

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Spécialité : Génie Civil

Option : structures

Présenté par :

CHETTAH Oussama

BOUHARKAT Med sadek el amine

Sujet du mémoire

RENFORCEMENT PARASISMIQUE DES BATIMENTS VULNERABLES : CAS
DES BATIMENTS STABILISES PAR PORTIQUES EN BETON ARME

Soutenu publiquement le 15/07/2021 devant le jury composé de :

M. B. A. BENYAMINA	Président
M. M. MIMOUNI	Rapporteur
M. D. I. KLOUCHE	Examineur
M. G. ABADA	Examineur

PROMOTION : 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le bienveillant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien à ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur M. MEMOUNI Mohamed pour les orientations et les conseils qu'il a su nous montrer durant l'évolution de notre projet.

Nous remercions les honorables membres du jury qui nous ont fait l'immense honneur d'examiner ce travail.

Nous voudrions aussi remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude

Dédicace

Du profond de mon cœur, je Dédie ce travail à :

A la mémoire de mon père **CHETTAH Mustapha** qui m'a toujours soutenu et motivé dans mes études, tu as toujours été pour moi un exemple de père respectueux et honnête, je tiens à honorer le brave homme que tu étais. Allah yerhmek papa et que le paradis soit ton éternelle demeure...

A ma chère **mère** je te remercie pour tout le soutien et l'amour que tu me portes depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Puisse dieu le tout puissant, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

OUSSAMA...

Dédicace

Je Didiere ce modeste travail à :

- A mes très chers parents.
- A mon très cher frère mouta et ma sœur et mon beau-frère Ali.
- A la mémoire de monsieur BOUKHATEM Saad.

Mohamed...

Résumé :

Les bâtiments existants en Algérie ou autrement dit les bâtiments construits avant l'application de la réglementation parasismique en 1981, présentent une grande partie du tissu bâti algérien. Ces bâtiments sont les plus vulnérables, cette vulnérabilité engendre plusieurs désordres et elle est causée par plusieurs facteurs. L'objectif dans cette étude est d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en béton armé à cinq niveaux, situé dans une zone de forte sismicité. Suite à cette évaluation, des méthodes de renforcement parasismique (chemisage des poteaux en béton armé, gainage métallique, renforcement par plaques composites) sont proposées pour conférer au bâtiment un bon comportement face aux séismes. Pour ce faire, nous avons effectué une modélisation numérique tridimensionnelle au moyen du logiciel ETABS V18 en étudiant six variantes dans le domaine élastique linéaire et le domaine post-élastique (méthode d'analyse statique non linéaire « Push over »). Les paramètres (efforts tranchants à la base, déplacements inter-étages, mode de vibration, courbes de capacité et mécanisme de ruine) sont proposés comme critères de comparaison dans notre étude. Après l'étude des différentes variantes, nous avons constaté que la meilleure méthode de renforcement est le gainage métallique, elle donne les meilleurs résultats en termes de : déplacements inter-étages, de période, de capacité de résistance et de niveaux d'endommagement.

Mots clés : bâtiment existant, vulnérable, renforcement parasismique, ETABS, chemisage, gainage, matériaux composites

Abstract :

Seismic reinforcement of vulnerable buildings: the case of buildings stabilized by reinforced concrete porticoes The existing buildings in Algeria, or in other words the buildings built before the application of the seismic regulations in 1981, present a large part of the Algerian built fabric. These buildings are the most vulnerable, this vulnerability creates several disorders and is caused by several factors. The objective of this study is to assess the seismic vulnerability of an existing fivelevel reinforced concrete building located in an area of high seismicity. Following this evaluation, seismic reinforcement methods (reinforced concrete jacketing, steel jacketing, composite plate reinforcement) are proposed to give the building a good behaviour in the face of earthquakes. To do this, we carried out a three-dimensional numerical modelling using the ETABS V18 software by studying six variants in the linear elastic domain and the post-elastic domain (method of non-linear static analysis «Push over»). The parameters (shear forces at the base, inter-stage displacements, vibration mode, capacity curves and failure mechanism) are proposed as comparison criteria in our study. After studying the different variants, we found that the best method of reinforcement is the steel jacketing, it gives the best results in terms of inter-stage displacements, period, resistance capacity and damage levels.

Key words: existing building, vulnerable, seismic reinforcement, ETABS, reinforced concrete jacketing, steel jacketing, composite materials

ملخص :

التعزيز الزلزالي للمباني الضعيفة: حالة المباني المستقرة بأشواك خرسانية مسلحة المباني القائمة في الجزائر أو، بعبارة أخرى، المباني التي بنيت قبل تطبيق اللوائح الزلزالية في عام 1981 تمثل جزء كبير من النسيج العمراني الجزائري. هذه المباني هي الأكثر عرضة للخطر، وهذا الضعف يولد العديد من الاضطرابات وينجم عن عدة عوامل. الهدف من هذه الدراسة هو تقييم الضعف الزلزالي لمبنى من الخرسانة المسلحة مكون من خمسة طوابق يقع في منطقة زلزالية. بعد هذا التقييم، تم اقتراح طرق تقوية مقاومة للزلازل (تبطين الأعمدة الخرسانية المسلحة، الكسوة المعدنية، التقوية بالواح مركبة) لرفع سلوك المبنى في مواجهة الزلازل. للقيام بذلك، أجرينا نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETABS V18 من خلال دراسة ستة متغيرات في المجال المرن الخطي والمجال ما بعد المرونة (طريقة التحليل الثابت غير الخطي "الدفع"). تم اقتراح المعلمات (قوى القص في القاعدة، عمليات الإزاحة بين المراحل، طريقة الاهتزاز، منحنيات السعة وآلية الفشل) كمعايير مقارنة في دراستنا. بعد دراسة المتغيرات المختلفة، وجدنا أن أفضل طريقة للتعزيز هي الكسوة المعدنية، فهي تعطي أفضل النتائج من حيث: الإزاحة بين المراحل، والفترة، وقدرة المقاومة، ومستويات الضرر.

الكلمات المفتاحية: المباني القائمة، الضعف الزلزالي، تقوية مقاومة للزلازل،

Table des matières

Sommaire

I. Introduction générale.....	1
II. Problématique	1
III. Organisation du mémoire.....	2
Chapitre I : Vulnérabilité des bâtiments existants	
I. 1 Introduction	4
I. 2 Genèse d'un séisme.....	4
I. 2.1 La tectonique des plaques.....	4
I. 2.2 Principe de la tectonique des plaques.....	4
I. 3 Caractéristiques d'une source sismique.....	5
I. 3.1 L'hypocentre ou foyer.....	5
I. 3.2 L'épicentre.....	5
I. 3.3 Faille.....	6
I. 4 La Magnitude.....	7
I. 5 L'intensité I	7
I. 6 Relation entre intensité et magnitude	8
I. 7 : Les ondes sismiques.....	8
I. 7.1 : Les ondes de volume.....	8
I. 7.1.1 : Les ondes P (primaires).....	9
I.7.1.2 Les ondes S (Secondaires).....	9
I. 7.2 : Les ondes de surface.....	9
I. 7.2.1 : Les ondes de love (onde L).....	10
I. 7.2.2 : Les ondes de Rayleigh (onde R).....	10
I. 8 : Le risque sismique	10
I. 9 : Les effets de séisme.....	11
I. 9.1 : Effet direct.....	11
I. 9.2 : Effets de site.....	12

I. 9.3 : Effets induits.....	12
I. 10 : La sismicité en Algérie.....	14
I. 11 : Sismicité historique en Algérie.....	15
I. 12 : Définition de vulnérabilité des bâtiments:.....	16
I.13 Les bâtiments existants.....	16
I. 14 : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.....	16
I. 14.1 : La méthode RISK-UE (2003).....	16
I. 14.2 : Courbe de fragilité.....	18
I. 14.3 : La méthode d'Hazus.....	19
I. 14.4 : La méthode push over	20
I. 14.4.1 : Le principe de la méthode	20
I. 14.4.2 : Construction de la courbe de capacité.....	21
I. 15 : Facteurs de vulnérabilité des bâtiments existants.....	22
I. 15.1 : Présence de niveaux souples «Soft storey».....	22
I. 15.2 : Rotules plastiques au nœud poteau-poutre.....	23
I. 15.3 : Cas de poteaux courts.....	24
I. 15.4 : Remplissage partiel d'un portique.....	25
I. 15.5 : Le remplissage des cadres par de la maçonnerie.....	25
I. 15.6 : Manque des joints sismiques.....	26
I. 15.7 : Résonance d'un bâtiment avec le sol.....	26
I. 15.8 : Liquéfaction des sols.....	26
I. 15.9 : Insuffisance de la stabilité latérale.....	27
I. 15.10 : Interaction de la maçonnerie avec les portiques.....	28
I. 16 : Conclusion	29
 Chapitre II : la réhabilitation sismique des bâtiments vulnérables	
II. 1 : Introduction.....	31
II.2 La Réhabilitation sismique.....	31
II. 2.1 : Le Renforcement.....	32

II. 2.2 : La Réparation.....	32
II. 3 : Désordres affectant les ouvrages.....	32
II. 4 : Évaluation de l'état de la structure.....	33
II. 4.1 : Détection des désordres et dégradations de la structure.....	33
II. 4.2 : Diagnostic/Auscultation /Pronostic.....	33
II. 5 : Stratégie de réhabilitation sismique.....	33
II. 6 : Préparation d'une opération de renforcement ou réparation.....	34
II. 7 : Choix d'une solution.....	34
II. 8 : Techniques de réparation.....	35
II. 8.1 : Injection de fissures.....	35
II. 8.2 : Remplacement du béton détérioré.....	36
II. 8.3 : Remplacement des armatures.....	36
II. 9 : Techniques de renforcement.....	37
II. 9.1 : Projection du béton.....	37
II. 9.1.1 : Les procédés de projection.....	38
II. 9.2 : Renforcement par un système de contreventement métallique	38
II. 9.2.1 : Type de contreventement métallique.....	39
II. 9.3 : Renforcement des structures par la technique de l'isolation parasismique ...	40
II. 9.4 : Renforcement des structures en béton armé par voiles de contreventement...	41
II. 9.5 : Chemisage en béton armé.....	41
II. 9.6 : Précontrainte additionnelle.....	43
II. 9.7 : Renforcement des éléments structuraux par des matériaux composites.....	44
II.9.7.1 : Propriétés mécaniques des composites «PRF».....	45
II. 9.7.2 : Mise en œuvre des matériaux composites	46
II. 9.8 : Renforcement des fondations existantes.....	46
II. 9.9 : Gainage métallique.....	47
II. 10 : Conclusion.....	48

