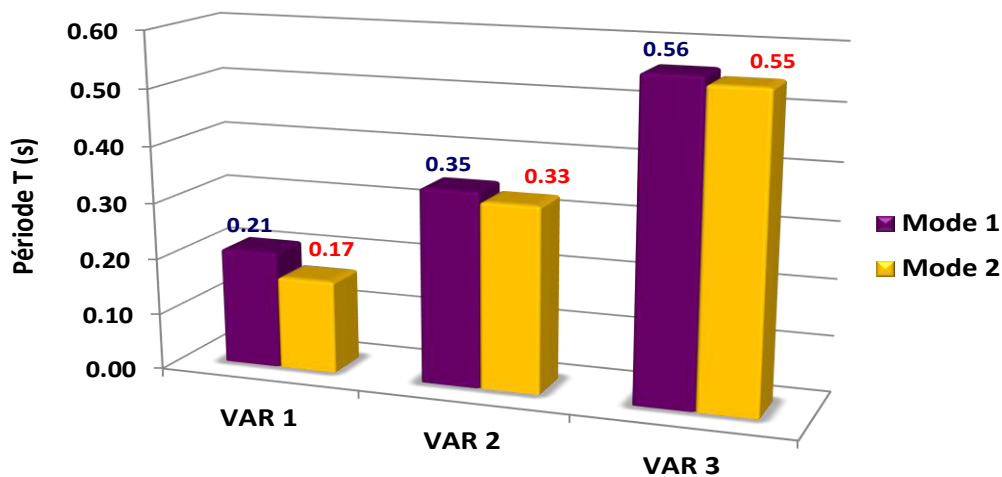
- Sens XX $\frac{K_{RDC}}{K_{Niv1}} = 18.36\% < 70\% \dots \dots \dots CV$
- Sens YY $\frac{K_{RDC}}{K_{Niv1}} = 22\% < 70\% \dots \dots \dots CV$

D'après la vérification de la condition de la régularité de la rigidité latérale entre l'étage du rez-de-chaussée et l'étage du premier niveau, on constate que la structure présente une irrégularité verticale dans les deux directions principales (XX et YY), engendrant l'effet de l'étage souple.

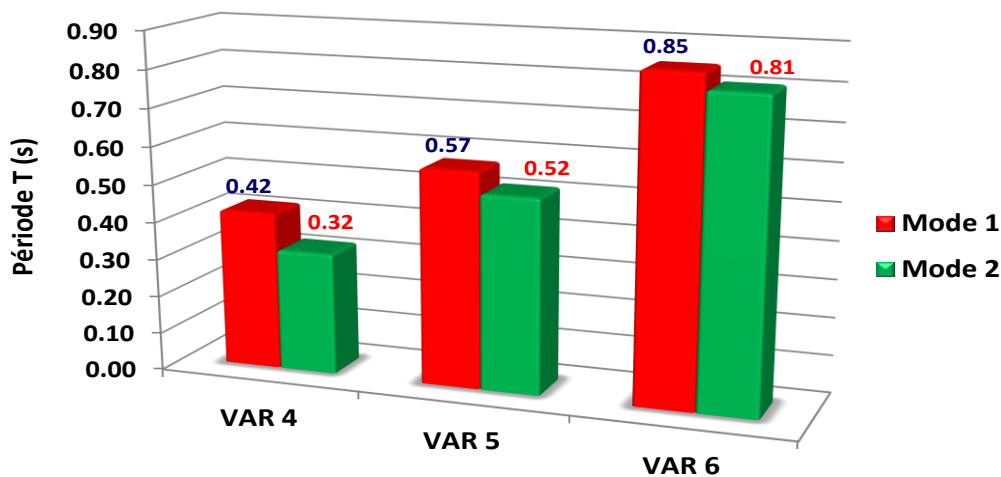
3.4. ANALYSE DES RESULTATS

3.4.1. Analyse du période des structures

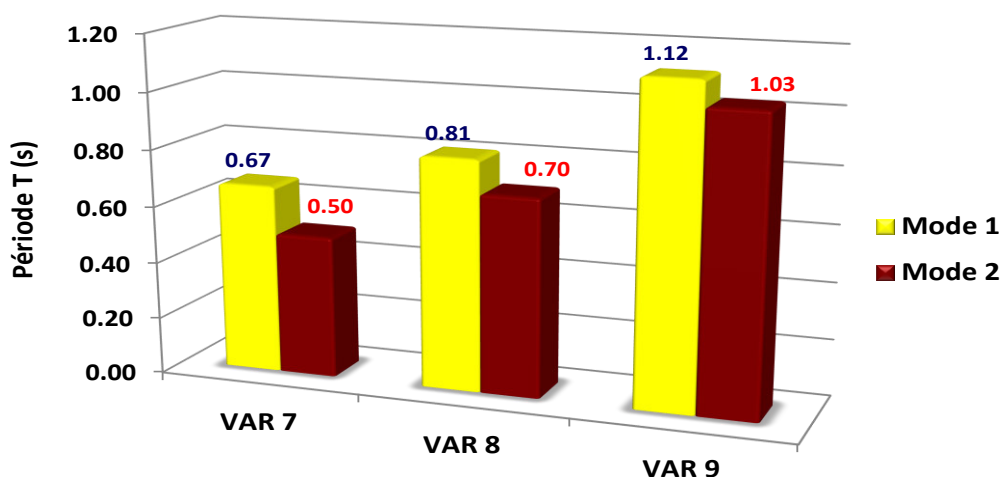
La Figure 3.14 illustre une confrontation entre les périodes fondamentales obtenues pour les trois structures R+2, R+5 et R+8. D'après la figure 3.14a, il est bien clair que la période fondamentale de la structures R+2 augmente de 40% pour la structure a RDC souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie (VAR 2) et de 63% de la structure a RDC souple en raison de leur hauteur accrue et de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie (VAR 3) par rapport à la structure régulière (VAR 1). Le même constat a été enregistré pour la structure R+5 (Figure 3.14b) avec un taux d'augmentation de 26% de la VAR 5 et 51% de la VAR 6 par rapport à la structure régulière (VAR 4). De même pour la structure R+8 (Figure 3.10c) avec un taux d'augmentation de 17% de la VAR 8 et 40% de la VAR 9 par rapport à la structure régulière (VAR 7). Cette augmentation est justifiée par la structure en portiques en béton armé dépend essentiellement de sa rigidité, En conséquence, la modification de la configuration structurale, en particulier création de l'étage souple, par l'absence de murs de remplissage en maçonnerie et /ou leur hauteur accrue, pourrait avoir une diminution de la rigidité, par conséquent une augmentation considérable de la période fondamentale dans des bâtiments de faible et de moyenne hauteur, de 3, 6 et 9 niveaux, respectivement.



(a)- R+2



(b)- R+5



(c)- R+8

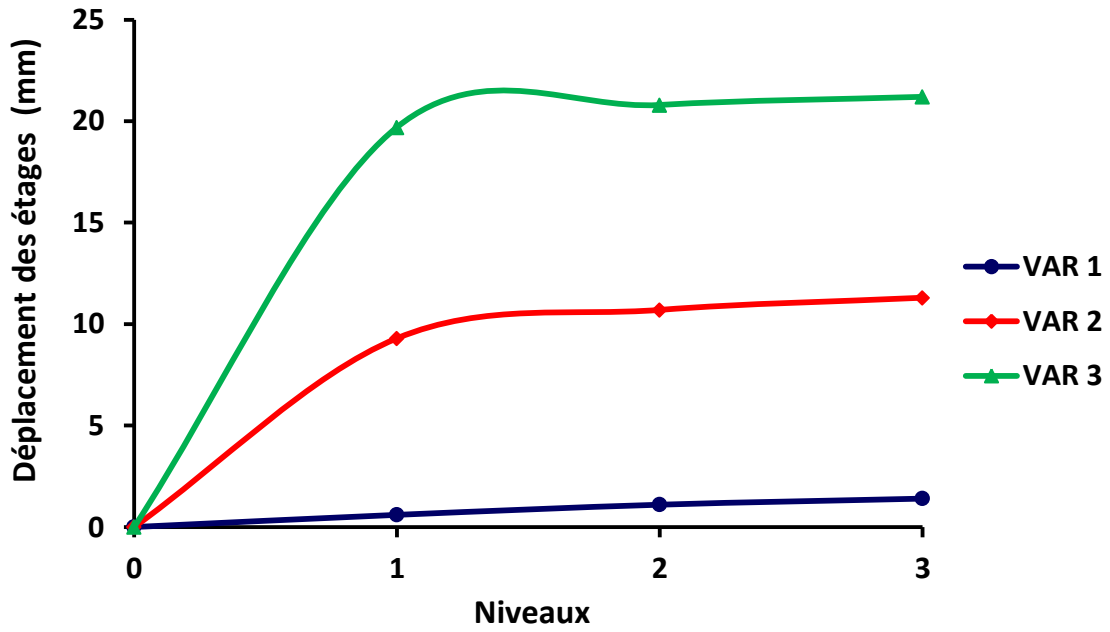
Figure 3.14 : l'effet de l'étage souple sur la période fondamentale.

3.4.2. Analyse du déplacement aux niveaux des structures

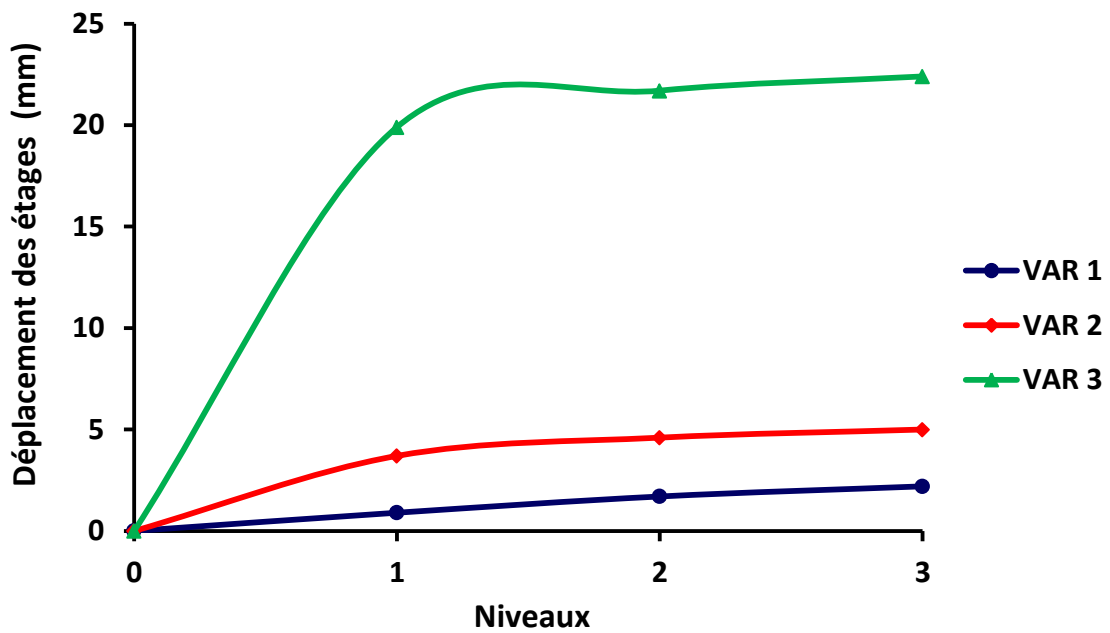
Les Figures (3.15)-(3.17) illustrent une confrontation entre les déplacements des niveaux obtenus sous la modification structurale (cas des RDC souples en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie et de leur hauteur accrue avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie) des neuf structures identifiées précédemment suivant les deux directions X et Y. D'après la figure (3.15), on constate que les deux structures VAR 2 et VAR 3 subissent des déplacements aux niveaux largement supérieur à ceux de la structure régulière VAR 1. De plus, l'absence des murs de remplissage dans le RDC (VAR 2) augmente 8 et 2 fois le déplacement maximal de la structure régulière suivant les directions X et Y, respectivement. Tandis que, l'augmentation de hauteur de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie (VAR 3) augmente 15 et 10 fois le déplacement maximal de la structure régulière (VAR 1), suivant les directions X et Y, respectivement.

Un effet moins important de l'absence des murs de remplissage dans le RDC sur le déplacement maximal pour le cas d'une structure à six niveaux (VAR 5) est largement constaté dans la Figure 3.16. L'évaluation de cette figure montre une augmentation de 4 et 1.3 fois. Le même constat a été enregistré pour le cas de hauteur de RDC élevé avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie au RDC (VAR 6) avec une augmentation de 7 et 5 de déplacement maximal suivant les directions X et Y de la structure régulière (VAR 4), respectivement. Pratiquement les mêmes résultats ont été obtenus pour la structure à neuf niveaux (voir Figure 3.17) que celle pour la structure a six niveaux.

En conséquence, L'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet néfaste comparativement à ce de de l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie sur le déplacement aux niveaux des structures en portiques en béton armé.

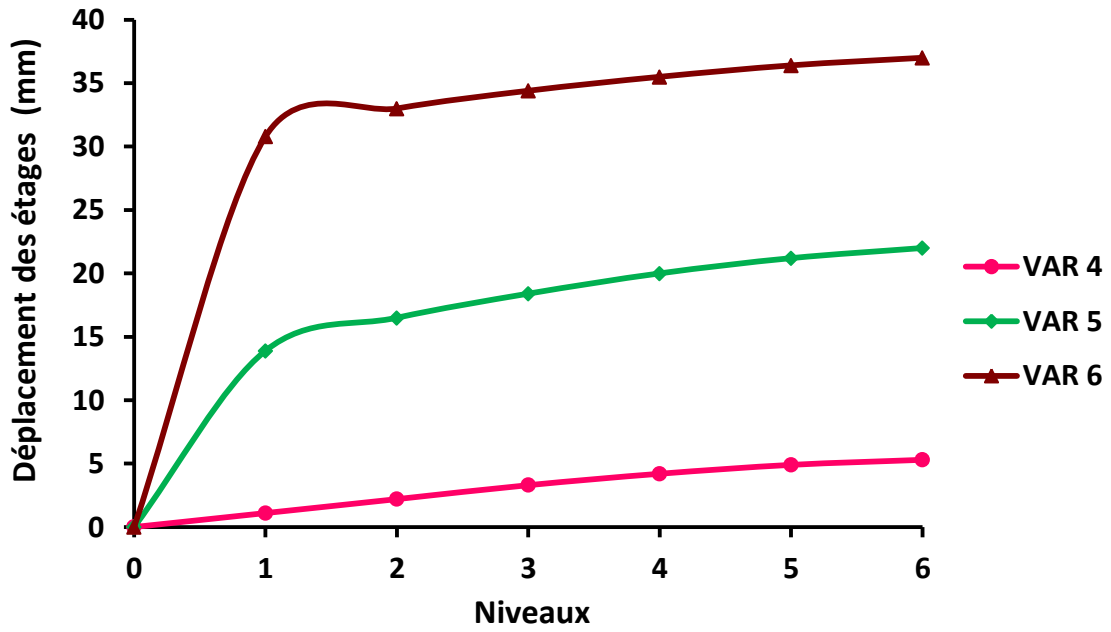


(a) Sens X

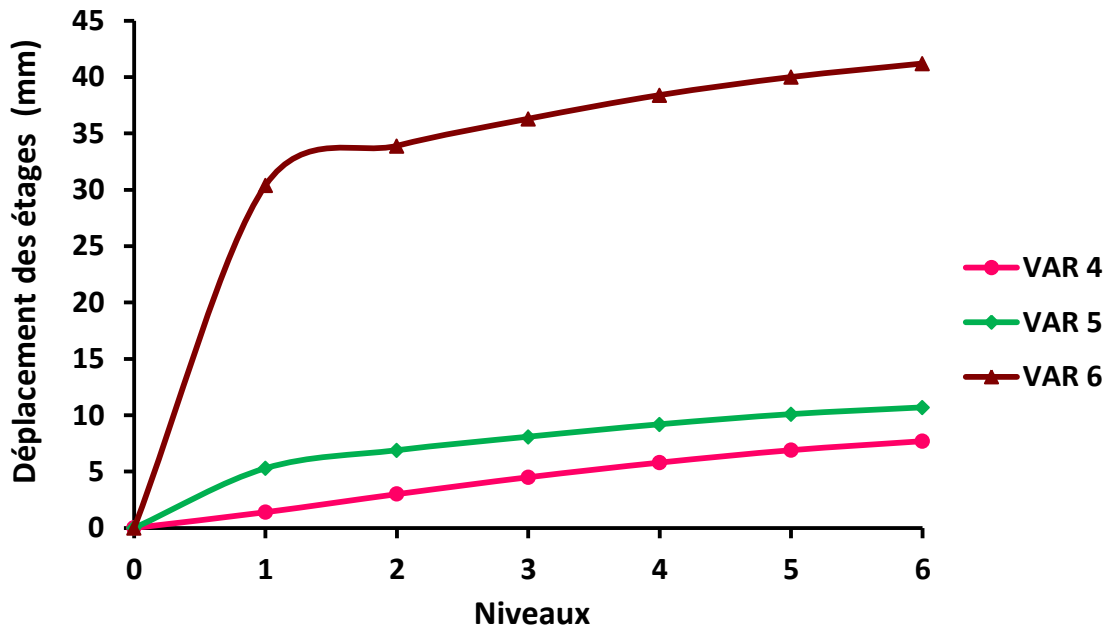


(b) Sens Y

Figure 3.15 : l'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+2)