Chapitre III : Modélisation linéaire et non-linéaire

III. 1 : Présentation de l'ouvrage.....	50
III. 1.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	50
III. 1.2 : Dimensions de la structure.....	50
III. 2 : Ossature et système constructif adopté.....	52
III. 3 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	53
III. 4 : Prédimensionnement.....	53
III. 4.1 : Prédimensionnement du plancher.....	53
III.4.2 Prédimensionnement des poutres.....	53
III.4.2.1 Poutres principales.....	53
III.4.2.2 poutres secondaires.....	53
III. 4.3 : Prédimensionnement des poteaux.....	56
III. 4.3.1 : Poteau central.....	56
III. 4.3.2 : Poteau de rive.....	57
III. 4.3.3 : Poteau d'angle.....	59
III. 5 : Caractéristiques des matériaux.....	62
III. 5.1 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	62
III. 5.1.1 : Résistance caractéristique du béton à la compression.....	63
III. 5.1.2 : Résistance caractéristique à la traction.....	63
III. 5.1.3 : Module d'élasticité.....	63
III. 5.1.4 : Notion des états limites.....	63
III. 5.1.5 : Coefficients de poisson.....	64
III. 5.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier.....	65
III. 5.2.1 : Etat limite ultime.....	65
III. 5.2.2 : Etat limite de service.....	65
III. 6 : Descente des charges.....	66

III. 6.1 : Plancher terrasse inaccessible	66
III. 6.2 : Planchers étages courants.....	68
III. 6.3 : Murs de façade (extérieur).....	66
III. 6.4 : L'acrotère.....	67
III. 6.5 : Surcharges d'exploitation	67
III. 7 : Application de la méthode PUSH OVER au le bâtiment étudié.....	67
III. 7.1 : Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux.....	67
III. 7.2 : Définition de chargement de l'analyse push over.....	70
III. 7.3 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires.....	70
III. 7.4 : Définition de l'analyse push over sous charges horizontales.....	71
III. 8 : Niveaux d'endommagement.....	72
III. 9 : Résultats.....	73
III. 9.1 : Résultats de l'analyse linéaire.....	73
III. 9.1.2 : Résultats du Variante 2(V2).....	75
III. 9.1.3 : Les déplacements relatifs.....	76
III. 9.2 : Résultats de l'analyse non linéaire « push over ».....	79
III. 9.2.1 : Résultats de la Variante 1 (V1)	79
III. 9.2.1.1 : Courbe de capacité.....	79
III. 9.2.1.2 : Rotules plastiques.....	80
III. 9.2.2 : Résultats de la Variante 2 (V2).....	81
III. 9.2.2.1 : Courbe de capacité.....	81
III. 9.2.2.2 : Rotules plastiques.....	83
III. 9.3 : Rigidité et ductilité de V1 et V2.....	84
III. 9.4 : Comparaison entre les résultats des deux variantes V1 et V2.....	85
III. 10 : Conclusion.....	86
Chapitre IV : Application des méthodes de renforcement parasismique	
IV.1 Introduction.....	88
IV. 2 : Chemisage des poteaux en béton armé.....	88

IV. 2.1 : Variante 3 (V3) : Chemisage des poteaux d'angle.....	88
IV.2.1.1 : Résultats de l'analyse linéaire.....	89
IV. 2.1.2 : Analyse non linéaire « push over » de la variante V3.....	92
IV. 2.2 : Variante 4 (V4) : Chemisage poteaux d'angle et poteaux de rive.....	95
IV. 2.2.1 : Résultats l'analyse linéaire.....	96
IV. 2.2.2 : Analyse non linéaire « push over.....	99
IV. 3 : Variante 5 (V5) : Gainage métallique des poteaux d'angle et de rive.....	102
IV. 3.1 : Résultats l'analyse linéaire.....	103
IV. 3.2 : Analyse non linéaire « push over ».....	106
IV. 4 : Variante V6 : renforcement par plaques composites des poteaux d'angle et de Rive du RDC.....	109
IV. 4.1 : Résultats de l'analyse linéaire.....	110
IV. 4.2 : Analyse non linéaire « push over » de la variante V6.....	113
IV. 5 : Rigidité et ductilité.....	116
IV. 6 : Comparaison générale des courbes de capacité entre les différentes variantes.....	117
VI. 7 : Conclusion.....	118
Conclusion générale.....	120

Liste des figures

Figure I .1 : Plaques tectonique	5
Figure I .2 : Structure interne de la terre	5
Figure I .3 : Représentation du séisme	6
Figure I .4 : Représentation de la faille	6
Figure I .5 : Propagation de l'onde primaire	9
Figure I .6 : Propagation de l'onde secondaire.....	9
Figure I .7 : Propagation de l'onde de love 61	10
Figure I .8 : Propagation de l'onde Rayleigh.....	10
Figure I .9 : Les différents effets d'un séisme.....	11
Figure I .10 : Dommages dus à la liquéfaction des sols (pierre Mouroux) Izmit, Turquie 1999...12	
Figure I .11 : Glissement de las colinas.....	13
Figure I .12 : Ville de Miyako, japon 2011.....	14
Figure I .13 : Carte de zonage sismique de territoire national.....	14
Figure I .14 : Courbe de vulnérabilité pour déférente typologie, niveau 1, RISK-UE.....	17
Figure I .15 : Présentation de la méthodologie de niveau 2, RISK-UE.....	18
Figure I .16 : Exemple de courbe de fragilité pour les niveaux de dommage, (FEMA 2003).....	20
Figure I .17 : Courbe de capacité (déplacement force).....	22
Figure I .18 : Idéalisaton de la courbe de capacité (FEMA 450,2003).....	22
Figure I .19 : Rupture des poteaux d'un niveau souple.....	23
Figure I .20 : Rupture en zone nodale.....	24
Figure I .21 : Cas des poteaux courts sans protection.....	24
Figure I .22 : Cas de remplissage partiel d'un portique (Izmit, Turquie 1999).....	25
Figure I .23 : Remplissage des portiques par de la maçonnerie.....	25
Figure I .24 : Représentation du manque des joints sismique.....	26
Figure I .25 : représentation de la liquéfaction des sols.....	27
Figure I .26 : Effondrement total d'un bâtiment de 3 étages à cause de manque de la stabilisation latérale.....	27
Figure I .27 : Mur de remplissage sous l'action sismique.....	28
Figure I .28 : Fissuration en x d'un mur de remplissage.....	28
Figure II .1 : Les catégories de la réhabilitation sismique.....	31

Figure II.2 : Représentation de l'injection des fissures à haute pression.....	35
Figure II.3 : Représentation des fissures a basse pression.....	36
Figure II.4 : Réfection du béton et protection des armatures.....	37
Figure II.5 : Renforcement au moyen du béton projeté.....	38
Figure II.6 : Croix de Saint-André.....	40
Figure II.7 : Représentation de l'isolation sismique.....	41
Figure II.8 : Renforcement en béton armes par voile contreventement.....	42
Figure II.9 : Chemisage d'un poteau.....	43
Figure II.10 : Précontrainte additionnelle.....	44
Figure II.11 : Renfort par plaque composite.....	45
Figure II.12 : Renforcement des fondations.....	47
Figure II.13 : Gainage métallique d'un poteau en béton armé.....	48
Figure III.1 : Vu en plan.....	50
Figure III.2 : Vu élévation.....	51
Figure III.3 : Vu en 3D.....	51
Figure III.4 : Planche en corps-creux	52
Figure III.5 : Démontions des poutres.....	55
Figure III.6 : Surface d'influence des poteaux centrales.....	55
Figure III.7 : Surface d'influence des poteaux de rive.....	57
Figure III.8 : Surface d'influence des poteaux d'angle.....	59
Figure III.9 : Démontions des poteaux.....	52
Figure III.10 : Vue en plan (représentation de différentes dimensions de poteaux).....	52
Figure III.11 : Diagramme rectangle des contrainte-déformation du béton a l'ELU de résistance.....	64
Figure III.12 : Diagramme rectangle des contrainte-déformation du béton a l'ELS de résistance.....	64
Figure III.13 : Diagramme des contrainte-déformation d'acier.....	65
Figure III.14 : Introduction de rotule plastique des poutres.....	68
Figure III.15 : loi de comportement de rotule de flexion.....	68
Figure III.16 : Introduction de rotule plastique des poteaux.....	69
Figure III.17 : Loi de comportement de rotules de flexion composé.....	69
Figure III.18 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Pushover.....	70
Figure III.19 : Définition de chargement de l'analyse Pushover (sens X).....	71