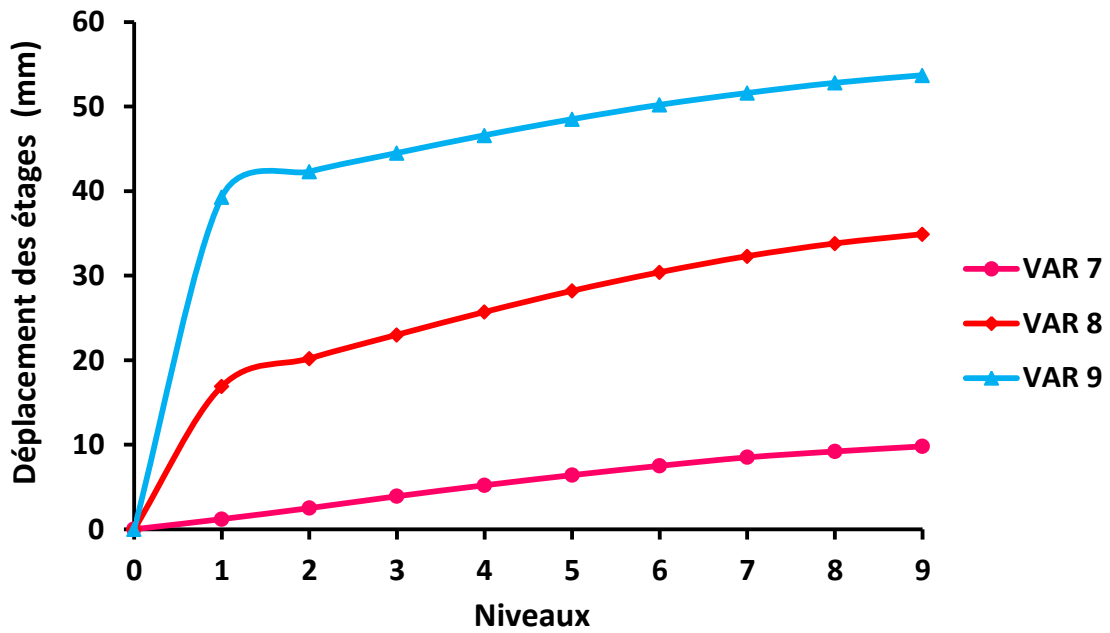


(a) Sens X

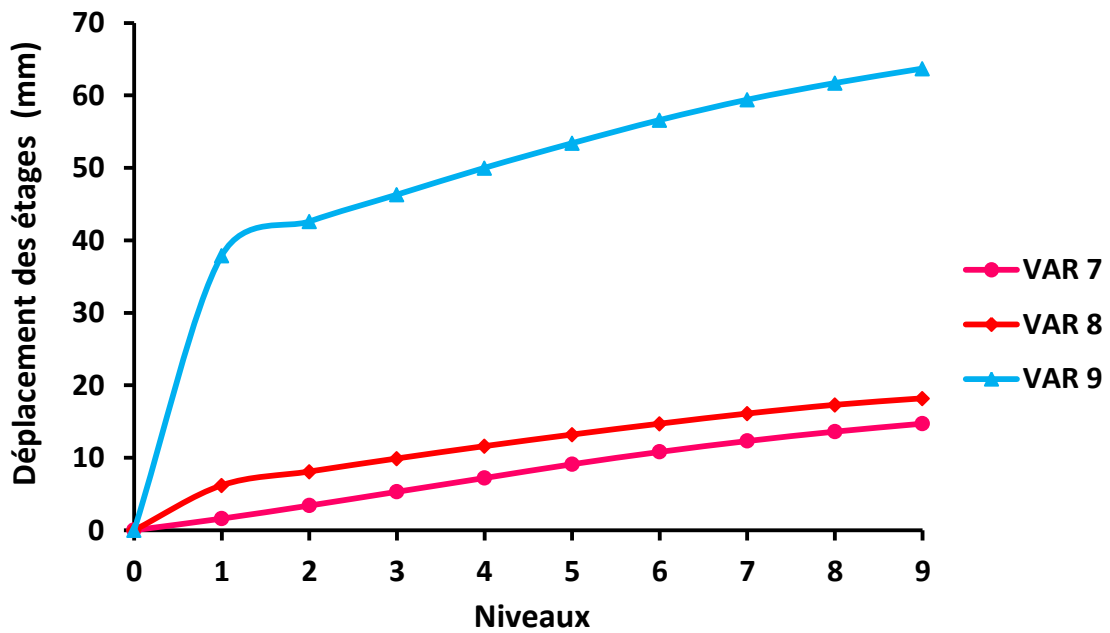


(b) Sens Y

Figure 3.16 : l'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+5)



(a) Sens X

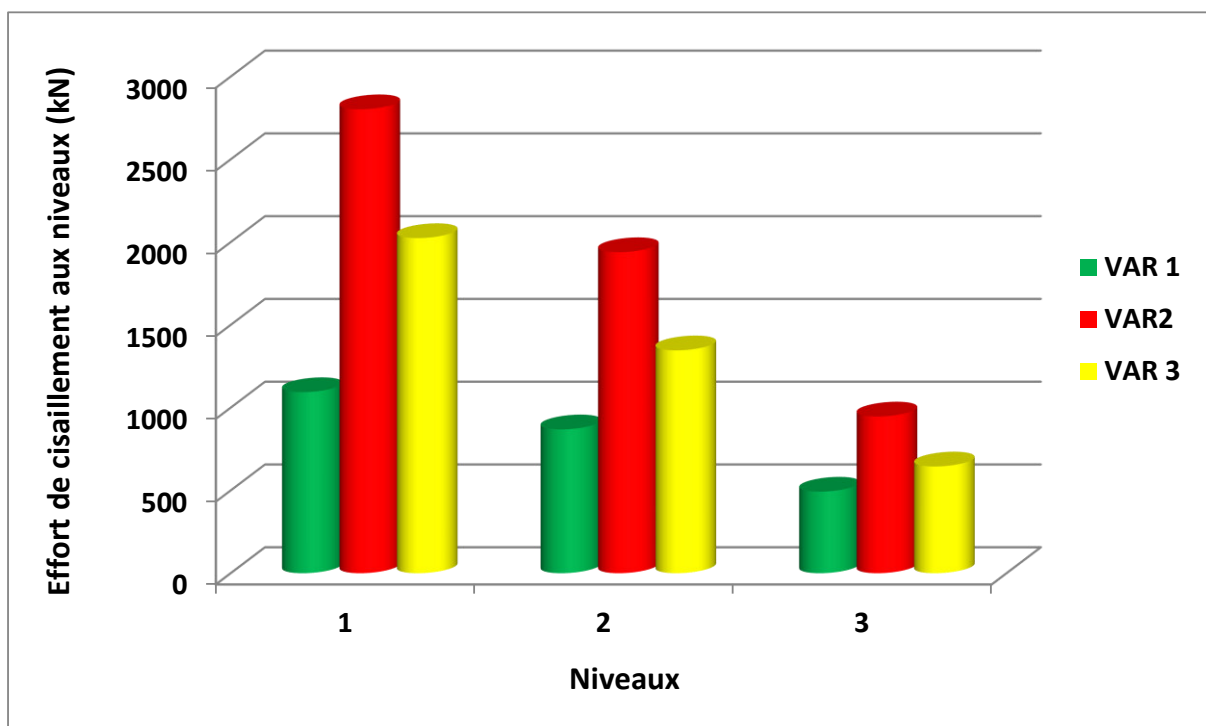


(b) Sens Y

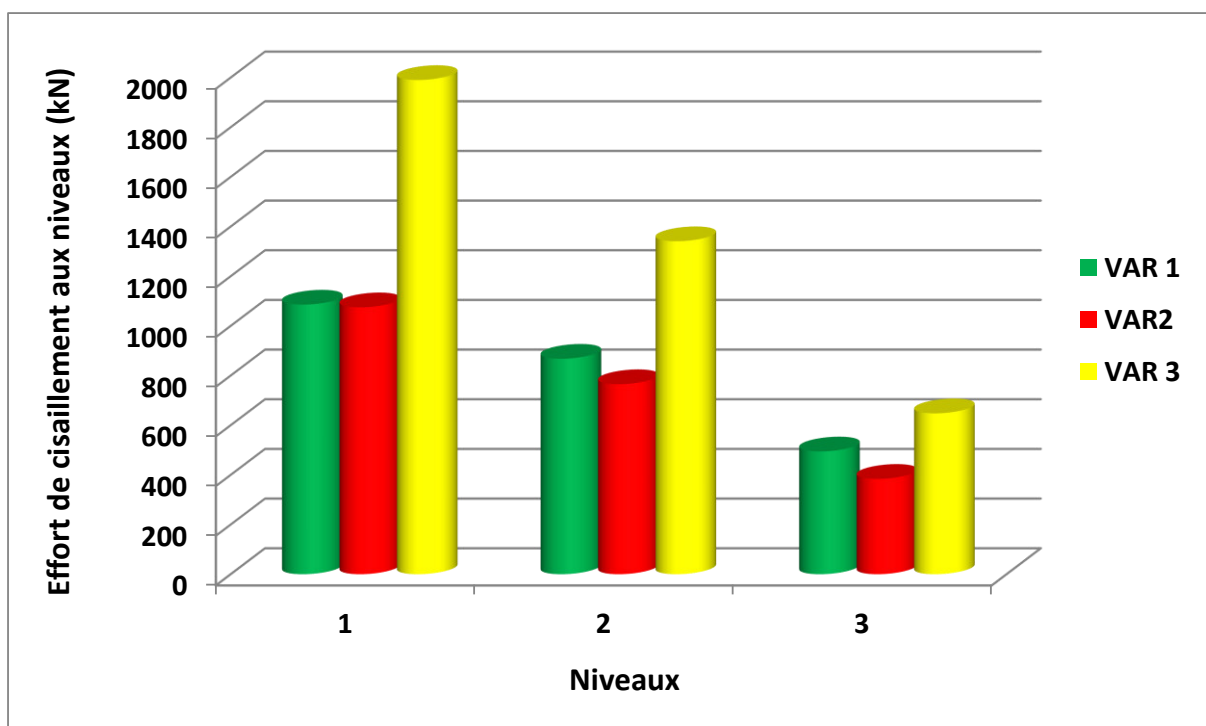
Figure 3.17 : l'effet de l'étage souple sur le déplacement des étages δ_k (mm) de la structure régulière (R+8)

3.4.3. Analyse de l'effort de cisaillement aux niveaux des structures

Les Figures (3.18)-(3.20) exposent la comparaison de l'effort de cisaillement aux niveaux des neuf structures étudiées, pour les deux directions X et Y, respectivement. D'après la Figure (3.18), on constate que la présence de RDC souple conduit à une amplification de l'effort de cisaillement aux niveaux des structures en portique en béton armé. En plus particulièrement, l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage au niveau de RDC augmente plus de 2 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant la direction X. Par contre, aucune influence de ce paramètre a été constaté suivant la direction Y. Néanmoins, l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage avec de hauteur de RDC élevée au niveau de RDC augmente 1.8 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant les deux directions sismiques X et Y. Les mêmes constats sont enregistrés dans les figures (3.19) et (3.20) avec pratiquement mêmes taux d'augmentations. Ces constatations nous a permet de conclure que l'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet considérable sur l'effort de cisaillement aux niveaux des structures en portiques en béton armé comparativement à ce de de l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie.

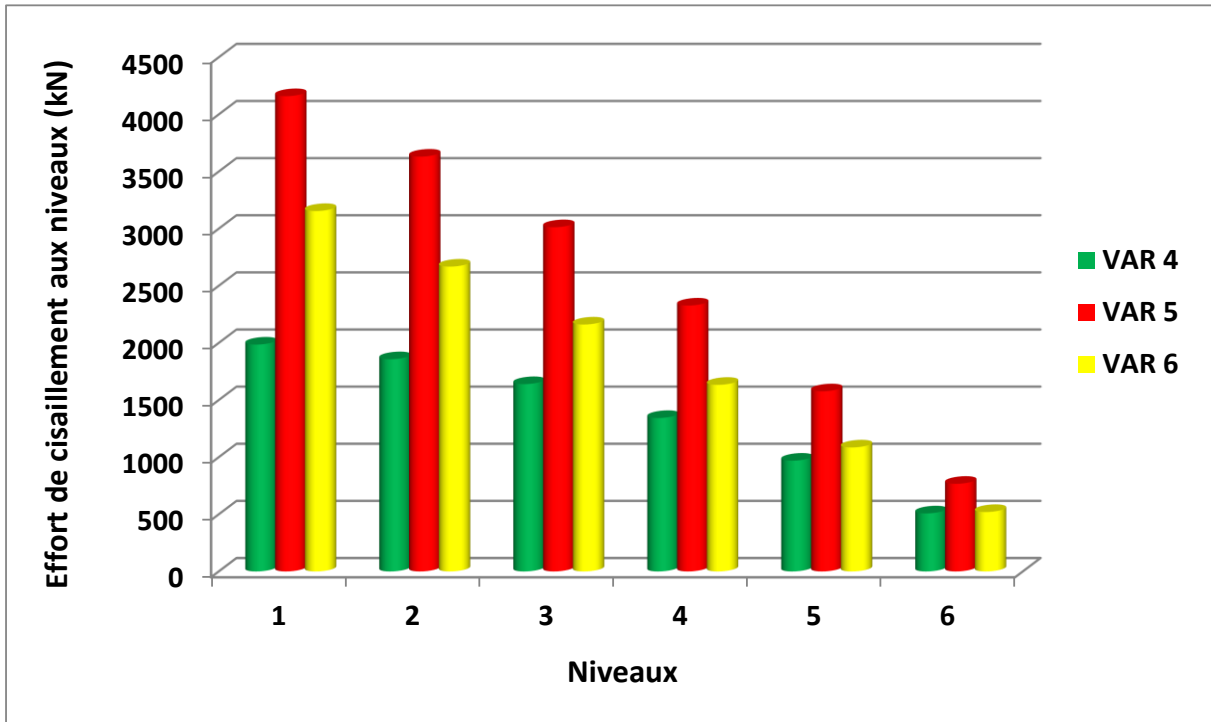


(a) Sens X

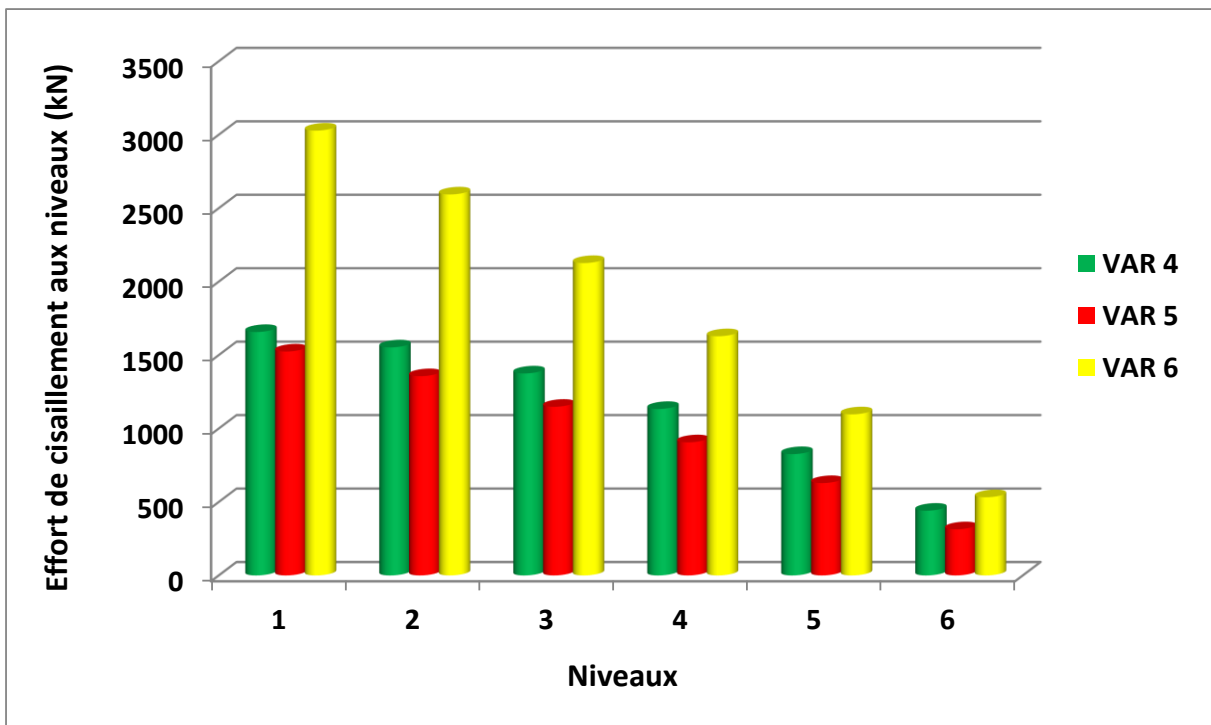


(b) Sens Y

Figure 3.18 : l'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+2)