Figure III.20 : Définition de chargement de l'analyse Pushover (sens Y).....	72
Figure III.21 : Niveau de dommage.....	72
Figure III.22 : Séquence de rotulation.....	73
Figure III. 23 : Animation des modes de vibration.....	76
Figure III.24 : Déplacement relative des variante V1 et V2 (sens X).....	78
Figure III.25 : Déplacement relative des variante V1 et V2 (sens Y).....	79
Figure III.26 : Courbe de capacité de V1 (sens X).....	79
Figure III.27 : Courbe de capacité de V1 (sens Y).....	80
Figure III.28 : Rotule plastique V1 (sens X).....	80
Figure III.29 : Rotule plastique V1 (sens Y).....	81
Figure III.30 : Courbe de capacité V2 (sens X).....	82
Figure III.31 : Courbe de capacité V2 (sens Y).....	82
Figure III.32 : Rotule plastique V2 sens X.....	83
Figure III.33 : Rotule plastique V2 sens Y.....	83
Figure III.34 : Courbe de capacité V1 et V2 (sens X).....	85
Figure III.35 : Courbe de capacité V1 et V2 (sens Y).....	86
Figure IV.1 : Poteau angle (section désigne).....	88
Figure IV.2 : Poteau angle (vue en plant).....	88
Figure IV.3 : Courbe des déplacements de V2 et V3 dans le sens X.....	91
Figure IV.4 : Courbe des déplacements de V2 et V3 dans le sens Y.....	91
Figure IV.5 : Courbe de capacité sens X	92
Figure IV.6 : Courbe de capacité push Y.....	92
Figure IV.7 : Rotules plastique (Sens X).....	93
Figure IV.8 : Rotules plastique (Sens Y).....	93
Figure IV.9 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V3 (PUSHX).....	94
Figure IV.10 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V3 (PUSHY).....	95
Figure IV.11 : Poteaux de rive (section désigne).....	96
Figure IV.12 : Poteau de rive (vue en plant).....	96
Figure IV.13 : Animation des modes de vibration de la variante V4.....	97
Figure IV.14 : Courbe des déplacements de V2 et V4 dans le sens X.....	98
Figure IV.15 : Courbe des déplacements de V2 et V4 dans le sens Y.....	99

Figure IV.16 : Courbe de capacité (variante 4 sens X).....	99
Figure IV.17 : Courbe de capacité (variante 4 sens Y).....	100
Figure IV.18 : Rotule plastique (variante 4 sens X).....	100
Figure IV.19 : Rotule plastique (variante 4 sens Y).....	101
Figure IV.20 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V4 (PUSHX).....	101
Figure IV.21 : Comparaison entre les courbes de capacité V2 et V4 (PUSHY).....	102
Figure IV.22 : Gainage métallique (section désigne).....	102
Figure IV.23 : Animation des modes de vibration de V5.....	104
Figure IV.24 : Courbe des déplacements de V2 et V5 dans le sens X.....	105
Figure IV.25 : Courbe des déplacements de V2 et V5 dans le sens Y.....	105
Figure IV.26 : Courbe de capacité « PUSH X » de V5.....	106
Figure IV.27 : Courbe de capacité « PUSH Y » de V5.....	106
Figure IV.28 : Rotules plastique (Variante 5 sens X).....	107
Figure IV.29 : Rotule plastique (Variante5 sens Y).....	107
Figure IV.30 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V5 (PUSHX).....	108
Figure IV.31 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V5 (PUSHY).....	108
Figure IV.32 : Vue en 3D des poteaux du RDC avec plaques composites.....	109
Figure IV.33 : Courbe des déplacements de V2 et V6 dans le sens X.....	112
Figure IV.34 : Courbe des déplacements de V2 et V6 dans le sens Y.....	112
Figure IV.35 : Courbe de capacité « push X ».....	113
Figure IV.36 : Courbe de capacité « push Y ».....	113
Figure IV.37 : Rotules plastique (variante6 sens X).....	114
Figure IV.38 : Rotules plastique (variante6 sens Y).....	114
Figure IV.39 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V6 (PUSHX).....	115
Figure IV.40 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V6 (PUSHY).....	115
Figure IV.41 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 ,V3,V4,V5,V6 (PUSHX).....	117
Figure IV.42 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 ,V3,V4,V5,V6 (PUSHY).....	117

Liste des tableaux

Tableau I .1 : Échelle des magnitudes Richter.....	7
Tableau I .2 : Échelle d'intensité (EMS-98).....	8
Tableau I .3 : Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003.....	15
Tableau II .1 : Tableau des propriétés mécanique des composites.....	45
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	50
Tableau III.2 : Tableau de ferrailage des poutres.....	54
Tableau III.3 : Tableau de ferrailage des poteaux.....	61
Tableau III.4 : Tableau des déplacements (variante 1).....	74
Tableau III.5 : Tableau des modes et les périodes (variante 1).....	74
Tableau III.6 : Tableau des déplacements (variante 2).....	75
Tableau III.7 : Tableau des modes et les périodes (variante 2).....	75
Tableau III.8 : Tableau des déplacements relatif du variante.....	77
Tableau III.9 : Tableau des déplacements relatif du variante.....	78
Tableau III.10 : Tableau de la rigidité et la ductilité des deux variantes V1 et V.....	85
Tableau IV.1 : Tableau des déplacements (variante 3).....	89
Tableau IV.2 : Tableau des modes et les périodes (variante 3).....	89
Tableau IV.3 : Tableau des déplacements relatifs (variante 3).....	90
Tableau IV.4 : Tableau des déplacements (variante 4).....	96
Tableau IV.5 : Tableau des modes et les périodes (variante 4).....	97
Tableau IV.6 : Tableau des déplacements relatifs.....	98
Tableau IV.7 : Tableau des déplacements (variante 5).....	103
Tableau IV.8 : Tableau des modes et les périodes (variantes 5).....	103
Tableau IV.9 : Tableau des déplacements relatifs (variante 5).....	104
Tableau IV.10 : Tableau des caractéristiques mécaniques de CFRP.....	109
Tableau IV.11 : Tableau des déplacements (variante 6).....	110
Tableau IV.12 : Tableau des modes et les périodes (variante 6).....	110
Tableau IV.13 : Tableau des déplacements relatifs (variante 6).....	111
Tableau IV.14 : Tableau des déplacements relatifs du V1, V2, V3, V4, V5, V6	116

LISTE DES SYMBOLES

H_t : hauteur totale du plancher.

B : Aire d'une section de béton.

S : Section, surface

I : Moment d'inertie

G : Charge permanente.

Q : Charge variable (d'exploitation).

L_f : Longueur de flambement

A_s : Aire de la section d'aciers

B_r : Section réduite.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

N : Effort normale du aux charges verticales.

f_{bc} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

γ_b : Coefficient de sécurité.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

σ_{st} : Contrainte-déformation du béton

V_u : La force à la limite élastique

V_y : La force à la limite plastique (résistance)

d_u : Déplacement à la limite élastique

d_y : Déplacement à la limite plastique (résistance)

k_0 : La rigidité initiale.

ν : Le coefficient de poisson

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime

q_u : Charge ultime

Introduction

générale

1.Généralités :

L'Algérie a été soumise à des séismes violents qui ont résulté de nombreuses victimes et beaucoup de dégâts avec des destructions massives qui ont touché plusieurs régions du pays. Le premier séisme qui a touché l'Algérie selon les historiens est le séisme d'Alger 1365, depuis cette date il y a beaucoup des séismes qui ont secoué l'Algérie. On cite les séismes de d'El Asnam 1980 et de Boumerdes 2003 qui resteront gravés à jamais dans la mémoire des algériens. Ces derniers nous confirment que le nord algérien très peuplé n'est pas à l'abri des catastrophes naturelles et que l'Algérie est considérée comme une zone sismique.

Le risque sismique, est la combinaison de l'aléa sismique par la vulnérabilité, augmente le nord algérien et qu'il faudrait sérieusement prendre en considération parce qu'une grande partie du tissu bâti en Algérie est constituée de bâtiments existants vulnérables.

Le dimensionnement des ouvrages en génie civil est conçu pour une durée de vie. Malgré tout, plusieurs types de désordres sont responsables de la réduction de la durée de cette vie prévisionnelle et actuellement, plusieurs ouvrages exigent une maintenance pour garantir la sécurité des usagers.

En génie civil, la maintenance des ouvrages consiste à les protéger en limitant la corrosion ou en assurant une bonne étanchéité, à les réparer explorant à compenser les pertes de résistance dues à la fissuration, encore à les renforcer en augmentant la durabilité et les performances des ouvrages.

Dans notre étude, nous allons évaluer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant par une analyse non linéaire (push over). Suite à cette évaluation, on spécifie les points faibles de cette structure et proposer des méthodes de renforcement parasismique conformément aux règles de l'art.

2.Problématique :

Aujourd'hui, prévenir les risques majeurs constitue l'un des principaux défis pour tout développement urbain qui se veut durable.

Nous allons faire une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un séisme (analyse statique non linéaire ou autrement dit push over)

La problématique posée dans ce travail concerne les points suivants :

- Une grande partie du tissu bâti en Algérie ne sont pas conforme aux règles parasismiques. Lors d'un séisme destructeur ces bâtiments que ces bâtiments peuvent résister à des telles actions sismiques ?
- Le renforcement parasismique reste un moyen pour augmenter la rigidité et la résistance des éléments d'une structure vulnérable ; alors quels seront ces méthodes de renforcement, et parmi ces méthodes quelle est la méthode la plus efficace ?
- L'urbanisation immodérée que connaît le nord algérien, accentue-t-elle la vulnérabilité des bâtiments au risque sismique ?

3. Organisation du mémoire :

Pour discuter la problématique, et tenter les résolutions appropriées, nous avons structuré notre mémoire en quatre chapitres organisés comme suit :

- **Le 1^{er} chapitre :** est consacré à une étude bibliographique sur la vulnérabilité des bâtiments existants
- **Le 2^{ème} chapitre:** dans ce chapitre, il s'agit d'exposer un aperçu sur la réhabilitation sismique des bâtiments vulnérables et ses différentes méthodes.
- **Le 3^{ème} chapitre:** ce chapitre concerne une présentation de la modélisation du bâtiment par le logiciel ETABS version 18 (modélisation élastique linéaire et non linéaire).
- **Le 4^{ème} chapitre:** présent une application des différentes méthodes de renforcement qui tient compte de quatre variantes différentes. L'étude des différentes variantes sera effectuée par une analyse linéaire et non linéaire.

En fin nous terminons par une conclusion générale et par des recommandations vis-à-vis du travail effectué.

Chapitre I :
Vulnérabilité des
bâtiments
existants

I. 1 : Introduction :

Un tremblement de terre ou séisme qui est la latinisation du mot grec «seismos» est un mouvement naturel du sol qui débute brusquement et qui dure peu de quelques secondes. Les séismes sont dus pour la plupart aux déformations lentes de la couche externe de la terre, appelée lithosphère. Celle-ci est composée de grandes plaques rigides animées de mouvements relatifs très lents. A la limite de ces plaques, des contraintes s'accumulent dans les roches qui se déforment jusqu'au point de rupture, au-delà duquel elles cassent brutalement le long d'une ou plusieurs failles, en libérant une énergie considérable. Le point à partir duquel se développe la rupture s'appelle le foyer. 80% des foyers sont situés entre la surface de la terre et 60 km de profondeur.

I. 2 : Genèse d'un séisme :**I. 2.1 : La tectonique des plaques :**

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente. Ce n'est qu'en 1968 que J. Morgan, D. Mc Kenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre. [1]

I. 2.2 : Principe de la tectonique des plaques :

La tectonique des plaques, dont le principe est connu depuis la seconde moitié du XXe siècle, est à l'origine des chaînes de montagnes et de phénomènes tels que les séismes et les volcans.

La lithosphère (croûte et manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, appelés plaques, qui constituent la surface terrestre. En raison des mouvements de convection au sein du manteau, ces plaques sont mobiles les unes par rapport aux autres, avec des vitesses de quelques centimètres par an. Les mouvements des plaques peuvent être divergents (extension), convergents (compression) ou en coulissage (cisaillement). [2]

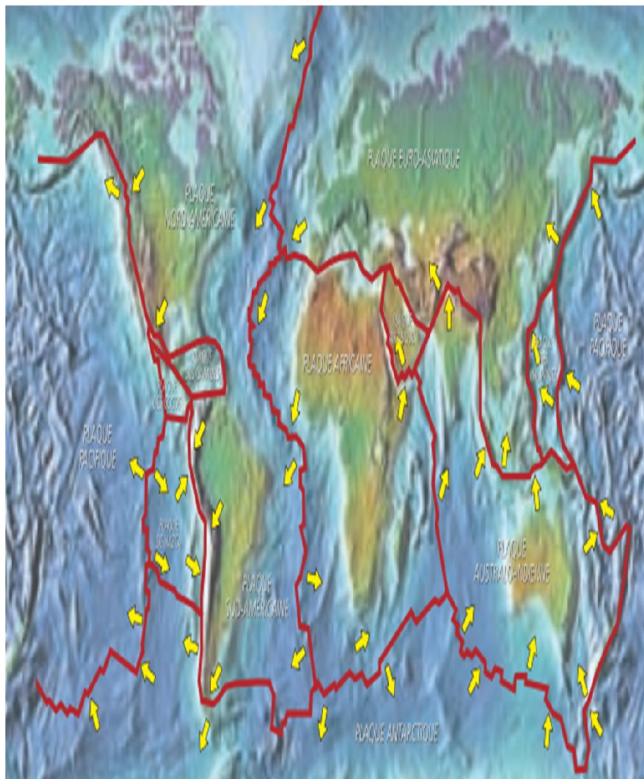
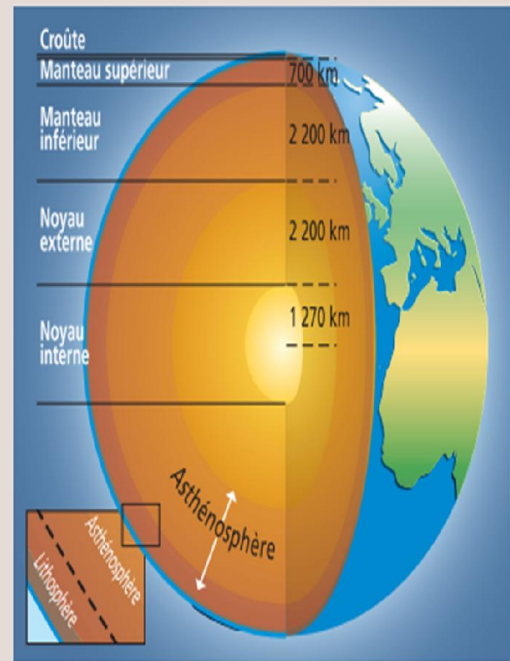


Figure I. 1 : Plaques tectonique



La structure interne de la Terre

Figure I. 2 : Structure interne de la terre

I. 3 : Caractéristiques d'une source sismique : [3]

Un séisme est caractérisé par :

I. 3.1 : L'hypocentre ou foyer :

C'est le point d'origine d'un séisme, il peut se trouver entre la surface et jusqu'à 700 kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds.

I. 3.2 : L'épicentre : C'est le point situé, en surface, à la verticale du foyer.

On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer :

- **Les séismes superficiels** : la majorité des séismes sont évidemment superficiels c'est-à-dire que les ébranlements se produisent à des profondeurs allant de zéro à soixante-dix kilomètres (0-70 km).
- **Les séismes intermédiaires** : Ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 300 ou 350 km. Cette catégorie de séismes constitue environ 25% de la totalité des séismes.

- **Les séismes profonds** : Ils sont plus rares que les deux catégories précédentes et ne représentent qu'environ 5%. Les séismes profonds ont des foyers qui se situent entre 300 et 700 km.

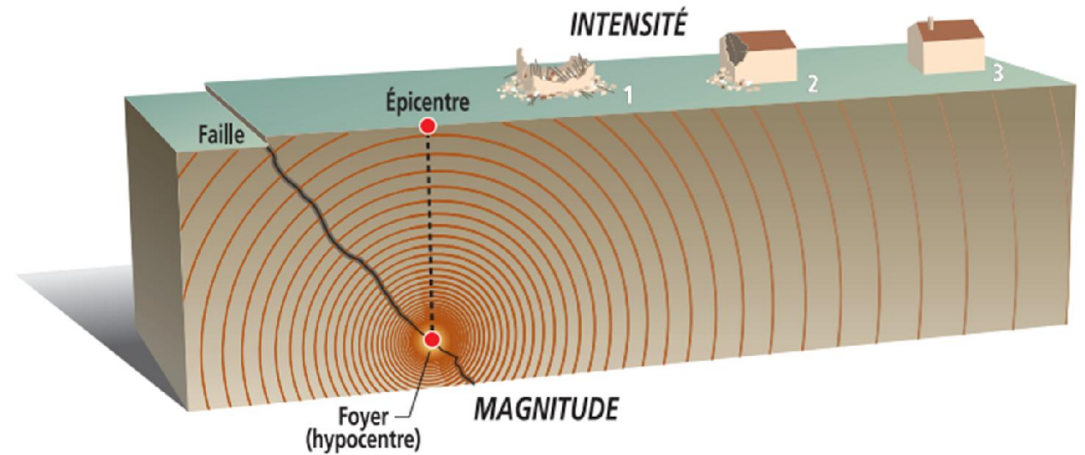


Figure I. 3 : Représentation du séisme

I. 3.3 : Faille :

Une faille est une cassure avec déplacement de blocs rocheux suite au déchargement de contraintes accumulées au cours du temps.

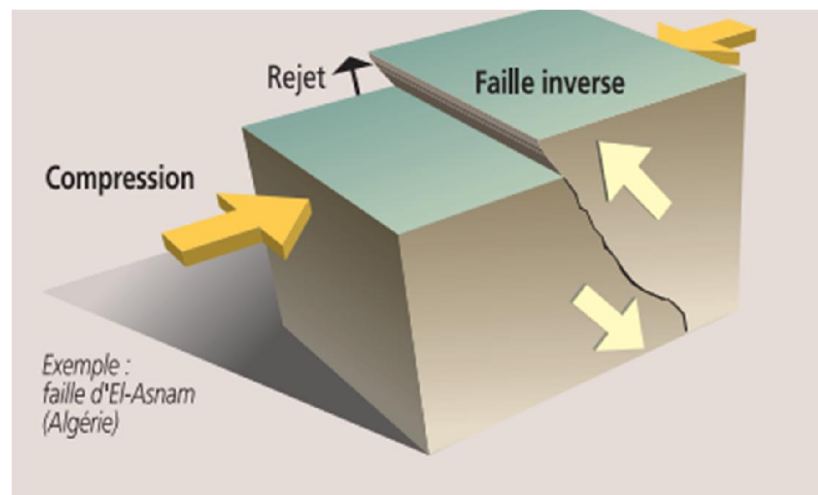


Figure I. 4 : Représentation de la faille.

I. 4 : La Magnitude (M) :

La magnitude, définie en 1935 par Richter pour les séismes de Californie, est une fonction de l’amplitude maximum qu’enregistrerait un sismographe particulier à 100 km de l’épicentre. Cette définition de la magnitude et l’échelle qui en résulte sont actuellement utilisées d’une manière universelle. [5]

En pratique, la magnitude d’une secousse sismique est déterminée d’après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d’observation situés à des distances quelconques de l’épicentre. [5]

Magnitude	Effets du tremblement de terre
<3,5	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes
3,5 - 5,4	Il est souvent ressenti, mais sans dommages.
5,4 - 6	Légers dommages aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs à d’autres bâtisses.
6,1 – 6,9	Peut-être destructeurs dans une zone de 100 km à la ronde.
7 – 7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer des sérieux dommages sur une large surface.
>8	C’est un très fort séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.

Tableau I. 1 : Echelle des magnitudes Richter.

I. 5 : L’intensité I :

L’intensité macrosismique EMS 98 (European Macroseismic scale 1998) est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). [6]

Intensité EMS	Définition
I	Secousse non perceptible
II	Secousse à peine perceptible
III	Secousse faible ressentie de façon partielle

IV	Secousse largement ressentie
V	Réveil des dormeurs
VI	Frayeurs
VII	Domages aux constructions
VIII	Destruction des bâtiments
IX	Domages généralisés aux constructions
XI	Destruction générale des bâtiments
XII	Catastrophe
XIII	Changement du paysage

Tableau I. 2 : Echelle d'intensité (EMS-98)

I. 6 : Relation entre intensité et magnitude :

Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Les deux grandeurs sont difficilement comparables. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc sera qualifié de faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel, même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une grande intensité. [7]

I. 7 : Les ondes sismiques : [8]

Libérées par la rupture sur la faille, des ondes élastiques se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes aux effets différents sur les sols et les structures sont générés par le séisme. La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure donnée en fonction du site géologique et de sa distance au foyer.