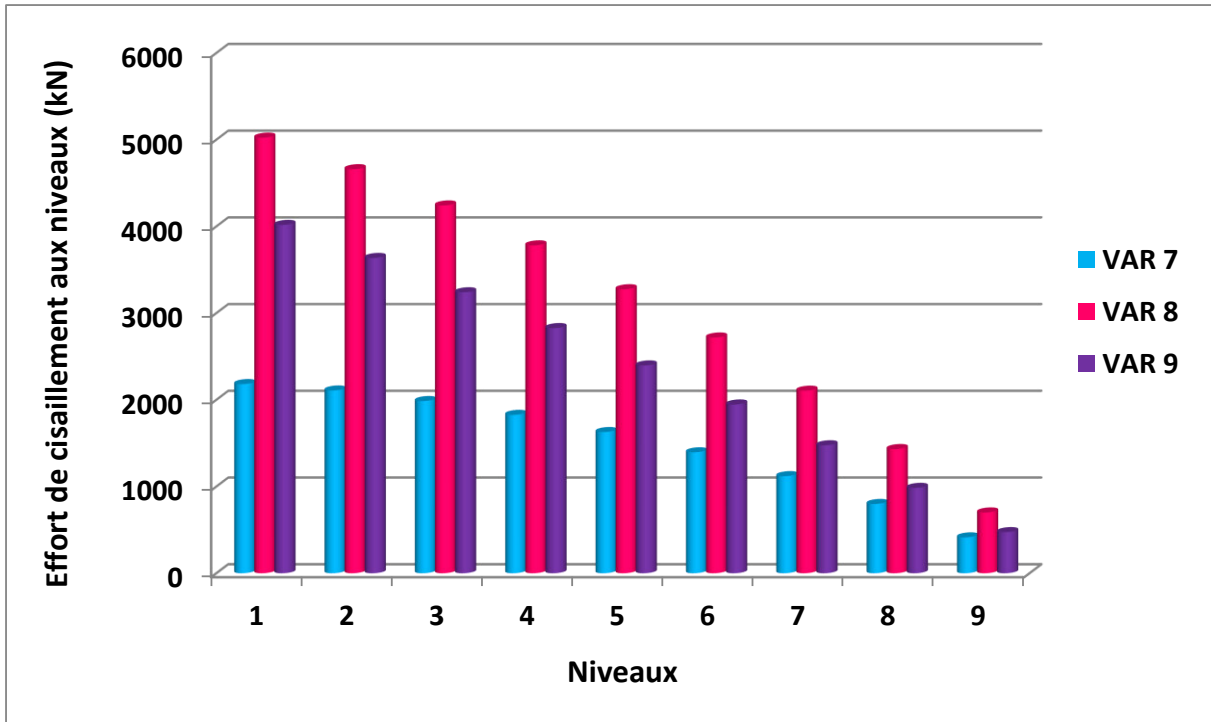


(a) Sens X

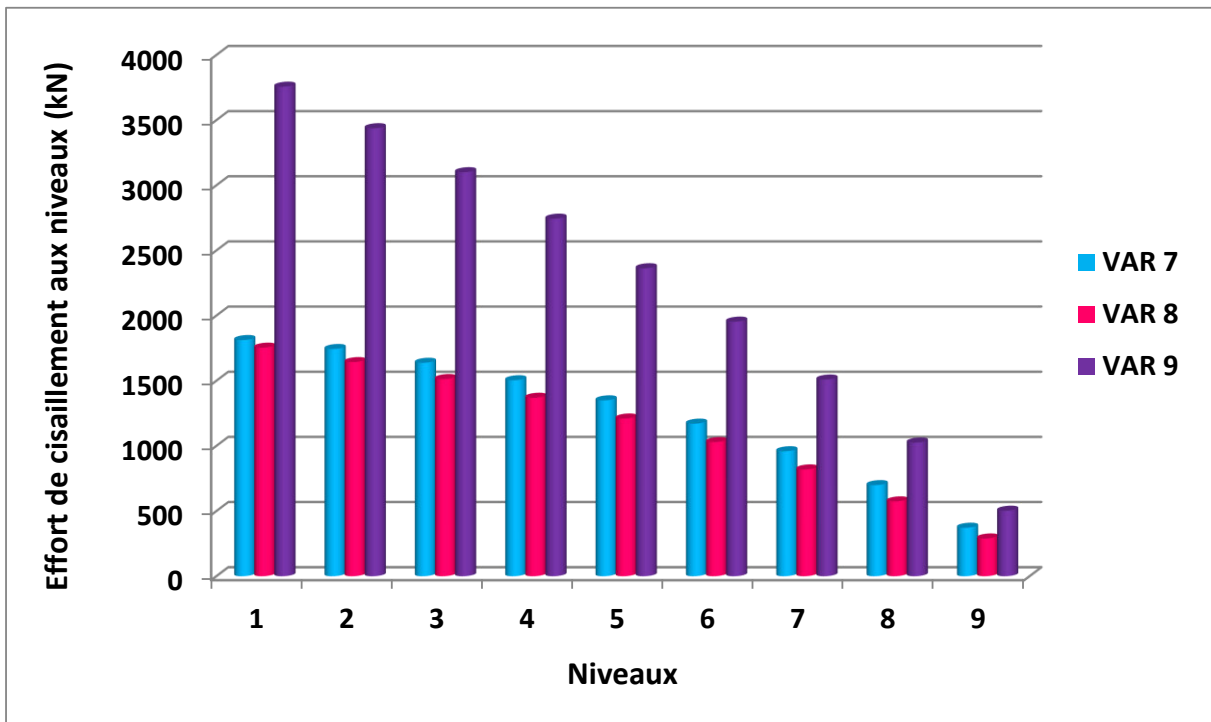


(b) Sens Y

Figure 3.19 : l'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+5)



(a) Sens X



(b) Sens Y

Figure 3.20 : l'effet de l'étage souple sur l'effort de cisaillement aux niveaux V_k (kN) de la structure régulière (R+8)

3.5. Conclusion

D'après l'analyse de la réponse sismique des structures autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide, sous l'effet de l'étage (RDC) souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie ou bien en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie de la structure initiale identifiée dans le chapitre précédent, on peut dégager les conclusions partielles suivantes :

- La modification de la configuration structurale, en particulier création de l'étage souple, par l'absence de murs de remplissage en maçonnerie et /ou leur hauteur accrue, pourrait avoir une diminution de la rigidité, par conséquent une augmentation considérable de la période fondamentale dans des bâtiments de faible et de moyenne hauteur, de 3, 6 et 9 niveaux, respectivement ;
- Pour le cas bâtiment en portiques de faibles hauteurs, l'absence des murs de remplissage dans le RDC augmente 8 et 2 fois le déplacement maximal de la structure régulière suivant les directions X et Y, respectivement. Tandis que, l'augmentation de hauteur de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie augmente 15 et 10 fois le déplacement maximal de la structure régulière, suivant les directions X et Y, respectivement ;
- Pour le cas bâtiment en portiques de moyennes hauteurs, l'absence des murs de remplissage dans le RDC augmente 4 et 1.3 fois le déplacement maximal de la structure régulière suivant les directions X et Y, respectivement. Par contre, l'augmentation de hauteur de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie augmente 7 et 5 fois le déplacement maximal de la structure régulière, suivant les directions X et Y, respectivement ;
- L'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet néfaste comparativement à ce de de l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie sur le déplacement aux niveaux des structures en portiques en béton armé ;
- L'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage au niveau de RDC augmente plus de 2 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant la direction X. Par contre, aucune influence de ce paramètre a été constaté suivant la direction Y. Néanmoins, l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage avec de hauteur de RDC élevée au niveau de RDC augmente 1.8 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant les deux directions sismiques X et Y ;

- L'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet considérable sur l'effort de cisaillement aux niveaux des structures en portiques en béton armé comparativement à ce de de l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie.

Chapitre 4

L'EFFET DE L'ETAGE SOUPLE SUR LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN PORTIQUES EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce présent chapitre est d'étudier le comportement statique non linéaire des mêmes structures en béton armé contreventées par portiques auto-stables R+2, R+5 et R+8, traitées dans le chapitre précédent, en considérant toujours l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie et la hauteur de RDC élevée avec de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie, en utilisant la méthode push over (analyse non linéaire). En premier lieu, on donne un aperçu sur la méthode d'analyse. Ensuite une étude comparative des résultats d'analyse obtenus en termes de courbe de capacité, point de performance pour les différentes structures sélectionnées a été effectuée. L'étude se fait en utilisant le logiciel ETABS V9.

4.2. ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE

Le principe de base de calcul parasismique d'une structure en béton armé dans le domaine élastique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable, permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Néanmoins, pour une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au de la du domine élastique, les méthodes élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas au comportement réel de la structure. Pour cela un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un état de dommage provoqué par un séisme violent, c'est la procédure d'analyse statique non linéaire « Push-over ».

4.2.1. Identification de la méthode push-over

Une traduction littérale du terme anglais donne une bonne idée du principe général : il s'agit de pousser le bâtiment construit (avec ces vrais propriétés) jusqu'à l'effondrement afin de déterminer l'effort maximal auquel il peut résister. Cet « essai destructif » n'est évidemment pas entrepris dans la réalité, mais la méthode push over vise à donner les outils nécessaires à le réaliser virtuellement par le calcul. Il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales tout en respectant leur distribution jusqu'à atteindre la rupture. Le but est de vérifier une structure dans l'état de son dimensionnement. Si la structure est capable de résister à une force horizontale supérieure à la valeur règlementaire (moyennant un coefficient de sécurité tout de même), le dimensionnement est jugé satisfaisant, quel que soit la valeur du coefficient de comportement réellement atteint.

Etant donné la nature non linéaire du comportement du bâtiment, il s'agit en fait d'une analyse en déplacement. L'idée est de fixer un objectif en déplacement et de vérifier que le bâtiment peut résister aux efforts qui en résultent. Cet objectif est censé représenter le déplacement maximal qu'aura à subir le bâtiment lors du séisme. Il en résulte que l'outil de base de cette méthode est la courbe de capacité du bâtiment (voir la Figure 4.1) qui donne la relation entre le déplacement horizontal en tête du bâtiment et la force horizontale à la base de celui-ci. C'est cette courbe qui tient compte du comportement non linéaire de l'ouvrage.

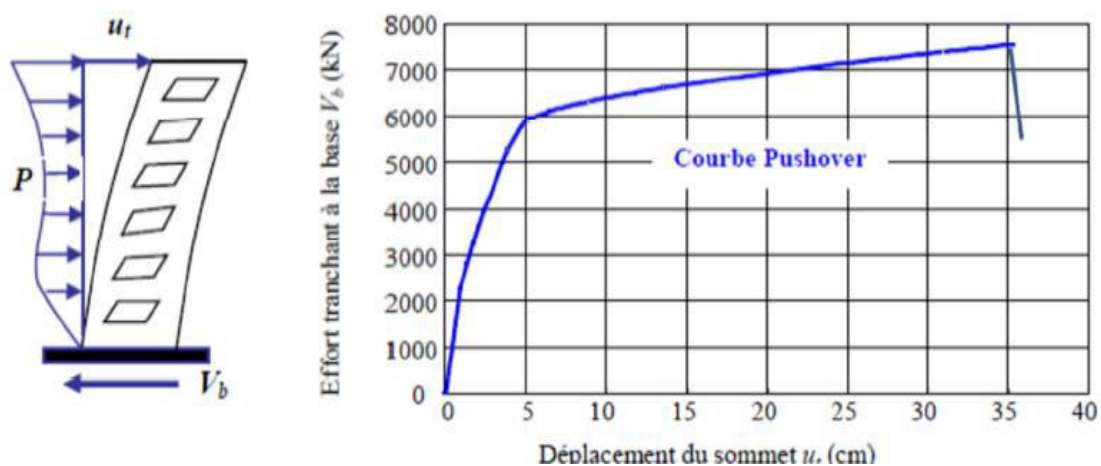


Figure 4.1 : Signification physique de la courbe de capacité d'une structure (Mahboub 2013).

4.2.2. Niveau d'endommagement

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformation dans une structure, de sorte que les éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir de dommages sous formes de fissurations, d'instabilités, de ruptures de certains de ses éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance lorsque la réponse d'une déformation permanganate subsisteront (Belazouz 2016). D'autre part, Le règlement FEMA 273 1997 définit les points (IO, LS, CP) afin de décrire l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique comme il est montré :

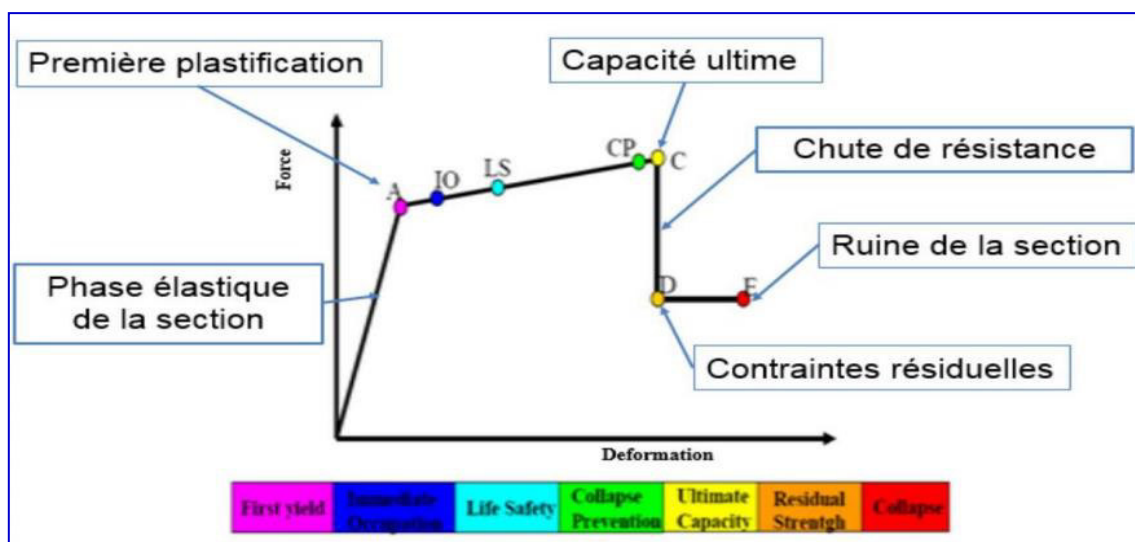


Figure 4.2 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages (belkhir 2012).

A : Représente la 1^{ère} plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse push-over.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels adoptés par les codes de calcul pour l'appréciation de l'analyse non-linéaire statique sont :

- ❖ Au niveau **IO** (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- ❖ Au niveau **LS** (Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- ❖ Au niveau **CP** (Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.
- ❖ Les déformations (IO, LS, CP) définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain (FEMA 273 1997).

4.2.3. Principe de la méthode push-over

Le principe de la méthode Push-over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistance d'une structure issue d'une analyse non linéaire Push-over (poussée progressive) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme.

L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la

structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique (Belkheir 2012).

Les étapes nécessaires pour réaliser une analyse Push-over sont comme suit :

- Définition et attribution des rotules plastiques aux éléments du modèle de la structure.
- Définition de la distribution verticale des charges horizontales.
- Définition d'un déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme.
- Application des charges horizontales représentant le séisme que l'on fait connaître de façon monotone jusqu'à l'atteinte.

Différentes méthodes sont utilisées dans l'application des distributions des charges latérales pour l'évaluation des performances :

- Méthode des coefficients (DCM) : décrite dans la FEMA 273 1997.
- Méthode de Capacité spectrale (CSM) : recommandée par l'ATC-40 1996.
- Méthode N2 : recommandée par l'Eurocode8 2003.

4.2.4. Principe de la méthode de la capacité spectrale ATC 40

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman *et al.* 1975 et Freeman 1998, cette méthode a connue par la suite plusieurs modifications, les versions les plus récentes (Procédures A, B, C) sont exposées dans l'ATC40. Elle consiste à superposer dans un graphe de type (Sa-Sd) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (**courbe de capacité**) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme (**Demande**).

• **La courbe de capacité** est obtenue en appliquant à la structure une distribution des forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini. Cependant, La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet (d) et en ordonnée l'effort tranchant à la base (V). La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement

en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par $\left(\frac{1}{\alpha_1 w}\right)$ et

$$\left(\frac{1}{P_{j1}\phi_1}\right)$$

Avec :

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

w : Masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental

Φ_1 : Amplitude du mode fondamental.