I. 7.1 : Les ondes de volume :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des Constructions qu'elles peuvent mettre en résonance).

I. 7.1.1 : Les ondes P (primaires) :

Les **ondes P** sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent avec une vitesse de 4 à 6 km/s. Les ondes P se déplacent en créant successivement des zones de compression et des zones de dilatation.

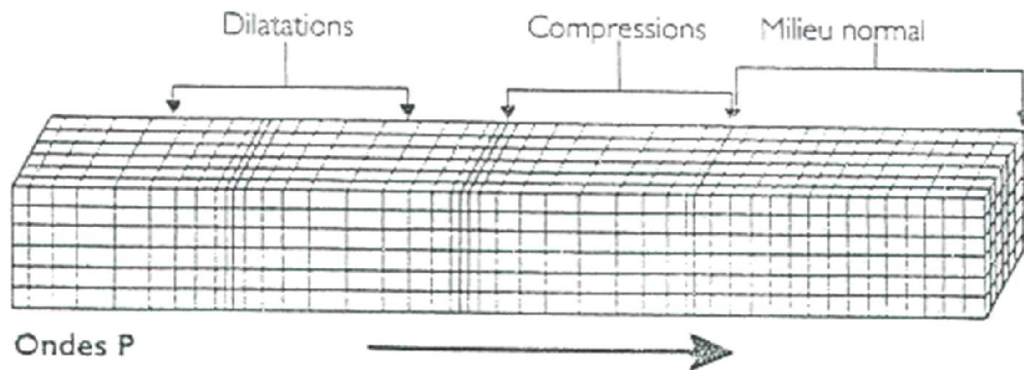


Figure I. 5 : Propagation de l'onde primaire.

I.7.1.2 Les ondes S (Secondaires) :

Les ondes S sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides avec une vitesse de 60% de celle des ondes P.

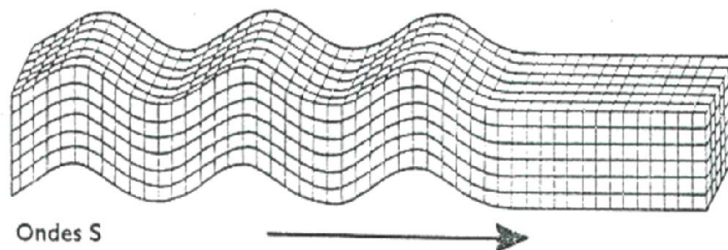


Figure I. 6 : Propagation de l'onde secondaire.

La vitesse de propagation des ondes sismiques est proportionnelle à la densité du matériel dans lequel elles se propagent.

I. 7.2 : Les ondes de surface :

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de Love et de Rayleigh ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable leurs vitesse est de 1 à 2 km/s.

I. 7.2.1 : Les ondes de love (onde L) :

Sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

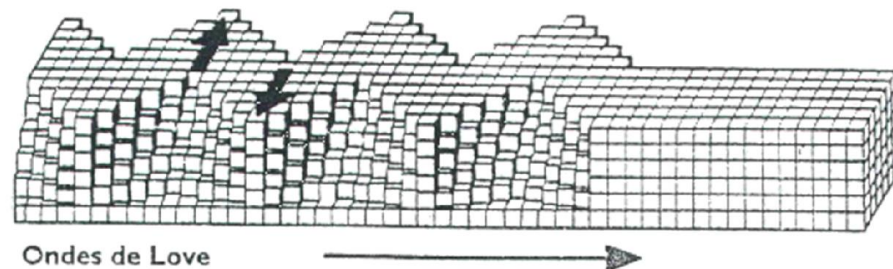


Figure I. 7 : Propagation de l'onde de Love.

I. 7.2.2 : Les ondes de Rayleigh (onde R) :

Sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

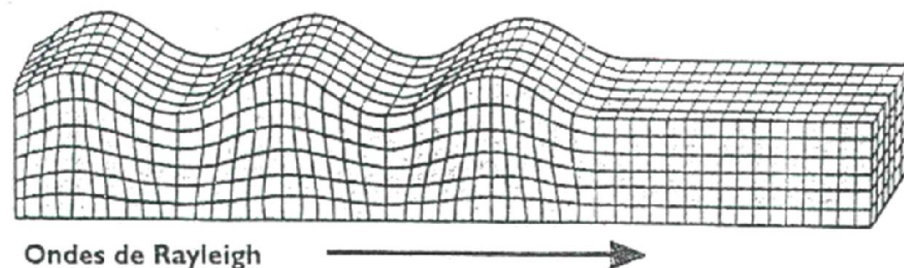


Figure I.8 : Propagation de l'onde de Rayleigh.

I. 8 : Le risque sismique : [4]

Le passage de l'aléa au risque suppose la prise en compte des enjeux soumis à l'aléa.

- **L'aléa** : est la manifestation d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée.
- **L'enjeu** : est l'ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être affectés par un phénomène naturel.
- **La vulnérabilité** : représente la résistance ou l'endommagement d'un type d'enjeu (population, bâtiments, etc.) par rapport à la manifestation d'un phénomène naturel d'une intensité donnée.

- **Le risque** : est donc le croisement entre l'aléa, l'enjeu et sa vulnérabilité. Un aléa dans une zone désertique tout comme un aléa dans une zone habitée mais à vulnérabilité nulle conduisent à un risque nul. Par exemple, en 2003, le séisme de Bam (Iran) de magnitude 6,6 a causé la mort de plus de 30 000 personnes alors que le séisme de Kobe de 1995, pourtant plus puissant (magnitude 6,9), a fait 6 300 victimes environ : la magnitude des deux séismes étant similaire, c'est surtout la différence de vulnérabilité entre les constructions des deux villes densément peuplées qui permet d'expliquer l'écart au niveau des victimes.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité}$$

I. 9 : Les effets de séisme :

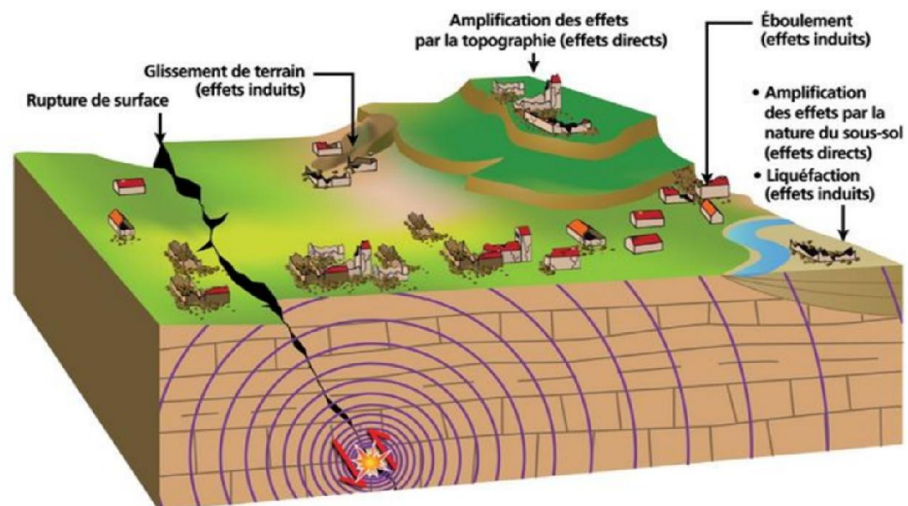


Figure I.9 : Les différents effets d'un séisme.

I. 9.1 : Effet direct :

Action du sol sur les ouvrages, de type oscillatoire ou résultant d'un déplacement différentiel ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols ou à la présence des sols mous de forte épaisseur (plus de 15 cm).

[9]

I. 9.2 : Effets de site :

Parmi lesquels, on trouve

- **Topographies amplifiant l'action sismique (butte, crête, bord de falaise) :**

La réflexion des ondes sismiques à l'intérieur de ces reliefs peut amplifier les secousses qui y parviennent. [10]

- **Sol alluvionnaire de forte épaisseur amplifiant l'action sismique :**

La réflexion des ondes sismiques " prisonnières " à l'intérieur d'une couche de sol meuble entre la surface et le substratum rocheux a pour conséquence d'amplifier certaines composantes des secousses sismiques qui y parviennent (en fonction de la période propre du système qui dépend de la nature physique du sol et de sa géométrie). Ces composantes peuvent être très sous-estimées par la réglementation [10]

I. 9.3 : Effets induits :

Les effets induits sont des grands mouvements de sols déclenchés par les secousses sismiques. Ils peuvent provoquer la perte de toute construction, parasismique ou non. Il s'agit principalement des phénomènes suivants : [10]

- **Liquéfaction des sols :**

Lorsque des ondes sismiques se propagent à travers une couche de sol saturé, elles vont faire augmenter la pression interstitielle. Par conséquent, la contrainte effective du sol diminue. Si cette contrainte devient nulle, le sol se comporte comme un liquide qui ne pourra plus supporter les charges et le bâtiment s'enfoncer dans le sol.



Figure I. 10 : Dommages dus à la liquéfaction des sols (© Pierre Mouroux) Izmit, Turquie 1999

- **Mouvement des versants :**

Si les ondes sismiques se propagent à travers une région montagneuse, d'une part elles dégradent les qualités mécaniques des matériaux, et d'autre part elles peuvent être amplifiées en termes de durée et d'amplitude sous l'action des effets de site topographiques. La combinaison de ces effets menace alors la stabilité des versants. Une fois que l'instabilité survient, les dégâts peuvent être encore plus dévastateurs que les effets directs du séisme.