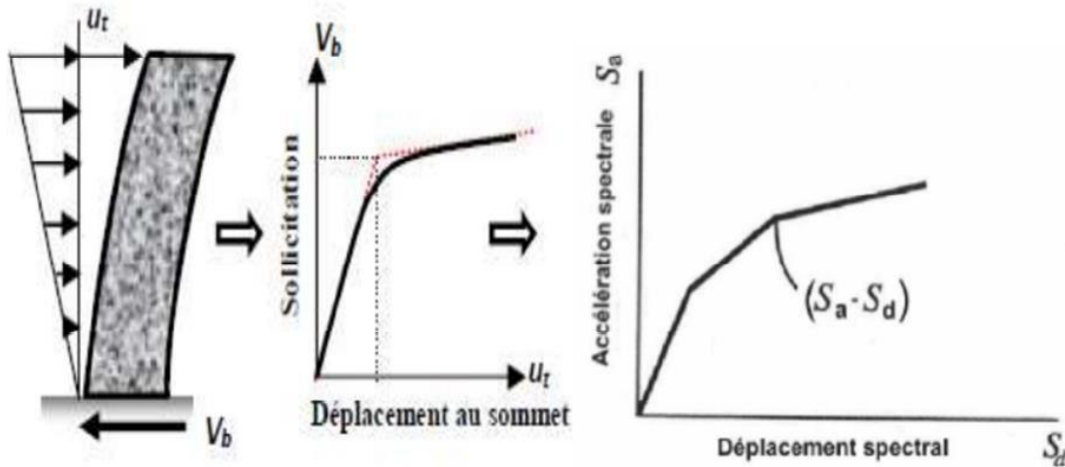


Figure 4.3 : La courbe de capacité « push-over » (Mansouri 2015).

- **La demande sismique inélastique** est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure (β_{eff}) (Belkheir 2012). Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit :

1. Détermination du spectre élastique amorti à 5%.

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA 99/V2003) est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système a un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'unité pour le coefficient de comportement (R) et le facteur d'amortissement (η).

Le facteur d'amortissement effectif (β_{eff}) défini dans le règlement ATC 40 est noté (η) dans le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003).

2. Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes (S_a-T) (Figure 4.4), au format accélération-déplacements (S_a-S_d) (Figure 4.5), en utilisant la relation suivante :

$$S_{de} = \left(\frac{T_n^2}{4.\pi^2} \right) \times S_{ae}$$

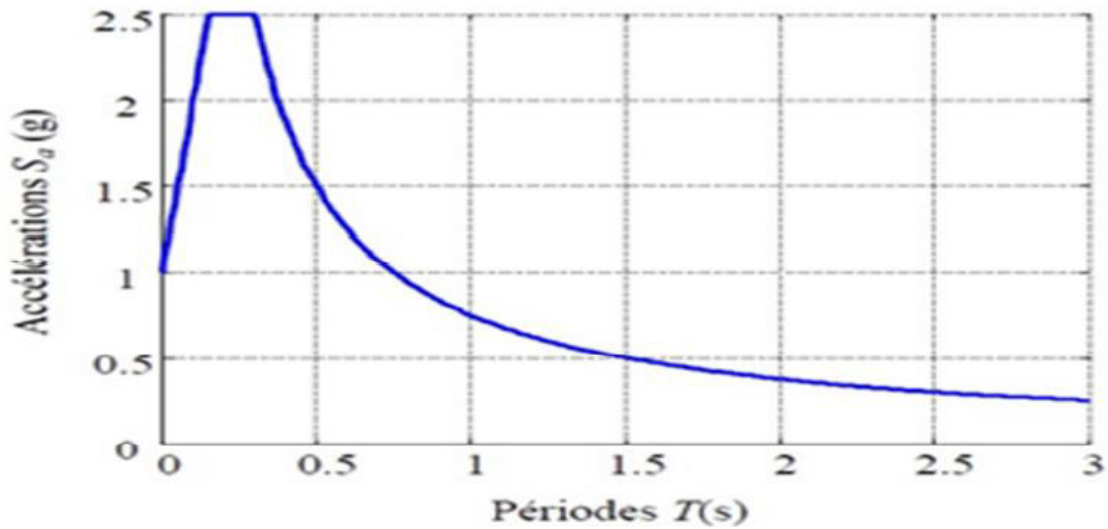


Figure 4.4 : Spectre de réponse élastique en format traditionnel accélérations-périodes (Belkheir 2012).

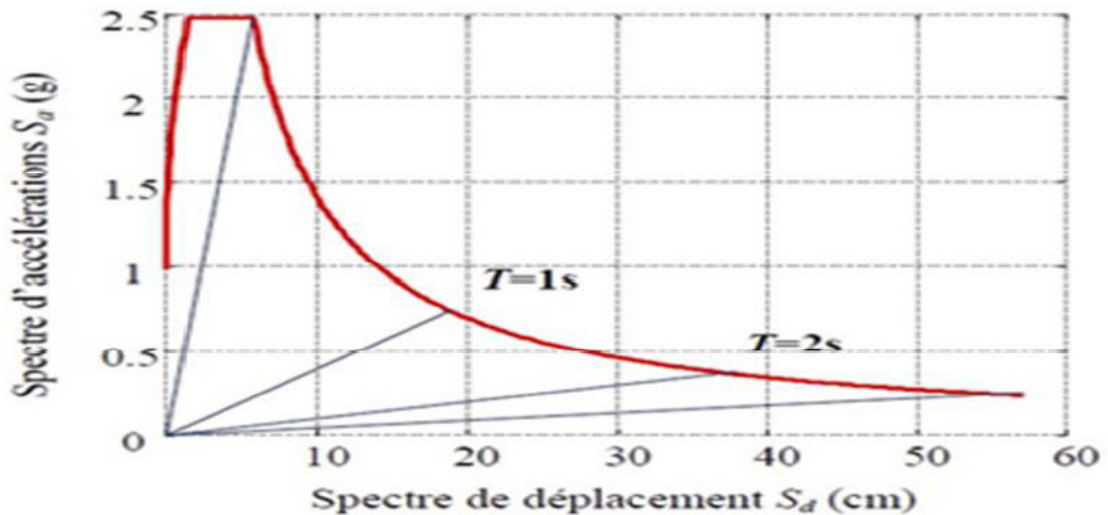


Figure 4.5 : Spectre de réponse élastique en format accélérations-déplacements (Belkheir 2012).

3. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité

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 du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité du déplacement maximal

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est trace a partir de l'origine avec une pente correspondant a la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Ensuite, Le deuxième segment est trace en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) a un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 (Figure 4.6).

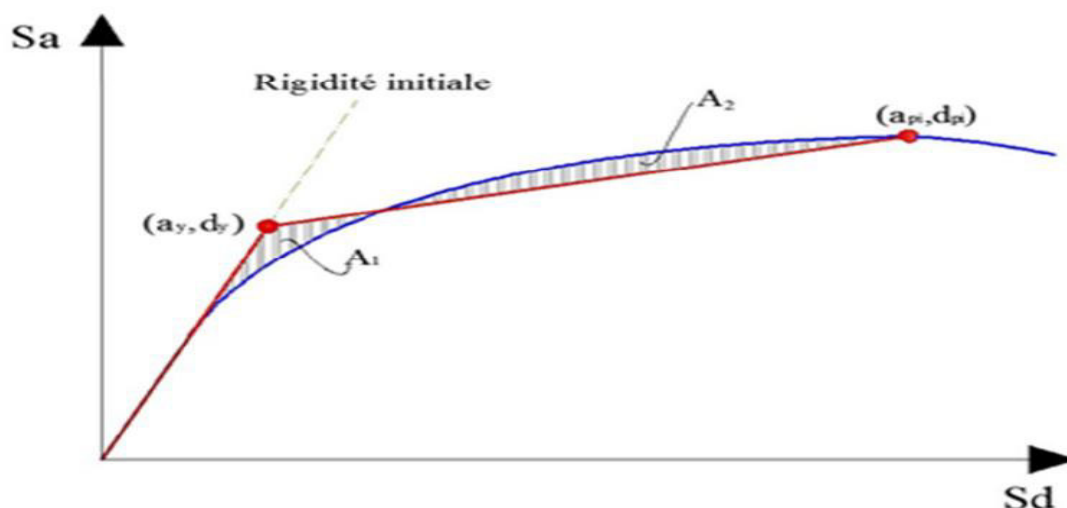


Figure 4.6 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité (Belkheir 2012).

En d'autres termes, cette méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement (β_{eff}) est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ($\beta_{eff} = 5\%$), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux.

L'intersection de ces deux courbes représente le **point de performance**, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Figure 4.7).

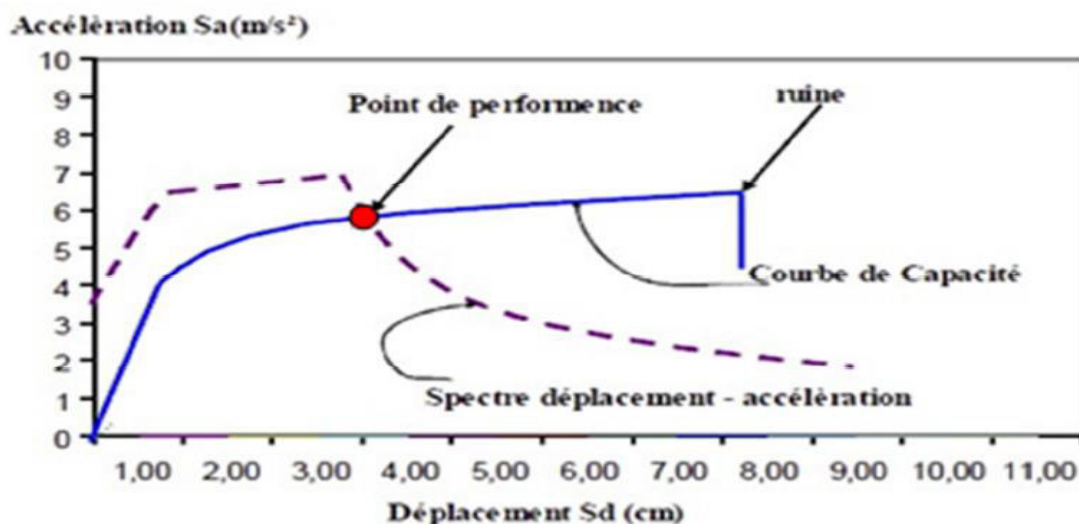


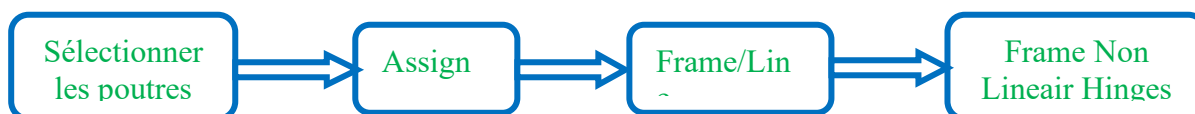
Figure 4.7 : Différents éléments de la méthode capacité spectrale (ATC40), (Ykhlef et Ghezli 2016).

4.2.5. Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

La structure étudiée est une structure auto-stable. En effet, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Des rotules de type moment (M2 et M3), peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM). Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

- **Poteaux** : rotules de flexion (de type P-M2-M3).
- **Poutres** : rotules de flexion (de type M3).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains ATC40 1996 et FEMA 273 1997. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force- déformation. Les rotules de flexion "Default M3" sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :



Dans la fenêtre qui apparaît (Figure 4.8), pour chaque type de rotule on choisit "**Hinge Property**", et on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs (0,2) et (0,8) qui correspondent respectivement aux nœuds origines et extrémités de chaque poutre.

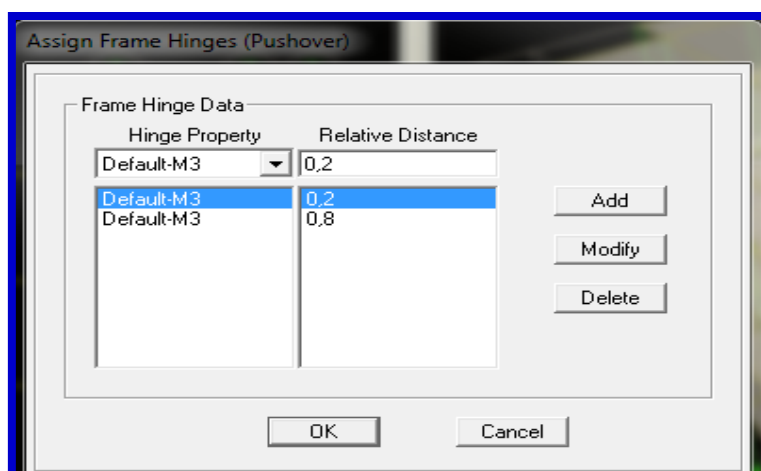
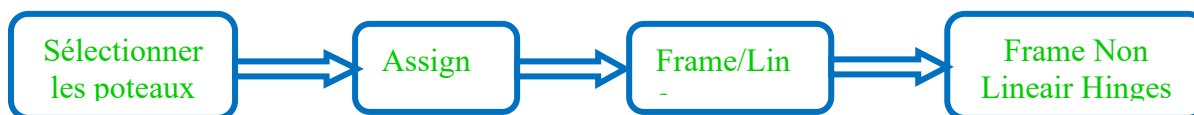


Figure 4.8 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type "Default PMM" qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment).



Dans la fenêtre qui apparaît (Figure 4.9), pour chaque de type de rotule choisie ‘‘Hinge Property’’, on introduit dans la case ‘‘Relative Distance’’ les valeurs des rapports (0,2) et (0,8) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

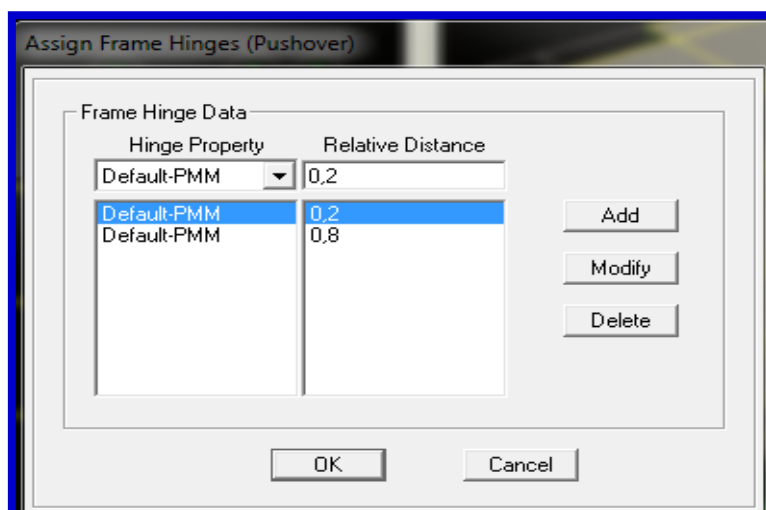


Figure 4.9 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.

4.2.6. Calcul du chargement d’analyse Push-over

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir en compte de l’influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur F_t ne dépassera pas en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes. La partie restante de V soit $(V-F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Avec,

V : La force sismique totale ;

W_i : Le poids propre de l’étage considéré ;

h_i : La hauteur d’étage.

La distribution de la force sismique selon les étages est donnée dans le tableau suivant :

a) cas des structure R+2

Tableau 4.1: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière VAR 1

Etage	W_i (KN)	h_i (M)	$W_i h_i$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_t	V_{RPA}	$F_{ix}=F_{iy}$ (KN)
3	2297.6	9.18	21092.05	0.47	$F_t = 0$ Quand $T \leq 0,7$ $T=0,40s$	973.62	457.60
2	2553.2	6.12	15625.89	0.35		973.62	340.76
1	2553.2	3.06	7812.94	0.18		973.62	175.25
			Σ 44530.8				

Tableau 4.2: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 2

Etage	W_i (KN)	h_i (M)	$W_i h_i$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_t	V_{YRPA}	F_{ix} (KN))
3	2297.6	9.18	21092.05	0.47	$F_t = 0$ Quand $T \leq 0,7$ $T=0,40s$	2443.36	1148.37
2	2553.2	6.12	15625.89	0.35		2443.36	855.17
1	2553.2	3.06	7812.94	0.18		2443.36	439.80
			Σ 44530.8				

Etage	W_i (KN)	h_i (M)	$W_i h_i$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_t	V_{YRPA}	F_{iy} (KN))
3	2297.6	9.18	21092.05	0.47	$F_t = 0$ Quand $T \leq 0,7$ $T=0,40s$	977.34	459.35
2	2553.2	6.12	15625.89	0.35		977.34	342.06
1	2553.2	3.06	7812.94	0.18		977.34	175.92
			Σ 44530.8				

Tableau 4.3: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 3

Etage	W_i (KN)	h_i (M)	$W_i h_i$	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_t	V_{RPA}	F_{ix} (KN)
3	2297.6	10.62	24400.7	0.44	$F_t = 0$ Quand $T \leq 0,7$ $T=0,40s$	2468.7	1160.3
2	2553.3	7.56	19302.6	0.35		2468.7	864.0
1	2607.2	4.5	11732.5	0.21		2468.7	444.3
			Σ 55435.8				

b) cas des structure R+5

Tableau 4.4: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière VAR 4

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{RPA}	F _{Iy} =F _{IY} (kN)
6	2297.6	18.36	42183.93	0.26	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	1735.36	451.19
5	2553.2	15.3	39063.96	0.25		1735.36	433.84
4	2553.2	12.24	31251.16	0.20		1735.36	347.07
3	2553.2	9.18	23438.37	0.15		1735.36	260.30
2	2553.2	6.12	15625.58	0.10		1735.36	173.54
1	2553.2	3.06	7812.79	0.05		1735.36	86.77
			Σ159375.8				

Tableau 4.5: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 5

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{XRPA}	F _{Ix} (kN)
6	2297.6	18.36	42183.9	0.26	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	4338.40	1127.98
5	2553.2	15.3	39063.9	0.25		4338.40	1084.6
4	2553.2	12.24	31251.1	0.20		4338.40	867.68
3	2553.2	9.18	23438.3	0.15		4338.40	650.76
2	2553.2	6.12	15625.5	0.10		4338.40	433.84
1	2553.2	3.06	7812.7	0.05		4338.40	216.92
			Σ159375.8				

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{YRPA}	F _{Iy} (kN)
6	2297.6	18.36	42183.9	0.26	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	1735.36	451.19
5	2553.2	15.3	39063.9	0.25		1735.36	433.84
4	2553.2	12.24	31251.1	0.20		1735.36	347.07
3	2553.2	9.18	23438.3	0.15		1735.36	260.30
2	2553.2	6.12	15625.5	0.10		1735.36	173.54
1	2553.2	3.06	7812.7	0.05		1735.36	86.77
			Σ159375.8				

Tableau 4.6: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 6

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{RPA}	F _{ix} =F _{Iy} (kN)
6	2297.6	18.36	42183.9	0.26	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	4353.96	1132.03
5	2553.2	15.3	39063.9	0.24		4353.96	1088.49
4	2553.2	12.24	31251.1	0.20		4353.96	870.79
3	2553.2	9.18	23438.3	0.15		4353.96	653.09
2	2553.2	6.12	15625.5	0.10		4353.96	435.39
1	2607.2	3.06	7978.0	0.05		4353.96	217.7
			Σ159541.0				

C) cas des structure R+8

Tableau 4.7: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure régulière VAR 7

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{RPA}	F _{ix} =F _{iy} (kN)
9	2297.61	27.54	63276.17	0.18	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	1990.60	358.3
8	2553.25	24.48	62503.56	0.18		1990.60	358.3
7	2553.2	21.42	54689.54	0.16		1990.60	318.49
6	2553.2	18.36	46876.75	0.14		1990.60	278.68
5	2553.2	15.3	39063.96	0.11		1990.60	218.96
4	2553.2	12.24	31251.16	0.09		1990.60	179.15
3	2553.2	9.18	23438.37	0.07		1990.60	139.34
2	2553.2	6.12	15625.58	0.05		1990.60	99.53
1	2553.2	3.06	7812.79	0.02		1990.60	39.81
			Σ344537.9				

Tableau 4.8: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 8

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{XRPA}	F _{ix} (kN)
9	2297.61	27.54	63276.17	0.18	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	4976.50	895.77
8	2553.25	24.48	62503.56	0.18		4976.50	896.77
7	2553.2	21.42	54689.54	0.16		4976.50	796.24
6	2553.2	18.36	46876.75	0.14		4976.50	696.71
5	2553.2	15.3	39063.96	0.11		4976.50	547.42
W4	2553.2	12.24	31251.16	0.09		4976.50	447.89
3	2553.2	9.18	23438.37	0.07		4976.50	448.36
2	2553.2	6.12	15625.58	0.05		4976.50	248.83
1	2553.2	3.06	7812.79	0.02		4976.50	99.53
			Σ344537.9				

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{YRPA}	F _{iy} (kN)
9	2297.61	27.54	63276.17	0.18	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	1990.60	358.3
8	2553.25	24.48	62503.56	0.18		1990.60	358.3
7	2553.2	21.42	54689.54	0.16		1990.60	318.49
6	2553.2	18.36	46876.75	0.14		1990.60	278.68
5	2553.2	15.3	39063.96	0.11		1990.60	218.96
4	2553.2	12.24	31251.16	0.09		1990.60	179.15
3	2553.2	9.18	23438.37	0.07		1990.60	139.34
2	2553.2	6.12	15625.58	0.05		1990.60	99.53
1	2553.2	3.06	7812.79	0.02		1990.60	39.81
			Σ344537.9				

Tableau 4.9: Distribution des charges latérales utilisées pour la structure a RDC souple VAR 9

Etage	W _i (KN)	h _i (M)	W _i h _i	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F _t	V _{RPA}	F _{ix} =F _{iy} (kN)
9	2297.61	27.54	63276.17	0.18	F _t = 0 Quand T ≤ 0,7 T=0,40s	4988.3	897.89
8	2553.25	24.48	62503.56	0.18		4988.3	897.89
7	2553.2	21.42	54689.54	0.16		4988.3	798.13
6	2553.2	18.36	46876.75	0.14		4988.3	698.36
5	2553.2	15.3	39063.96	0.11		4988.3	548.71
4	2553.2	12.24	31251.16	0.09		4988.3	448.95
3	2553.2	9.18	23438.37	0.07		4988.3	349.18
2	2553.2	6.12	15625.58	0.05		4988.3	249.41
1	2607.2	3.06	7978.03	0.02		4988.3	99.76
			Σ344703.1				

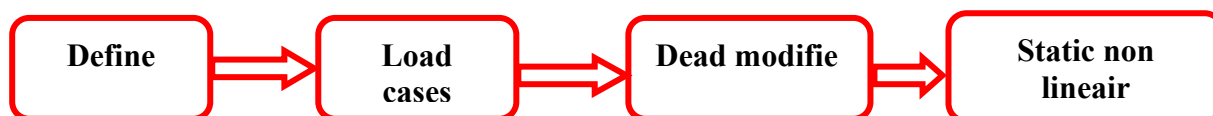
4.2.7. Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over)

Après avoir défini le comportement non linéaire (introduction des rotules plastique) des éléments de la structure (poteaux et poutres), on passe à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push-over.

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Cette procédure consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire (voir la figure 4.10), pour cela on adopte les étapes suivantes :



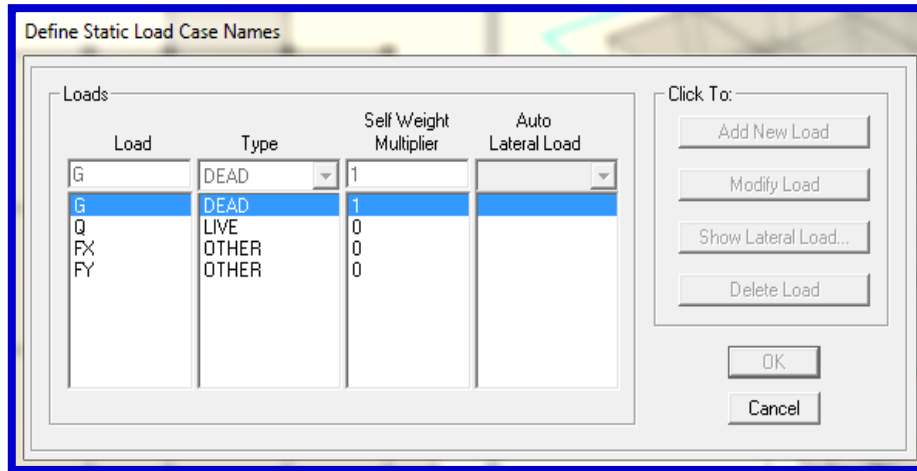


Figure 4.10 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires verticale.

b. Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à définir l'analyse push-over sous charges horizontales (voir la figure 4.11). Pour cela on clique sur :

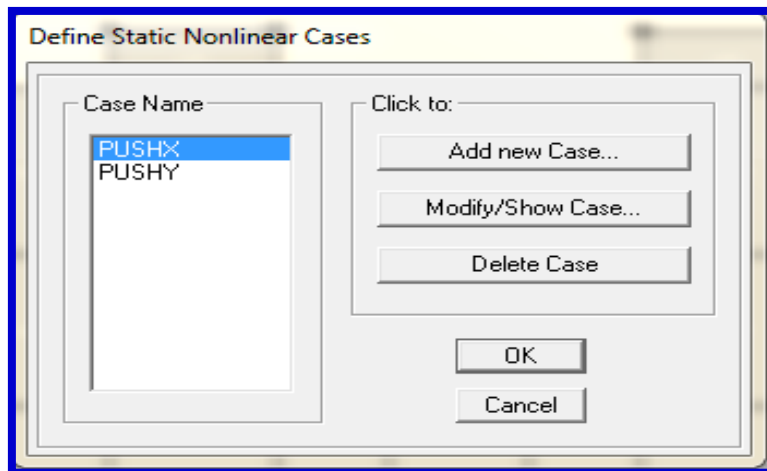
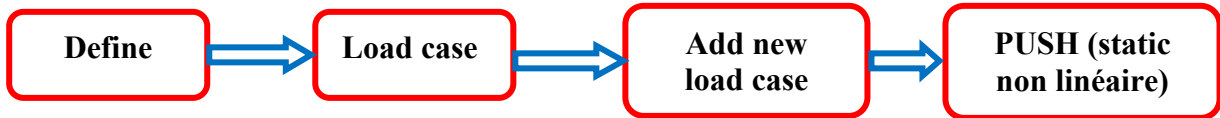


Figure 4.11 : Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales.

4.2.8. Résultats de l'analyse push-over

Après avoir exécuté l'analyse push-over en cliquant sur Run Static Non Linear Analysis, nous avons obtenu les résultats suivants :

a. Détermination de la courbe de capacité

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comporte en abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.

Pour visualiser la courbe de capacité (effort tranchant-déplacement), on clique sur :



Dans la fenêtre qui apparait (Figure 4.12), on choisit le type de chargement push-over défini précédemment dans la case "Static Non linear Case".

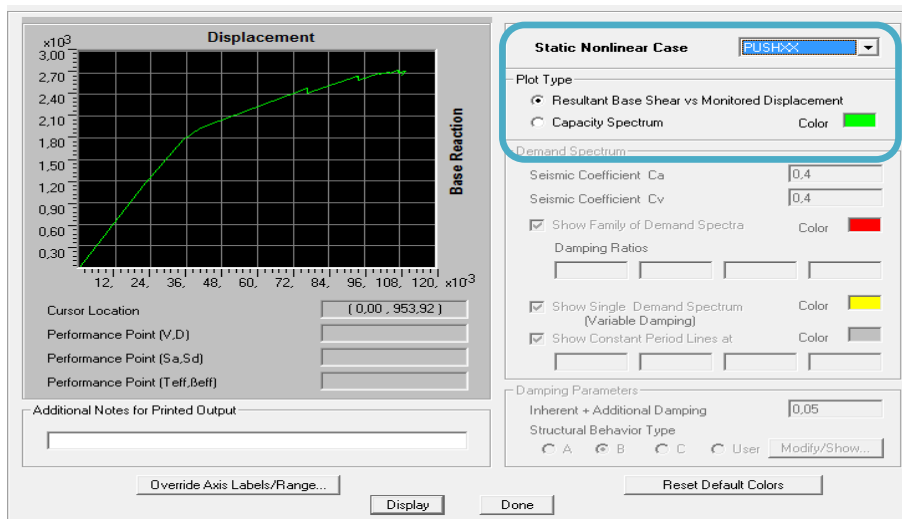


Figure 4.12 : Détermination de la courbe de capacité.

b. Détermination des coefficients sismiques C_a et C_v .

Pour la méthode de spectre de capacité "ATC40" qui est basée sur les déplacements et l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement–accélération, format (A- D). Il est à noter que ces types de spectres propres aux différents types de sol n'existent pas dans les règles parasismiques algériennes RPA 99/v2003. En effet, La méthode d'établissement du spectre format (A-D) nécessite à l'introduire des coefficients à savoir, le coefficient sismique d'accélération (C_a) ainsi que le coefficient sismique de vitesse (C_v). Ces derniers permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique.

Notre bâtiment étudié est implanté dans une zone IIa selon le règlement RPA 99/v 2003, avec un coefficient d'accélération $A= Z = 0,15$. Les valeurs des coefficients C_a et C_v sont déterminés à partir du tableau 4.9. En conséquence, les valeurs de ces coefficients sont les suivantes : $C_a= 0,18$ et $C_v= 0,25$.

Tableau 4.10 : Coefficients sismiques Ca et Cv.

Coefficient sismique Ca selon l'UBC 1997							Classification des sols selon le RPA 99/v 2003
Soil type	Vs (m/s)	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4	
Sa(hard rock)	>1,500/	0.06	0.12	0.13	0.16	0.24	/
Sb(rock)	760-1,500	0.08	0.15	0.17	0.20	0.30	S1(sol rocheux)
SC(very dense soil)	360-760	0.09	0.18	0.20	0.24	0.33	S2(sol ferme)
Sd(stiffsoil)	<180	0.19	0.30	0.32	0.34	0.36	S3(sol meuble)
Se (soft soil)	180-360	0.12	0.22	0.26	0.28	0.36	S4 (sol très meuble)
Coefficient sismique Cv selon l'UBC 1997							Classification des sols selon le RPA 99/V2003
Soil type	Vs (m/s)	Z=0.075	Z=0.15	Z=0.2	Z=0.3	Z=0.4	
Sa(hard rock)	>1,500	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32nv	/
Sb(rock)	760-1,500	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40nv	S1(sol rocheux)
SC(very dense soil)	360-760	0.09	0.25	0.32	0.45	0.56nv	S2(sol ferme)
Sd(stiffsoil)	180-360	0.12	0.32	0.40	0.54	0.64nv	S3(sol meuble)
Se (soft soil)	<180	0.19	0.50	0.64	0.84	0.56nv	S4(sol très meuble)

c. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes, une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse.

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentants différents coefficients d'amortissement visqueux.

Pour visualiser le point de performance, on clique sur :



La fenêtre qui apparaît (Figure 4.13) représente la courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure proposée.

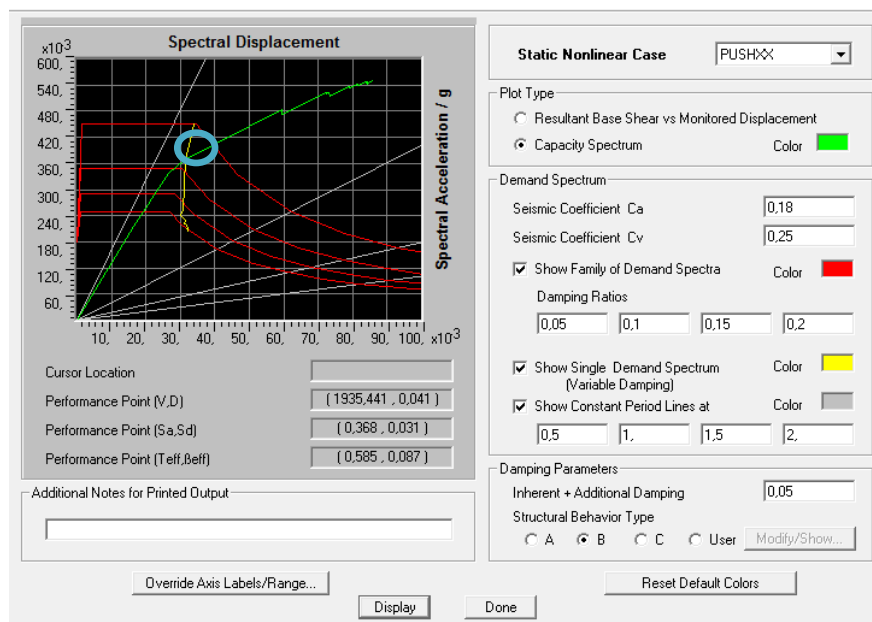


Figure 4.13 : Courbe de capacité et de demande format (A-D) de la structure proposée.

4.3. ANALYSE DES RESULTATS

4.3.1. Effet de l'étage souple sur la capacité portante

Les figures (4.14) à (4.16) schématisent la comparaison des courbes de capacités (effort tranchant à la base-déplacement au sommet) correspondantes aux différents cas d'irrégularité en étage souple considérés pour trois structures auto stable en béton armé de hauteur faible et moyenne ; R+2, R+5 et R+8, pour les deux directions principales X et Y.

L'évaluation de la figure (4.14) montre que la structure R+2 à RDC souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie (VAR 2) enregistre une valeur de capacité portante inférieure 4 fois à celle enregistrée pour le cas de la structure R+2 régulière (VAR 1).

De même, la structure R+2 à RDC souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie (VAR 3) donne une valeur de capacité portante inférieure 6 fois à celle enregistrée pour le cas de la structure R+2 régulières (VAR1). Ce résultat est constaté pour les deux directions sismiques X et Y.