Figure I. 11 : Glissement de Las Colinas (El Salvador, Amérique Centrale)

- **Tsunami :**

Dans le cas de grands séismes sous-marins, l'émergence d'une faille peut modifier de façon importante la topographie du fond marin. Il peut en résulter un déplacement brutal d'un grand volume d'eau qui engendre une onde dans l'océan. En domaine de grands fonds, cette onde a une amplitude faible, une grande longueur d'onde et une vitesse très grande, mais en approchant des terres, l'onde rencontre des fonds de plus en plus superficiels et l'amplitude de la vague augmente : le tsunami finit par inonder la côte. Il peut provoquer d'énormes dégâts sur les côtes où il se manifeste par une baisse du niveau de l'eau.



Figure I.12 : Ville de Miyako (Japon) frappée par le tsunami
Provoqué par le séisme du 11 mars 2011.

I. 10 : La sismicité en Algérie :

L’Algérie est située dans une zone critique qui est l’intersection entre deux plaques, à savoir la plaque africaine et la plaque eurasiatique. Le nord de l’Algérie est susceptible d’être soumis à d’importantes secousses sismiques. Sur la carte de la figure on peut observer les différentes zones de sismicité définies par la réglementation parasismique RPA99/2003[34] au niveau national.

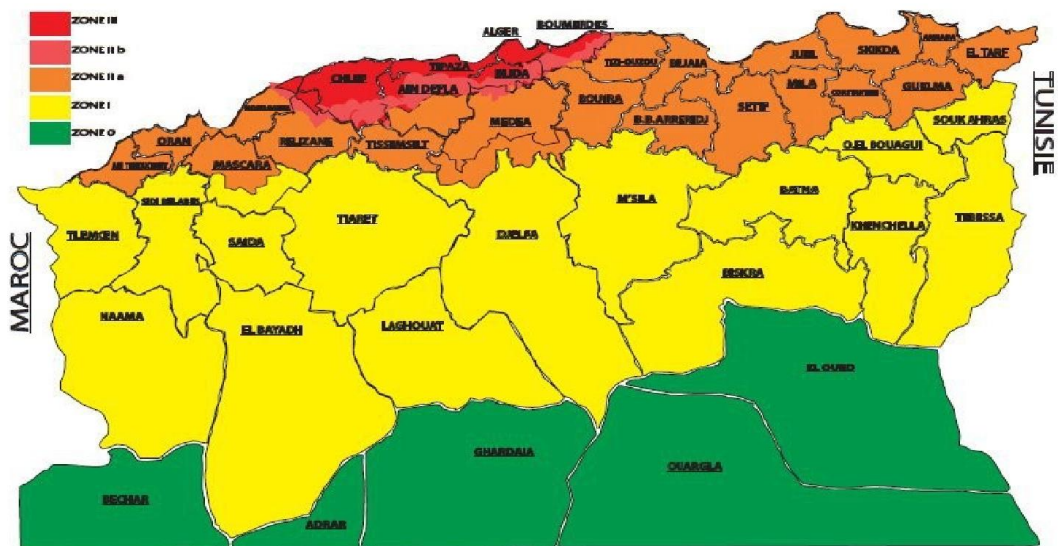


Figure I. 13 : Carte de zonage sismique du territoire national.

I. 11 : Sismicité historique en Algérie :

La sismicité de l'Algérie du Nord est connue depuis 1365, date du séisme qui frappé la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont permis la réalisation de plusieurs catalogues, Rothé(1955), Roussel(1967), Benhallou (1985), Mokrane et al. (1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure sud atlasique, et des frontières marocaines jusqu'au frontières tunisiennes. [10]

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	Victimes
Alger	03/01/1365	X	/	Plusieurs
Alger	10/03/1673	/	/	/
Alger	03/02/1716	X	/	20000
Oran	09/10/1790	X	/	2000
Blida	02/03/1825	X	/	7000
Mitidja	02/01/1867	X - XI	7.5	100
Aurès	16/11/1869	IX	6.5	30
El-kala	29/11/1887	IX - X	/	20
Gouraya	15/01/1891	X	4.5	38
S-El-Ghozlane	24/06/1910	X - VIII	6.6	81
M'sila	12/02/1946	VII - VIII	5.6	264
El Asnam	09/09/1954	X - XI	6.7	1234
M'sila	21/02/1960	VIII - IX	5.6	47
El Asnam	10/10/1980	IX	7.3	2633
Constantine	27/10/1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29/10/1989	VIII	6.0	22
Mascara	18/08/1994	VIII	5.6	172
Ain benian	04/09/1996	VII	5.7	172
Ain témouchent	22/12/1999	VII	5.8	
Beni-ouartilane	10/11/2000	VI	5.4	02
Boumerdess	21/05/2003	X - XI	6.8	2278

Tableau I. 3 : Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003

I. 12 : Définition de vulnérabilité des bâtiments :

Le terme «vulnérabilité des bâtiments » est utilisé pour exprimer les différences réaction des bâtiments aux secousses sismiques. Par exemple, si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés. L'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment ou d'un ensemble de bâtiments nécessite l'estimation des dommages potentiels aux différents types de structures, et selon différentes intensités sismiques. Afin d'estimer les dommages probables, il est intéressant d'utiliser des approches empiriques ou des analyses dynamiques théoriques des structures à l'étude proposées par différents chercheurs et organismes. Les approches pour l'évaluation de la vulnérabilité sont multiples et peuvent être classées soit selon leur degré de difficulté en fonction de temps de calculs.

I.13 Les bâtiments existants :

Ou bien les bâtiments anciens, c'est-à-dire construits avant la mise en place des règles de constructions parasismiques, sont en général vulnérables. Cependant, des constructions monumentales ou bien réalisées résistent parfaitement aux séismes. On constate aussi que des structures à priori identiques s'endommagent plus facilement, analyser leur vulnérabilité consiste ainsi à essayer de prédire le comportement de ces constructions sous séismes, en intégrant toutes nos incertitudes.

I. 14 : Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique :**I. 14.1 : La méthode RISK-UE (2003):**

Le programme RISK-UE, à l'image d'HAZUS, est un programme d'évaluation du risque sismique à l'échelle européenne. L'étude a débuté en janvier 2001, et s'est étalée sur une période de trois ans. Elle a été pilotée par des institutions universitaires et des organismes de recherches, et a abouti à une méthodologie d'analyse du risque sismique des bâtiments existants et historiques en Europe.

Sept villes ont fait l'objet de l'étude: Nice (France), Barcelone (Espagne), Catania (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce) et Bitola (Macédoine). La méthodologie a passé par l'établissement d'un inventaire complet de tous les éléments risque. Comparé à HAZUS, le modèle inclue une nouveauté par la prise en compte des

anciens centres urbains, les monuments et les bâtiments historiques. Le programme RISK-UE est modulaire et représente la première alternative ce jour du programme HAZUS.

Le programme Risk-UE comporte deux niveaux d'évaluation : Niveau 1 (level 1), et Niveau 2 (level 2). [11]

- **Niveau 1 :**

Il s'agit d'une méthode dite « macrosismique », basée sur les retours d'expérience post-sismique en Italie et en Grèce. La vulnérabilité d'un bâtiment est évaluée en fonction de sa typologie et de facteurs aggravants (hauteur, irrégularités de formes, position par rapport aux autres bâtiments, etc....), ce qui permet de lui attribuer un

Indice de vulnérabilité V_i . Cet indice varie généralement entre 0 (non vulnérable, ce qui est impossible) et 1 (très vulnérable).

L'indice de vulnérabilité permet de définir une courbe de vulnérabilité du bâtiment.

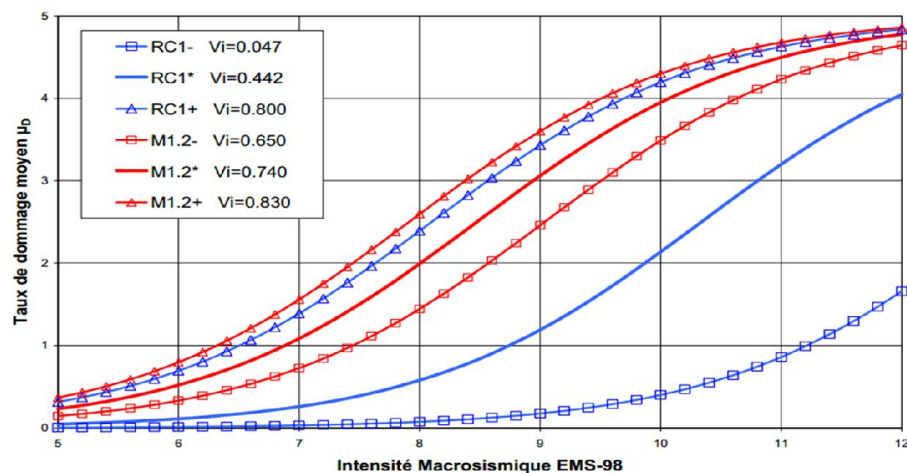


Figure I. 14 : Courbes de vulnérabilité pour différentes typologies.

Avec les fuseaux de comportement plausible correspondant ; RC1 est une structure en béton armé, moins vulnérable que M1.2, qui est une structure en maçonnerie. [12]

- **Niveau 2 :**

Cette méthode est encore en développement. Elle repose sur une estimation mécanique du comportement du bâtiment sous sollicitation sismique. Ce comportement est modélisé par une courbe de capacité du bâtiment, en fonction de sa typologie, de sa hauteur, et du niveau de code parasismique correspondant à sa période de construction. La méthode peut être schématisée par le schéma qui suit.

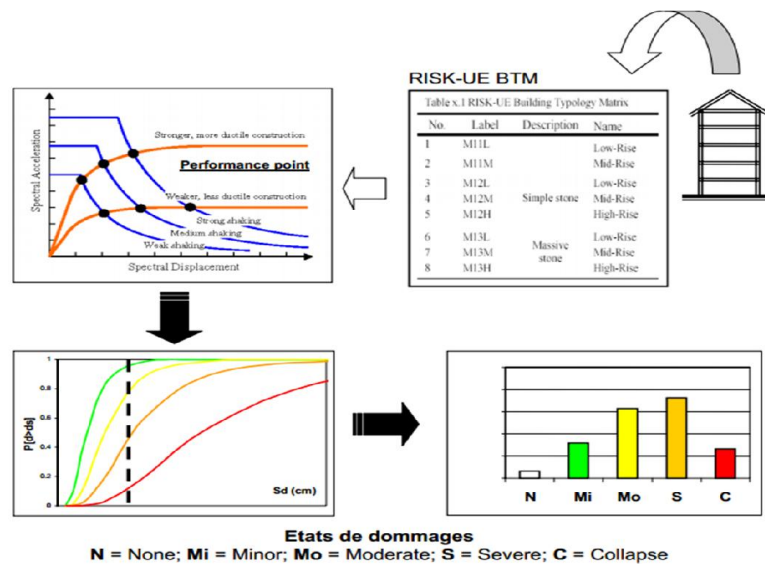


Figure I. 15 : Présentation de la méthodologie du Niveau 2.

La courbe de capacité du bâtiment est définie selon sa typologie et sa hauteur ; cette capacité est comparée à l’agression sismique, exprimée sous forme d’un spectre d’accélération ; cette comparaison permet de calculer la demande en déplacement du bâtiment (Sd) ; c’est finalement ce déplacement qui permet de définir l’état de dommage dans lequel se trouve le bâtiment. [12]

I. 14.2 : Courbe de fragilité :

L’utilisation de courbes de fragilité permet d’évaluer la vulnérabilité sismique d’une manière probabiliste. En effet, elles permettent de considérer le caractère aléatoire d’un séisme et les incertitudes liées aux propriétés d’une structure. En fait, ces courbes décrivent la probabilité conditionnelle d’atteindre un état limite d’endommagement pour un niveau donné d’intensité sismique qui s’exprime comme suit :

$$\text{Fragilité} = P [LS|IM=y]$$

Où LS : état limite d’endommagement ;

IM : mesure d’intensité du séisme ;

Y : condition réalisée pour la mesure d’intensité du séisme.

Afin de faire ressortir adéquatement la fragilité en tenant compte de l’aléa sismique ainsi que du comportement de la structure, il est important de choisir la bonne mesure

d'intensité (IM). L'accélération spectrale à la période fondamentale ($S_a(T_1)$) est la mesure d'intensité optimale afin d'évaluer la vulnérabilité sismique d'une structure tandis que l'accélération de pointe au rocher est privilégiée pour l'évaluation d'un ensemble de structures. Les courbes de fragilité sont produites selon trois méthodes. [13]

- **Courbes de fragilité basées sur le jugement d'experts :**

Cette procédure pour construire les courbes est très subjective et dépend directement de l'expérience des experts ainsi que de leur rigueur durant l'enquête. Par sa grande variabilité, elle est inadéquate pour ce projet de recherche. [13]

- **Courbes de fragilité empiriques :**

Ce type de courbes est seulement possible à la suite d'un séisme ou de multiples essais expérimentaux. Il est très rare de pouvoir obtenir ces courbes, car il est exceptionnel d'avoir un séisme. De plus, de manière expérimentale, cette méthode est exigeante puisqu'il faut exécuter plusieurs essais sur table vibrante, qui demande énormément de travail. [13]

- **Courbes de fragilité analytiques :**

Dans le cas où il est impossible d'obtenir assez d'observations réelles de dommages structuraux, il faut développer les courbes de fragilité à l'aide d'une approche analytique. Cette méthode consiste à sélectionner les accélérogrammes, à modéliser et à échantillonner la structure, pour finalement générer les courbes de fragilité. [13]

I. 14.3 : La méthode d'Hazus :

Hazus (HAZards-United-States) est une méthode développée dans les années 1990 par la Federal Emergency Management Agency (FEMA). Elle concerne l'analyse des risques naturels, tels que les inondations, les ouragans ou les séismes, en analysant les impacts sociaux, structurels (pour les bâtiments résidentiels et commerciaux, les écoles, les installations critiques et les infrastructures) et économiques (en évaluant par exemple les coûts de réparation et de reconstruction) que peuvent apporter de tels événements.

Dans le cadre de l'estimation de la vulnérabilité des structures, la méthode Hazus décrit :

- les typologies de bâtiments ;
- la définition des dommages ;
- le calcul de la probabilité de dommage par une méthode analytique.

L'objectif est alors de fournir des courbes de fragilité correspondantes à une typologie de bâtiments, et pour plusieurs niveaux de dommages. [14]

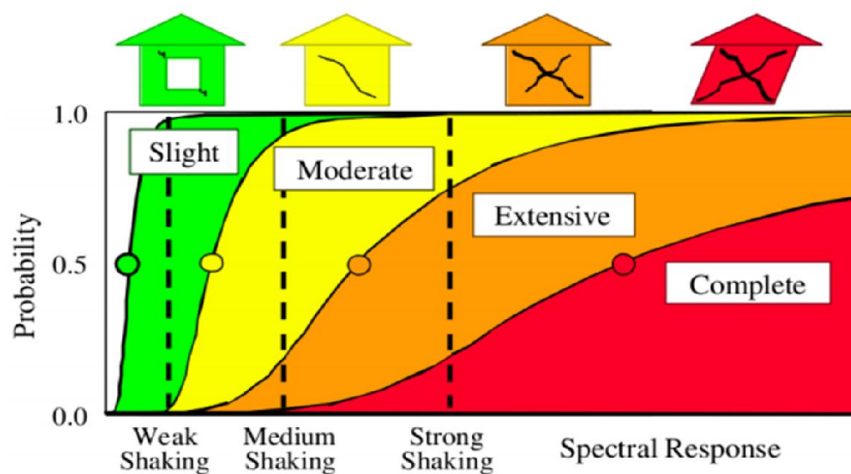


Figure I. 16 : Exemple de courbes de fragilité pour les niveaux de dommage « léger », « moyen », « Important » et « ruine » (FEMA, 2003).

II. 14.4 : La méthode push over : [15]

I. 14.4.1 : Le principe de la méthode :

La méthode de calcul la plus rigoureuse d'analyse des structures sous l'action sismique est le calcul dynamique temporel non linéaire qui permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure et de connaître ses états de performance à différents instants du séisme. Néanmoins ce type d'étude est difficilement envisageable pour des structures courantes en raison de la complexité des modèles utilisés qui nécessitent des moyens de calcul relativement lourds : et le calcul non linéaire en poussée progressive représente une alternative intéressante.

La méthode push over consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la (poussant) de plus en plus fort. Le modèle pris en compte est non linéaire équivalent, dans lequel les charges verticales restent constantes et les efforts horizontaux, appliqués au niveau des masses de la structure pour reproduire les forces d'inertie représentatives de l'action sismique, ont une répartition généralement semblable à celle des déplacements du mode fondamentale de vibration. Ces déplacements sont multipliés par un coefficient croissant jusqu'à l'obtention d'un état d'endommagement plastique limite. Cette courbe tracée en portant en abscisses le déplacement Δ du sommet et en ordonnée l'effort tranchant V à la base, fournit une estimation des mécanismes de

plastification attendus et de l'endommagement progressif, en fonction de l'intensité des forces et des déplacements horizontaux.

La courbe (push over) peut s'obtenir à partir d'un calcul non linéaire statique avec un modèle éléments finis. Ces calculs sont parfois difficiles à réaliser en raison des problèmes de convergence ainsi que la lourdeur des modèles.

I. 14.4.2 : Construction de la courbe de capacité :

La courbe de capacité résistante d'une structure, issue d'une analyse PUSHOVER, relie la force V appliquée à la base au déplacement $\Delta_{tête}$ en tête de celle-ci. Cette courbe doit subir la conversion nécessaire pour homogénéiser ses paramètres en accélération S_a et déplacement S_d spectraux :

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \qquad \alpha_1 = \frac{(\sum m_i \phi_i)^2}{\sum m_i (\sum m_i \phi_i^2)}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{tête}}{FP_1 \phi_{1,tête}} \qquad FP_1 = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2}$$

α_1 : Le coefficient de masse modale du premier mode en pourcentage,

FP_1 : Le facteur de participation modale du premier mode,

W : Le poids des charges permanentes appliquées à la structure,

$\phi_{i,tête}$: L'amplitude du premier mode niveau i .

Les différents paramètres propres au premier mode de vibration sont obtenus par une analyse modale de la structure. La courbe de capacité est ainsi transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement. Le comportement de la structure considéré comme élasto-plastique avec écrouissage, est idéalisé et représenté par la courbe bilinéaire dans la courbe ci-dessous ; ceci permet le calcul de l'amortissement équivalent de celle-ci. [15]

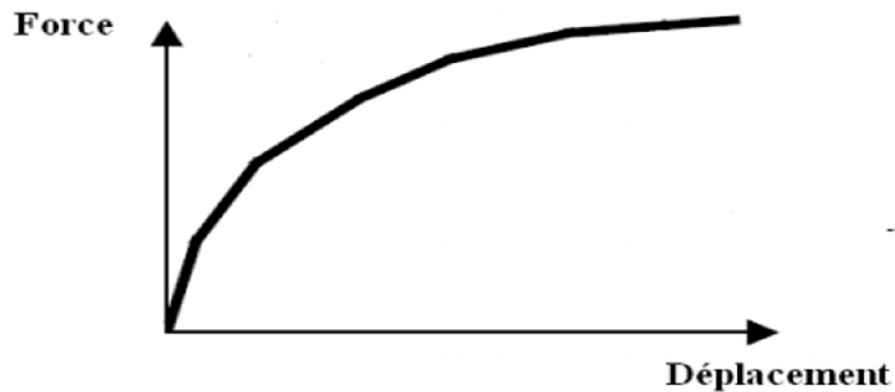


Figure I. 17 : Courbe de capacité (déplacement-force)