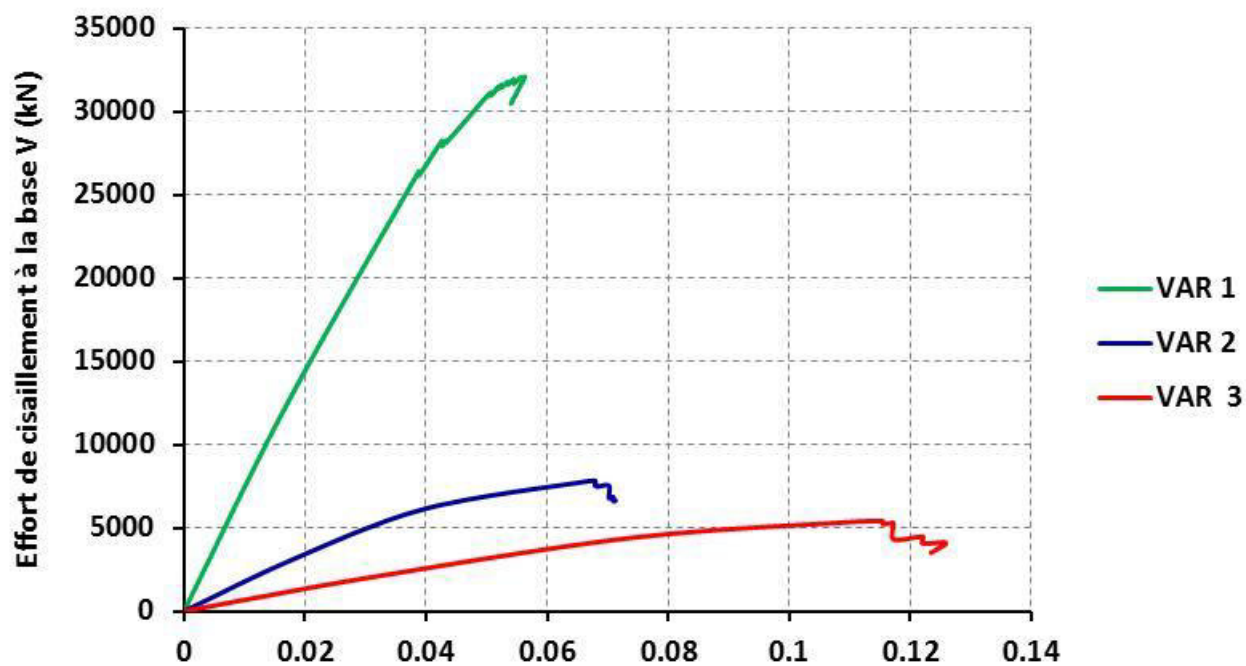
Dans la même figure et suivant les deux directions sismiques X et Y, on indique que l'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC (cas de RDC souple) d'une structure autostable (R+2) en béton armé s'accompagne à la fois par une augmentation de l'ordre de 20% du déplacement au sommet par rapport à la structure (R+2) régulière.

Par contre, l'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC avec une hauteur de RDC élevée (cas de RDC souple en raison de double effet) d'une structure autostable (R+2) en béton armé conduit à une augmentation considérable du déplacement au sommet. Cette augmentation est de l'ordre de plus de 50%.

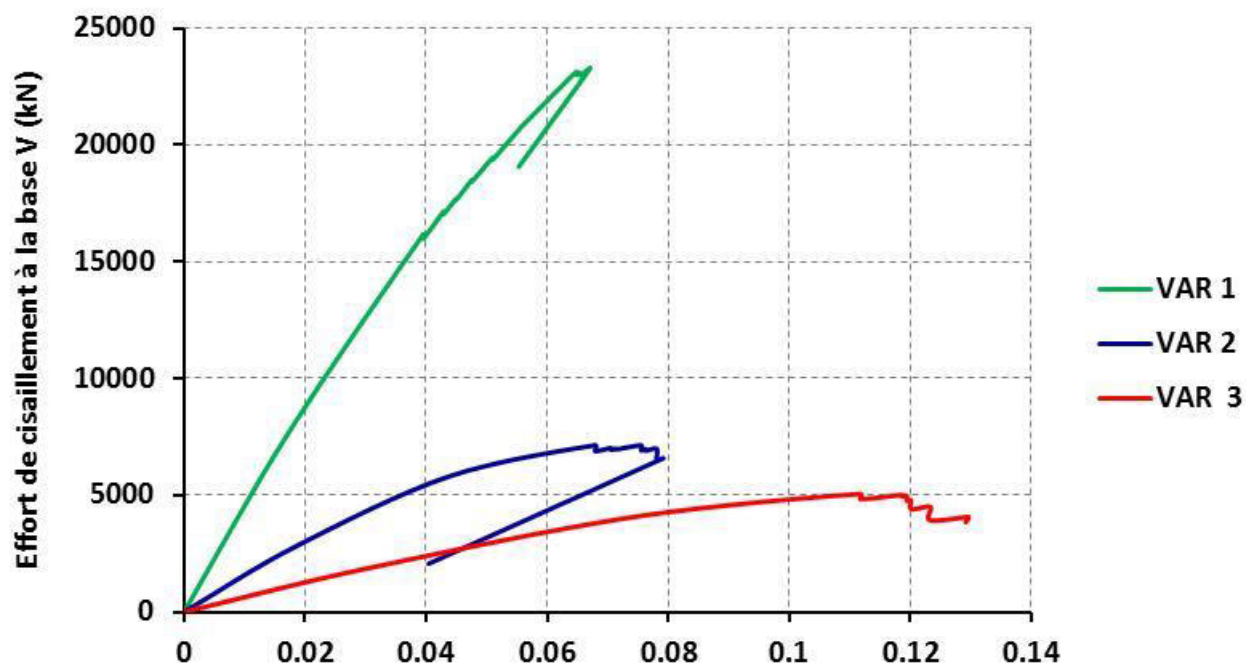
Pour les autres variantes des structures de moyenne hauteur R+5 ainsi R+8 (figures 4.15 et 4.16). Les mêmes résultats sont enregistrés pour la capacité portante. Néanmoins, cet effet n'est pas assez important sur le déplacement au sommet.

En conséquence, la capacité portante des structures régulières diminue considérablement avec la présence des RDC souple. Particulièrement, en cas de RDC souple en raison de la hauteur des RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie.

Tandis que, le seul avantage qu'on peut voir pour la présence de RDC souple dans une structure autostable de faible hauteur en béton armé c'est qu'elle possède une bonne ductilité (le palier de plasticité peut atteindre jusqu'à 12 cm). Aucune ou influence faible de cet effet sur la ductilité pour le cas des structures de moyennes hauteurs.

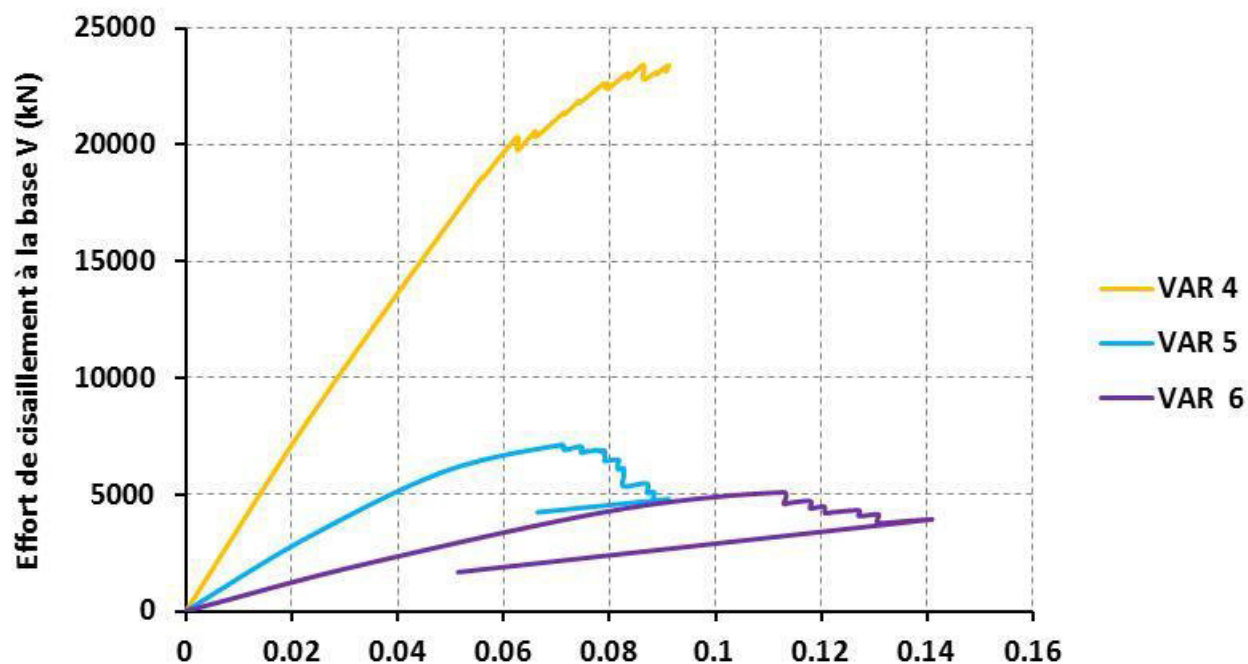


(a) Sens X

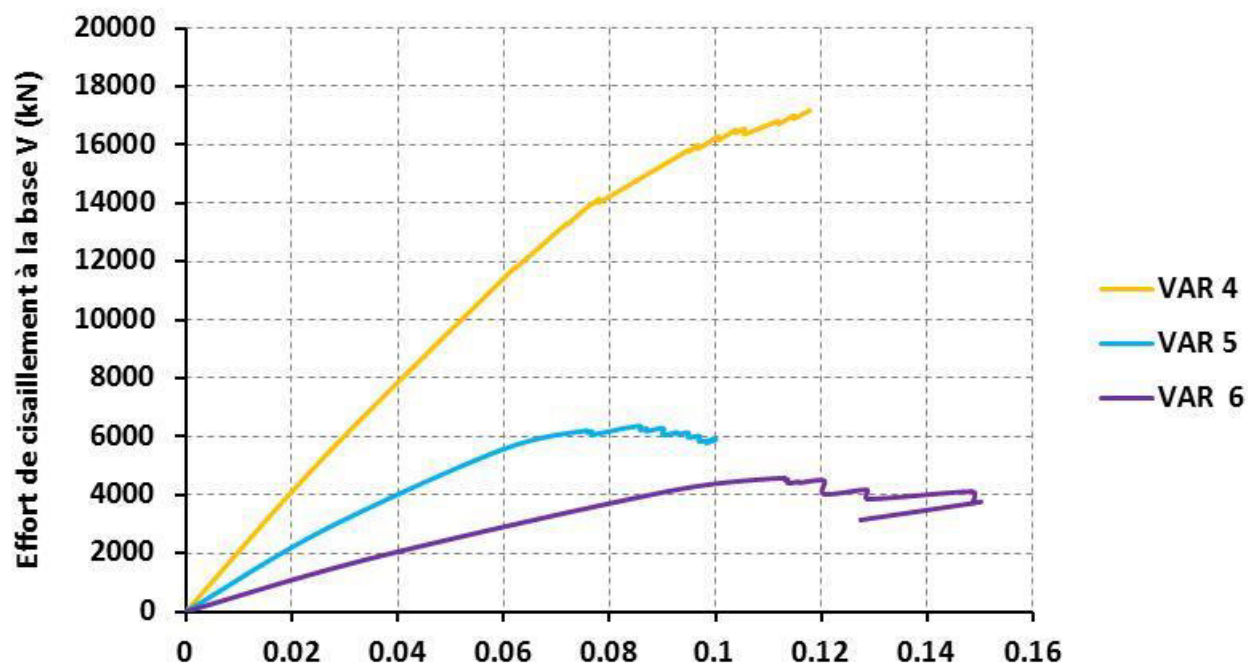


(a) Sens Y

Figure 4.14 : Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement-déplacement) des différentes variantes de la structure R+2 suivant les deux directions sismiques.

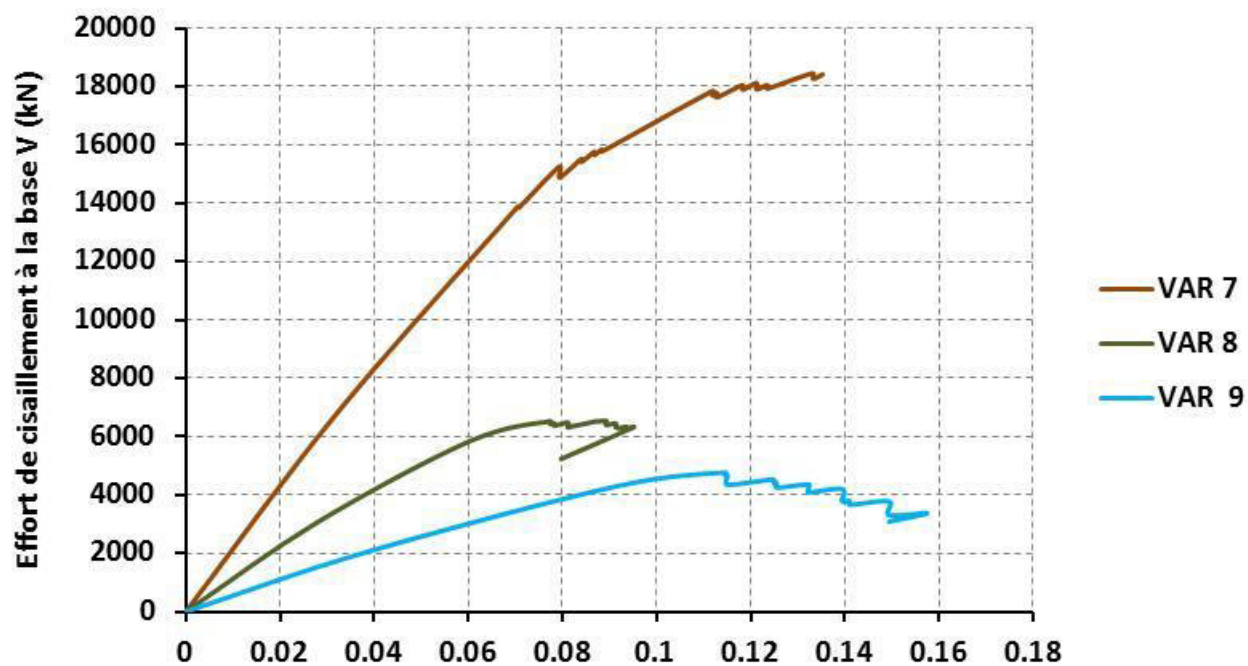


(a) Sens X

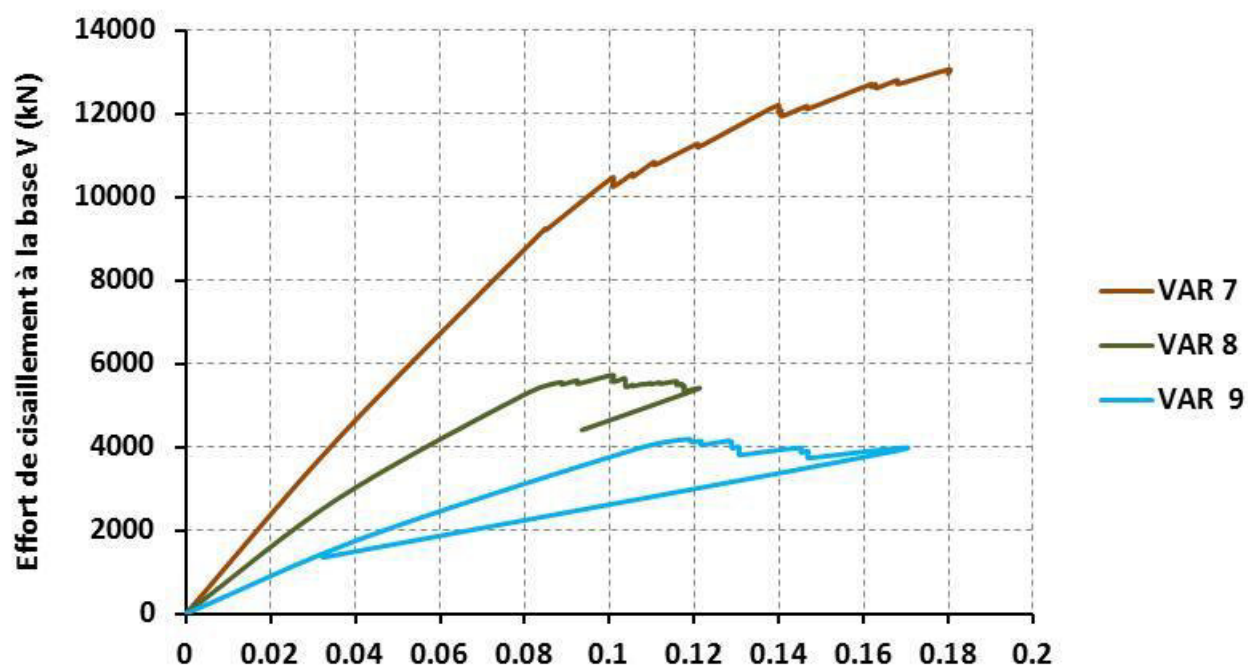


(a) Sens Y

Figure 4.15 : Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement-déplacement) des différentes variantes de la structure R+5 suivant les deux directions sismiques



(a) Sens X



(a) Sens Y

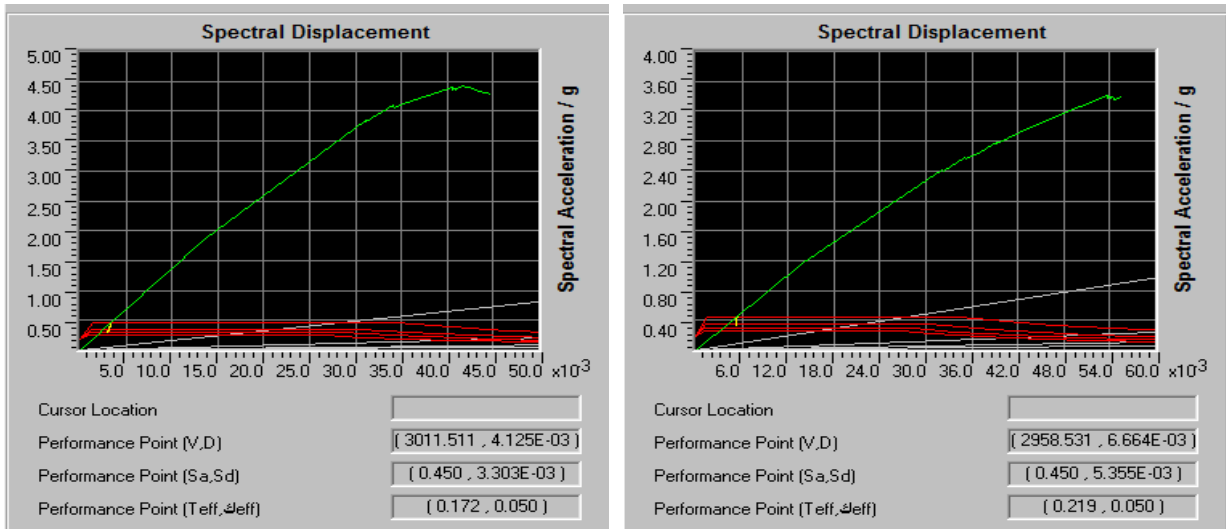
Figure 4.16 : Comparaison des courbes de capacité (effort de cisaillement-déplacement) des différentes variantes de la structure R+8 suivant les deux directions sismiques

4.3.2. Effet de l'étage souple sur la performance des structures autostables

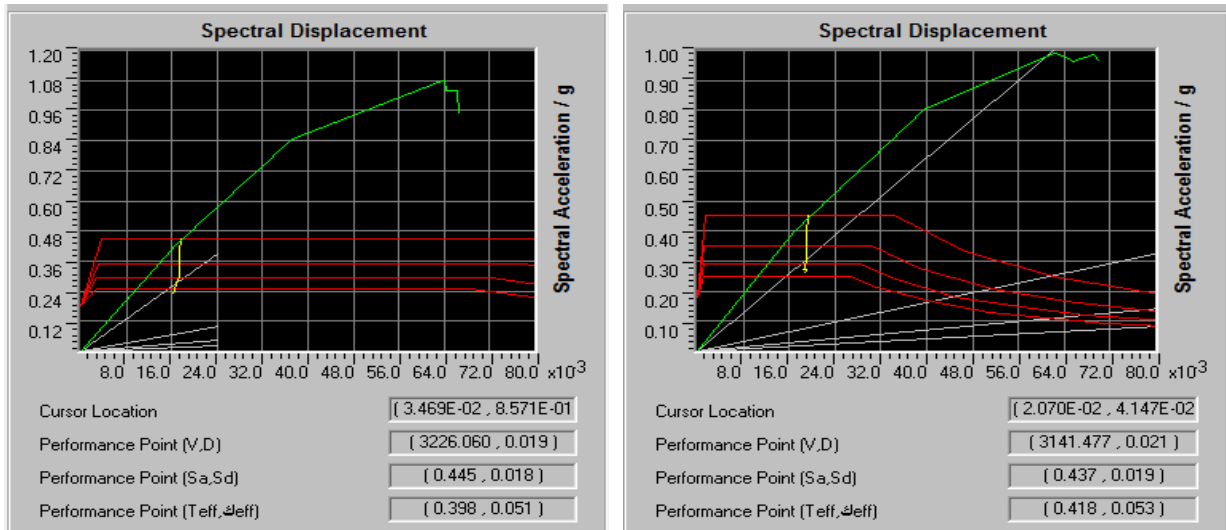
Les figures (4.17) à (4.19) illustrent la comparaison de la performance des différents cas d'irrégularité en étage souple considérés pour trois structures auto stable en béton armé de hauteur faible et moyenne ; R+2, R+5 et R+8, pour les deux directions principales X et Y. D'après l'analyse de ces figures, on remarque que pour toutes les structures avec RDC souple, le croisement de la courbe de capacité avec la demande sismique se trouve pratiquement dans un état avancé (au début du domaine plastique) selon les deux sens.

Néanmoins, pour les structures régulières le croisement de la courbe de capacité avec la demande sismique se fait au domaine élastique. En conséquence, elles restent toujours plus performantes par rapport aux autres structures irrégulières étudiées.

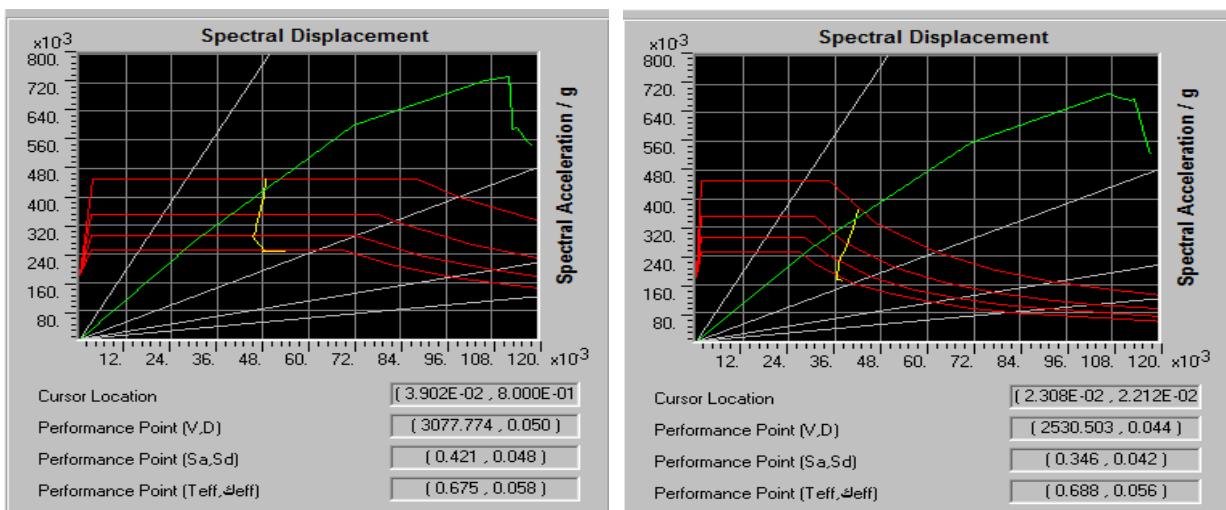
A titre de comparaison de la performance des différents cas de structures étudiées, ces figures indiquent que la présence d'un étage souple dans les structures en portiques, affecte considérablement leur performance. Cet effet est plus désavantageux pour les structures de moyenne hauteur que pour les structures de faible hauteur.



(a) VAR 1



(b) Var 2



(c) VAR 3

Figure 4.17 : Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+2 suivant les deux directions sismiques.

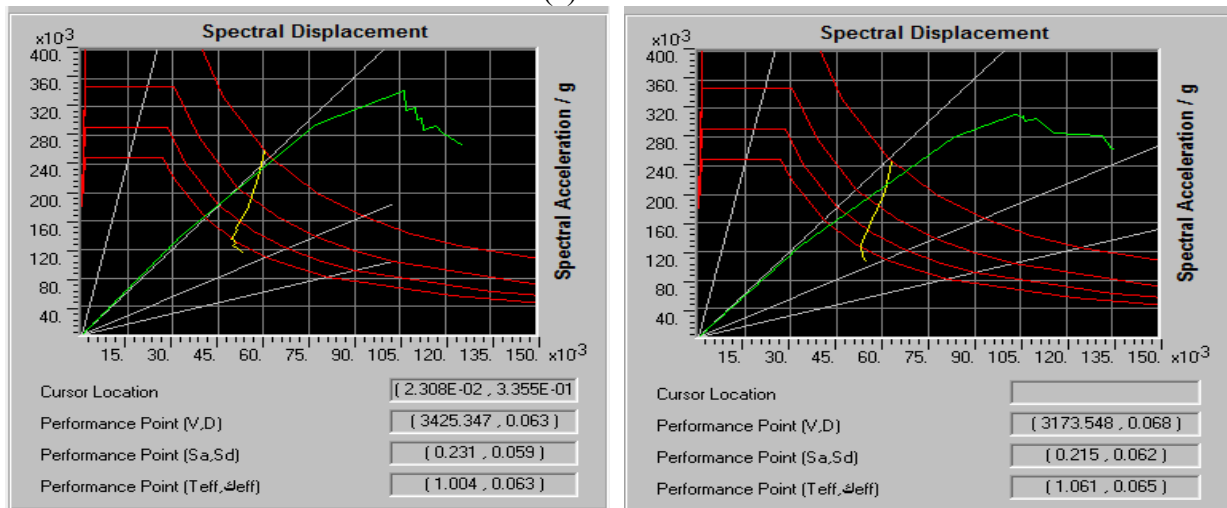
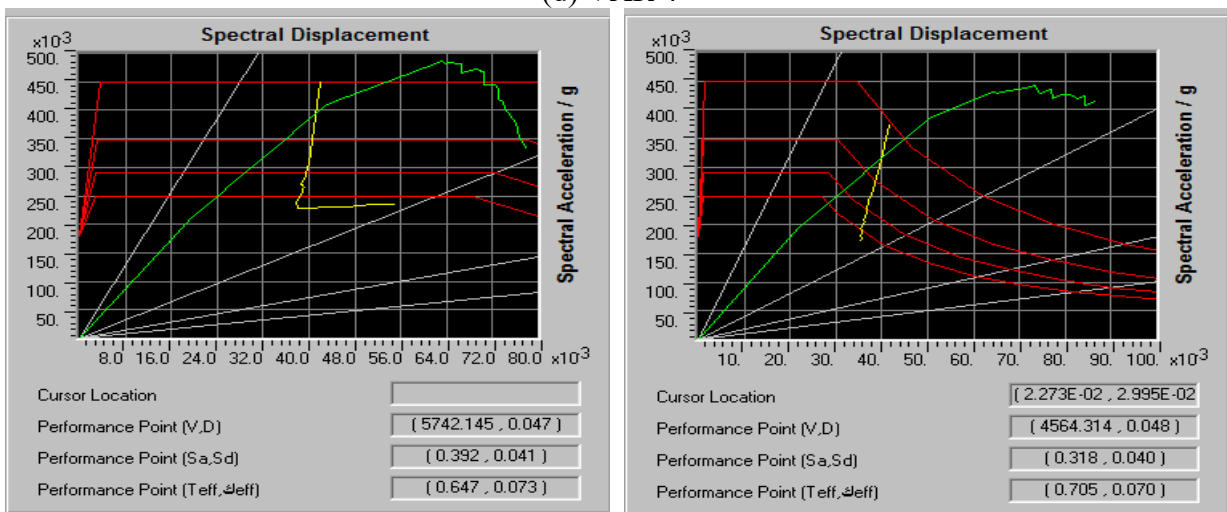
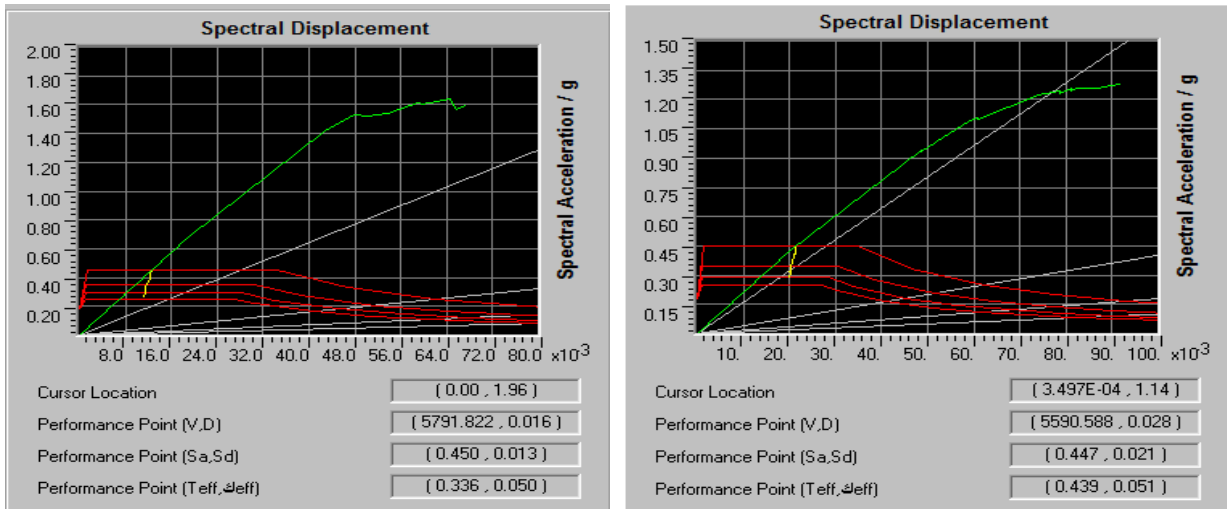
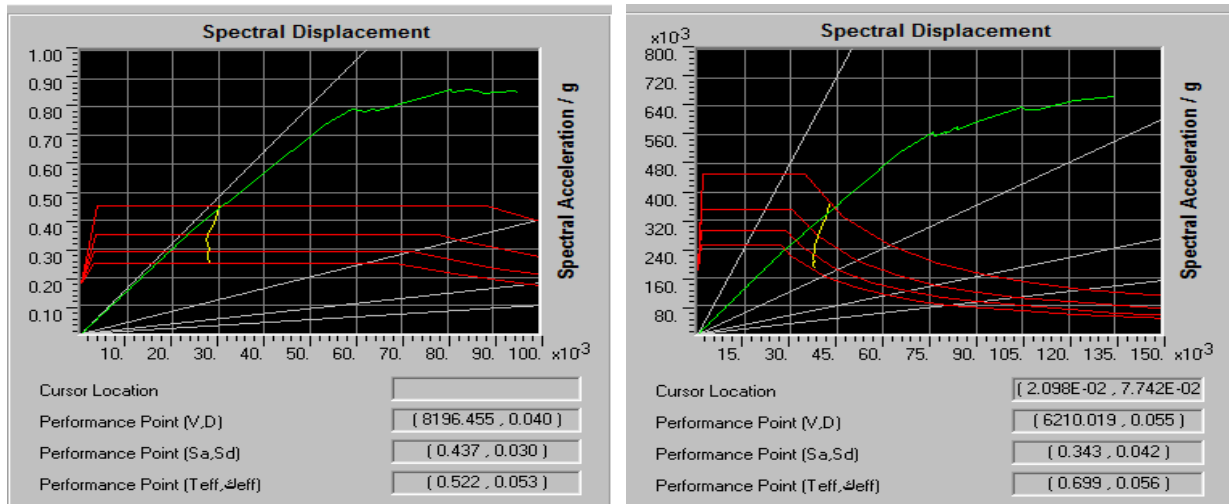
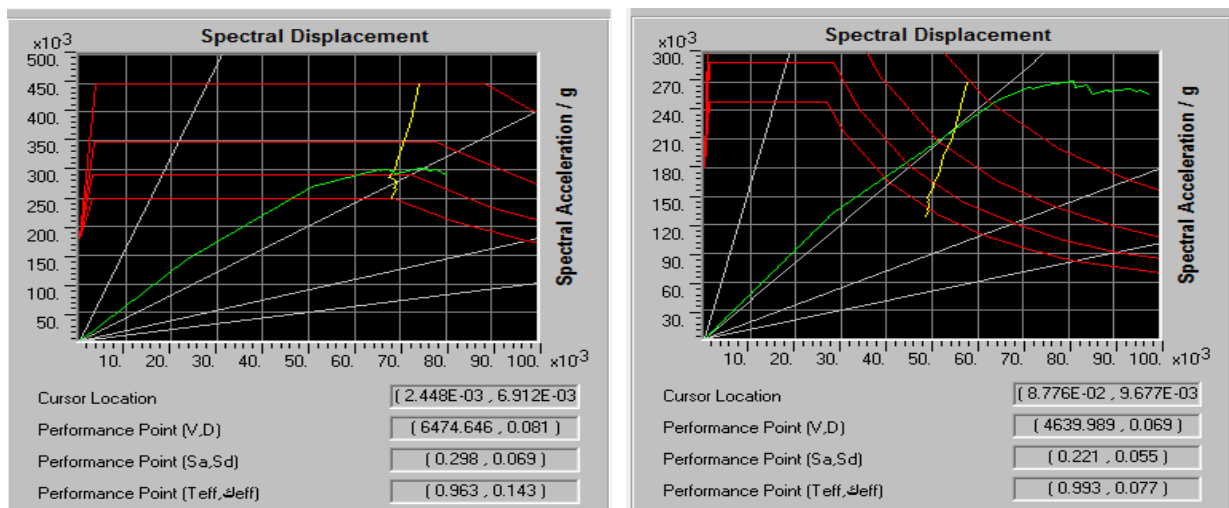


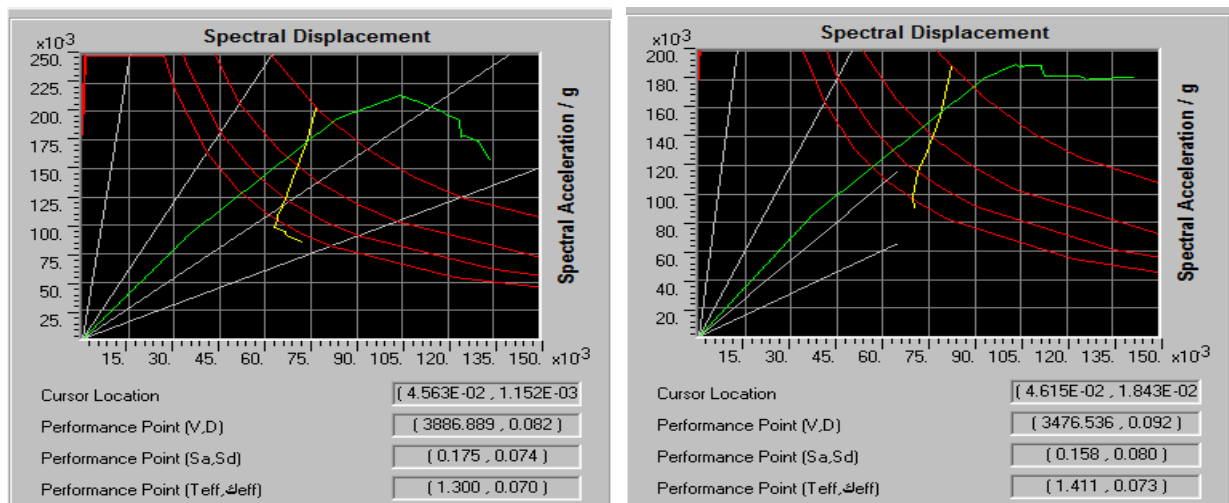
Figure 4.18 : Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+5 suivant les deux directions sismiques.



(g) VAR 7



(h) VAR 8



(i) VAR 9

Figure 4.19 : Comparaison de la performance des différentes variantes de la structure R+8 suivant les deux directions sismiques.

4.4. CONCLUSION

A travers de l'analyse de la performance des différents cas de structures auto stables en béton armé régulières et avec RDC souples en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie ou de hauteur élevée de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie identifiées dans le chapitre précédent, on peut noter les conclusions partielles suivantes :

- La structure de faible hauteur à RDC souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie enregistre une valeur de capacité portante inférieure 4 fois à celle enregistrée pour le cas de la structure régulière.
- La structure de faible hauteur à RDC souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie donne une valeur de capacité portante inférieure 6 fois à celle enregistrée pour le cas de la même structure régulière.
- L'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC (cas de RDC souple) d'une structure auto-stable en béton armé de faible hauteur s'accompagne à la fois par une augmentation de l'ordre de 20% du déplacement au sommet par rapport à la structure régulière.
- L'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC avec une hauteur de RDC élevée (cas de RDC souple en raison de double effet) d'une structure auto-stable en béton armé de faible hauteur conduit à une augmentation considérable du déplacement au sommet. Cette augmentation est de l'ordre de plus de 50%.
- Pour des structures de moyennes hauteurs, Les mêmes résultats sont enregistrés pour la capacité portante. Néanmoins, cet effet n'est pas assez important sur la ductilité.
- La capacité portante des structures régulières diminue considérablement avec la présence des RDC souple. Particulièrement, en cas de RDC souple en raison de la hauteur des RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie. Tandis que, le seul avantage qu'on peut voir pour la présence de RDC souple dans une structure auto-stable en béton armé de faible hauteur c'est qu'elle possède une bonne ductilité (le palier de plasticité peut atteindre jusqu'à 12 cm). Cependant, Aucune influence ou influence faible de cet effet sur la ductilité pour le cas des structures de moyennes hauteurs.
- La présence d'un RDC souple dans les structures en portiques, affect considérablement leur performance. Cet effet est plus désavantageux pour les structures de moyenne hauteur que pour les structures de faible hauteur.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le contenu de ce mémoire s'inscrit dans le cadre de l'analyse du comportement sismique linéaire et non linéaire des structures auto-stables béton armé. À la lumière d'une recherche bibliographique, nous avons constaté dans le premier chapitre que les structures en portiques sont plus vulnérables vis-à-vis aux efforts latéraux. Ce comportement est lié simultanément dans certains cas à l'insuffisance de la performance. Parmi les causes, on peut citer l'irrégularité d'étage souple. A cet effet, nous avons étudié l'effet de ce paramètre sur le comportement global des structures en portiques en béton armé de faible et moyenne hauteur implantées dans une zone III, en tenant compte l'effet de RDC souple en raison de l'absence des murs de remplissage en maçonnerie ainsi en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie (double effet). Pour se faire, nous avons appliqué la méthode d'analyse modale pour la première étude ensuite une analyse push-over pour la deuxième étude, en utilisant le logiciel ETABS V9. Enfin, nous avons fait une étude comparative des résultats obtenus pour chaque étude.

Une première étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- La modification de la configuration structurale, en particulier création de l'étage souple, par l'absence de murs de remplissage en maçonnerie et /ou leur hauteur accrue, pourrait avoir une diminution de la rigidité, par conséquent une augmentation considérable de la période fondamentale dans des bâtiments de faible et de moyenne hauteur, de 3, 6 et 9 niveaux, respectivement ;
- Pour le cas bâtiment en portiques de faibles hauteurs, l'absence des murs de remplissage dans le RDC augmente 8 et 2 fois le déplacement maximal de la structure régulière suivant les directions X et Y, respectivement. Tandis que, l'augmentation de hauteur de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie augmente 15 et 10 fois le déplacement maximal de la structure régulière, suivant les directions X et Y, respectivement ;
- Pour le cas bâtiment en portiques de moyennes hauteurs, l'absence des murs de remplissage dans le RDC augmente 4 et 1.3 fois le déplacement maximal de la structure régulière suivant les directions X et Y, respectivement. Par contre, l'augmentation de hauteur de RDC avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie augmente 7 et 5 fois le déplacement maximal de la structure régulière, suivant les directions X et Y, respectivement ;
- L'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet néfaste comparativement à ce de de

l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie sur le déplacement aux niveaux des structures en portiques en béton armé ;

- L'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage au niveau de RDC augmente plus de 2 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant la direction X. Par contre, aucune influence de ce paramètre a été constaté suivant la direction Y. Néanmoins, l'effet de l'étage souple en raison de l'absence des murs de remplissage avec de hauteur de RDC élevée au niveau de RDC augmente 1.8 fois l'effort de cisaillement à la base, suivant les deux directions sismiques X et Y ;
- L'effet de l'étage souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie a un effet considérable sur l'effort de cisaillement aux niveaux des structures en portiques en béton armé comparativement à ce de de l'étage souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie.

Une deuxième étude nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- La structure de faible hauteur à RDC souple en raison de l'absence de murs de remplissage en maçonnerie enregistre une valeur de capacité portante inférieure 4 fois à celle enregistrée pour le cas de la structure régulière.
- La structure de faible hauteur à RDC souple en raison de la hauteur de RDC élevée avec l'absence de murs de remplissage en maçonnerie donne une valeur de capacité portante inférieure 6 fois à celle enregistrée pour le cas de la même structure régulière.
- L'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC (cas de RDC souple) d'une structure autostable en béton armé de faible hauteur s'accompagne à la fois par une augmentation de l'ordre de 20% du déplacement au sommet par rapport à la structure régulière.
- L'absence des murs de remplissage en maçonnerie dans le RDC avec une hauteur de RDC élevée (cas de RDC souple en raison de double effet) d'une structure autostable en béton armé de faible hauteur conduit à une augmentation considérable du déplacement au sommet. Cette augmentation est de l'ordre de plus de 50%.
- Pour des structures de moyennes hauteurs, Les mêmes résultats sont enregistrés pour la capacité portante. Néanmoins, cet effet n'est pas assez important sur la ductilité.
- La capacité portante des structures régulières diminue considérablement avec la présence des RDC souple. Particulièrement, en cas de RDC souple en raison de la hauteur des RDC élevée avec l'absence des murs de remplissage en maçonnerie. Tandis que, le seul avantage qu'on peut voir pour la présence de RDC souple dans une

structure autostable en béton armé de faible hauteur c'est qu'elle possède une bonne ductilité (le palier de plasticité peut atteindre jusqu'à 12 cm). Cependant, aucune influence ou influence faible de cet effet sur la ductilité pour le cas des structures de moyennes hauteurs.

- La présence d'un RDC souple dans les structures en portiques, affecte considérablement leur performance. Cet effet est plus désavantageux pour les structures de moyenne hauteur que pour les structures de faible hauteur.

Plusieurs techniques de rénovation sont disponibles aujourd'hui pour atténuer le problème. D'étage souple. La solution la plus courante consiste à augmenter la surface de section des poteaux du premier étage avec des chemisages en béton armé. Cependant, cela implique également une augmentation de la rigidité latérale de la structure, ce qui signifie dans la plupart des cas une plus grande demande de force sismique sur la structure. D'un autre côté, l'augmentation de la résistance et de la rigidité des poteaux du premier étage ne modifie pas le mode de rupture et n'atténue pas le problème des exigences de dissipation d'énergie élevées sur les poteaux du premier étage; cela augmente simplement la résistance au cisaillement de la base.

En perspective, l'utilisation des textiles en polymère renforcé de fibres (FRP) comme solutions de renforcement des structures à étage souple a été proposée. Une étude numérique en utilisant logiciel ABAQUS pourrait faire l'objet d'une recherche future.

BIBLIOGRAPHIE

Agrawal, P., & Shrikhande, M. (2006). Earthquake resistant design of structures. PHI Learning Pvt. Ltd.

AIT-RAMDANE I. Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Mémoire de Magister, soutenue en décembre 2014, Université Mouloud Mammeri de TiziOuzou, Algérie, 96 p.

Applied Technology Council, ATC-40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vols. 1 and 2, California.

Architectural Institute of Japan (AIJ). Preliminary Reconnaissance Report of the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake; AIJ: Tokyo, Japan, 1995.

Arnold, C. (1984). Soft first stories: truths and myths. In 8th World Conference on Earthquake Engineering (Vol. 5, pp. 943-950).

Badoux, M. « Le séisme de Kocaeli en Turquie : mission de reconnaissance ». Article paru dans IAS Bulletin technique de la Suisse romande, N° 01/02, 19 janvier 2000.

BAEL. (1999), « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites » « BAEL révisé 99 »,200p.

Balandier, P. (2004), « Sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs », cahier 4, Collection conception parasismique.148p.

Beigi H. A. (2014), Retrofit of Soft Story Buildings Using Gapped Inclined Brace Systems, Phd Thesis, University of Toronto, CANADA

Belazougui, M. (2008, October). Boumerdes Algeria earthquake of May 21, 2003: Damage analysis and behavior of beam-column reinforced concrete structures. In 14th World Conference on Earthquake Engineering (pp. 12-17).

Belazouz Lynda. Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures, Mémoire de magister 120p, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016

Belkacem, M. (2020), « Structures résistantes aux séisme », cour, Université Mohamed Khider de Biskra, 11P.

- Belkheir, M. (2012)**, « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments », Thèse de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 105p.
- Ben Lachhab, A. (2023)**, « Etablissement des courbes de fragilité des structures en acier à étage souple, Thèse de Master. Université Mohamed Boudiaf - M'Sila. 67P
- Cansiz, S. (2023)**. Analytical investigation of the measures to be taken against weak story irregularities », Vol 22. Revista de la Construcción . Journal of Construction, vol 22(2), 407-418. <https://doi.org/10.7764/RDLC.22.2.407>.
- Charleson, A. (2012)**. Seismic Design for Architects. 296 Pages Published by Routledge.
- Code, P. (2005)**. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- Cogurcu M. T, (2015)**, Construction and design defects in the residential buildings and observed earthquake damage types in Turkey. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 15, 931–945, 2015.
- EERI (2003)**. The Boumerdes, Algeria, Earthquake May 21, 2003, An EERI Learning from Earthquakes Reconnaissance Report, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.
- ETABS V 9.7.0**, « Logiciel d'analyse des structures ».
- FEMA 273**, 1997, "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (fema publication 273)".
- FEMA-310**, 1998, "Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings (fema publication 310) ".
- Fintel, M., & Khan, F.R.** Shock-absorbing soft story concept for multistory earthquake structures. 1969, May. In Journal Proceedings (Vol. 66, No.5, pp.381-390).
- Hall, J.F.** Northridge Earthquake 17 January 1994 Preliminary Reconnaissance Report; Earthquake Engineering Research Institute: Oakland, CA, USA, 1994.
- Jaswant N. Arlekar, et al**, "Seismic Response of RC Frame Buildings with Soft First Story" Proceedings of the CBRI Golden Jubilee Conference on Natural Hazards in Urban Habitat, 1997, New Delhi.

- Kadid A. and Boumrkik A**, Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, Asian journal of civil engineering, Building and housing, Vol.9, (75-83), 2008.
- Kassoul, Y**, « Analyse de l'effet des étages souples sur le comportement d'une structure en zone », Thèse de Master 2020, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, 140p.
- Kumar Jayanta et al** « Prevention Measures for Soft Story Building», IJSRD - International Journal for Scientific Research & Development| Vol. 5, Issue 09, 2017 | ISSN (online): 2321-0613.
- Mahboub, L**. Etude des systèmes de contreventements des structures en béton arme par matériaux composites, Mémoire de Master, 2013, Tlemcen, Algérie, 113 p.
- M.Z. Kabir and P. Shadan**, “Seismic Performance of 3D-Panel Wall on Piloti RC Frame Using Shaking Table Equipment”, Vol.44. Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011 Leuven, Belgium, 4-6 July 2011
- Mainstone R. J**, 1971, On the stiffnesses and strengths of infilled frames, Proc. of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV), Paper 73605:57–90.
- Martino, R. A**. 1999. Nonlinear pushover analysis of reinforced concrete structures. Doctoral dissertation, University of Colora.
- Naeim, F. (Ed.)**. 2012. The Seismic Design Handbook. Springer Science & Business Media.
- Pauschke, J. M., Oliveira, C. S., Shah, H. C., & Zsutty, T. C**. 1981. Apreliminary investigation of the dynamic response of the imperial county services building during the October 15, 1979 Imperial valley earthquake. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report, (49).
- Plumier, A**. Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8. Livre Edition 2011 téléchargé de <http://orbi.ulg.ac.be>
- Paulay and M. Priestley**, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York: Jhon Wiley & Sons, 1992.
- Prof. Djafer Henni Imane**, « Polycopie pathologies des Structures CHAPITRE 02 », 2023/2024 Master 2, Université Hassiba ben Bouali de Chlef

- Pyasi S., Raj Vaidya N., (2015)**, Seismic analysis of unsymmetrical (G+10) multi-story RC building with two soft story at varying floors in medium soil, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) Oct-2015.
- RPA-99/version (2003)**, « Règles parasismiques Algériennes 1999 version 2003 », DTR-BC 248 Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 2004”, 117p.
- Saidi, A et Yahiaoui, N.** 2018, « Influence de l’interaction ossature-murs de remplissage en maçonnerie sur la performance sismique des structures en béton armé », Thèse de Master, Université Hassiba Benbouali, Chlef.
- Santiago M.P, David E; M, Amadeo B.C.** Seismic Response of RC Frames with a Soft First Story Retrofitted with Hysteretic Dampers under Near-Fault Earthquakes. Applied sciences 2021 ; 11(3) : 1290. <https://doi.org/10.3390/app11031290>
- Sami sahli.** 2016, « Principes de bases de la conception parasismique », Thèse de Master. Université M'hamed Bougara, Boumerdes
- Sbihi, K et Berradia, Z. (2018)**, « Influence de l’étage souple sur le comportement sismique des structures auto-stables en béton armé », Thèse de Master, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, 136P.
- Stafford Smith, B.,** “Lateral Stiffness of Infilled Frames.” Journal of Structural Division, ASCE, 1963, Vol. 88, No.ST6, pp. 183-199
- TEC. (2007).** Turkish Earthquake Code (pp. 1-159).
- Ykhlef, H. Ghezli, I. (2016)**, « Evaluation de la performance sismique d’une structure existante par la méthode Push-Over », Thèse de Master, Université Dr. MOULAY Tahar-Saida, 128 p.