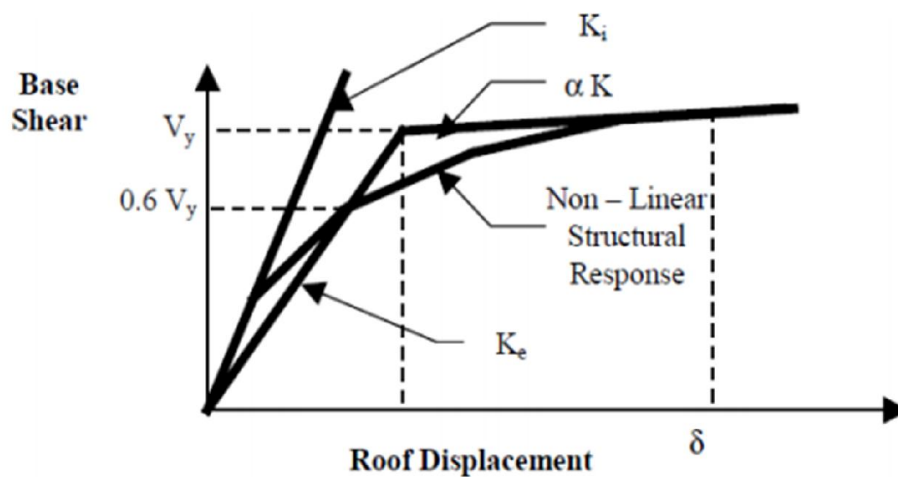


Figure I. 18 : Idéalisisation de la courbe de capacité (FEMA450, 2003)

I. 15 : Facteurs de vulnérabilité des bâtiments existants :

Le règlement actuel RPA99/2003 permet d'atteindre un niveau de sécurité satisfaisant pour les bâtiments neufs. Par contre il n'existe aucune référence technique pour la protection parasismique des bâtiments existants c'est pour cela il y a plusieurs facteurs de vulnérabilité relatifs à ces bâtiments.

I. 15.1 : Présence de niveaux souples «Soft storey» :

Lorsqu'un niveau possède une rigidité horizontale très inférieure à celle des autres niveaux, lors d'un séisme violent, il subit des déformations importantes, souvent fatales à la construction car elles conduisent à la rupture des poteaux et l'écrasement du niveau. Les rez-de-chaussée d'immeubles abritant des commerces constituent fréquemment des niveaux

souples en raison de façades largement vitrées et espaces intérieurs dépourvus de murs massifs. Il en est de même des immeubles à rez-de-chaussée occupé par un parking couvert ou d'immeubles comportant un niveau d'une hauteur nettement plus grande que les autres. Les constructions implantées sur une pente et possédant un niveau souple de hauteur variable sont particulièrement vulnérables car elles peuvent subir des oscillations de torsion, qui sont fréquemment à l'origine de la rupture des poteaux du niveau ouvert. [16]

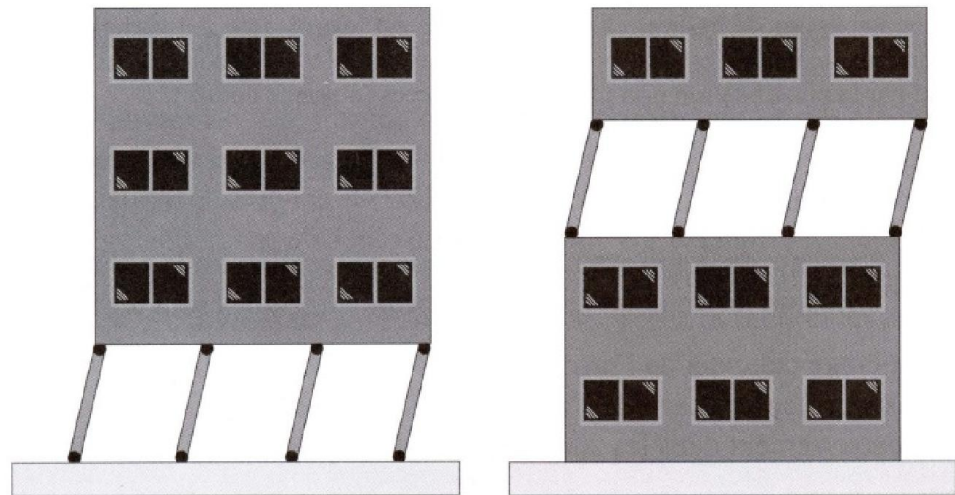


Figure I. 19 : Rupture des poteaux d'un niveau « souple ».

I. 15.2 : Rotules plastiques au nœud poteau-poutre :

L'article 7.6.2 du RPA99/V2003 exige la vérification de la somme des moments résistants ultimes dans les zones nodales poteau-poutre. Pour que la rotule plastique se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux, cet article recommande que les moments résistants des poteaux soient au moins 25% plus forts que ceux des poutres. On voit bien l'effet poutre forte/poteau faible dans la photo. Cet effet peut être amplifié par une discontinuité des armatures ou de la section du poteau ou bien par une mauvaise qualité de béton. [17]



Figure I. 20 : Rupture en zone nodale.

I. 15.3 : Cas de poteaux courts :

La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «poteaux courts» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de poteaux trapus, qui sont souvent encastées dans de solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un portique. Les extrémités des poteaux de portique doivent être sollicitées tout au plus jusqu'à leur moment plastique (moment de plastification, respectivement de rupture). Les poteaux courts, dotés d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint. C'est pourquoi il convient d'éviter les poteaux courts. [18]



Figure I. 21 : Cas des poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés.

I. 15.4 : Remplissage partiel d'un portique :

Le fait de remplir partiellement un cadre sans prévoir de joints engendre parfois le phénomène de poteaux courts. Il peut en résulter une rupture par effort tranchant. [18]



Figure I. 22 : Cas de remplissage partiel d'un portique (Izmit, Turquie 1999)

I. 15.5 : Le remplissage des cadres par de la maçonnerie :

Les bâtiments constitués par une ossature en béton armé, comportant des remplissages en maçonnerie, représentent un type de construction extrêmement répandu dans le monde.

Le remplissage des cadres par de la maçonnerie est une combinaison extrêmement défavorable de deux méthodes de construction très différentes: les cadres sont souples et plus ou moins ductiles, la maçonnerie est rigide et en même temps fragile. Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques, mais après elle s'écroule souvent par compression oblique ou glissement (faible frottement suite à un manque de compression). Il peut aussi arriver que la maçonnerie cisaille les piliers. [18]

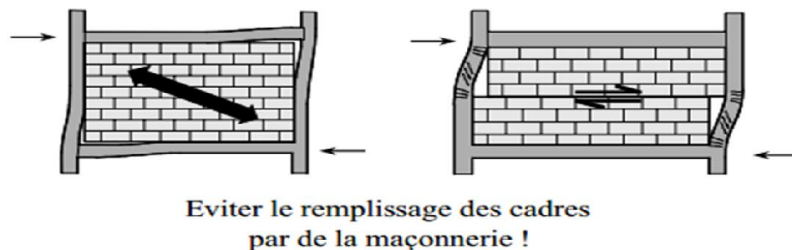


Figure I. 23 : Remplissage des portiques par de la maçonnerie

I. 15.6 : Manque des joints sismique :

L' «entrechoquement» (pounding) et le martèlement (hammering) de bâtiments contigus sont susceptibles de provoquer d'importants dégâts, si ce n'est leur effondrement. Le risque de ruine est le plus aigu lorsque les dalles de bâtiments contigus se trouvent à des niveaux différents et heurtent les colonnes du bâtiment voisin. Dans cette configuration, il est impératif de prévoir des joints conformes aux règles de l'art.

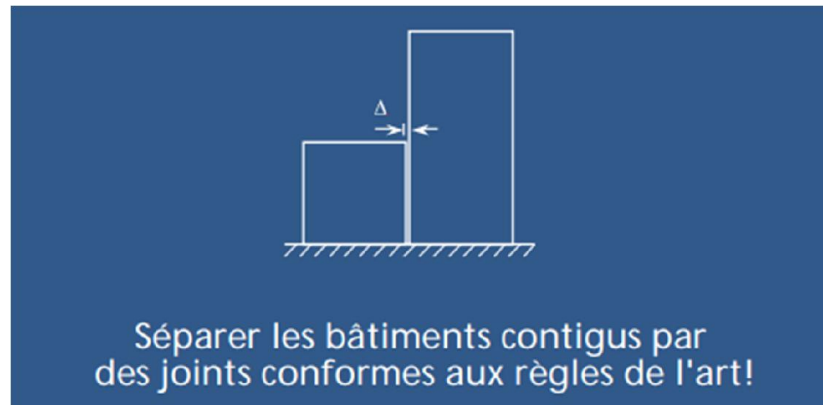


Figure I. 24 : Représentation du manque de joints sismiques

I. 15.7 : Résonance d'un bâtiment avec le sol :

Lors de leurs oscillations, les bâtiments amplifient les mouvements sismiques qui leur ont été communiqués par le sol au niveau des fondations. Lorsque leur fréquence d'oscillation propre (c'est-à-dire non forcée) est la même ou proche de celle du sol, leurs amplitudes d'oscillations peuvent être très importantes et destructrices : on parle de la résonance entre le bâtiment et le sol. Ainsi, on observe que sur sols meubles, les constructions " flexibles " (bâtiments élevés, constructions basses en portiques sans murs de remplissage rigides, etc.), souffrent particulièrement ; les constructions rigides sont davantage sollicitées sur sols fermes et sur rocher. [18]

I. 15.8 : Liquéfaction des sols :

Certains sol sablonneux à teneur en eau plutôt élevée sont très stables et supportent bien les charges statiques, mais se comportent subitement comme un liquide sous l'effet de vibrations comme lors d'un tremblement de terre. Les bâtiments peuvent s'affaisser ou – si le sol est inhomogène ou lors d'une liquéfaction inégale s'incliner, ce qui peut aboutir à un effondrement total. Un examen soigneux du sol de fondation et des mesures spéciales telles

que renforcement par injections, fondations profondes (pieux), etc., peuvent éviter ce phénomène. [18]

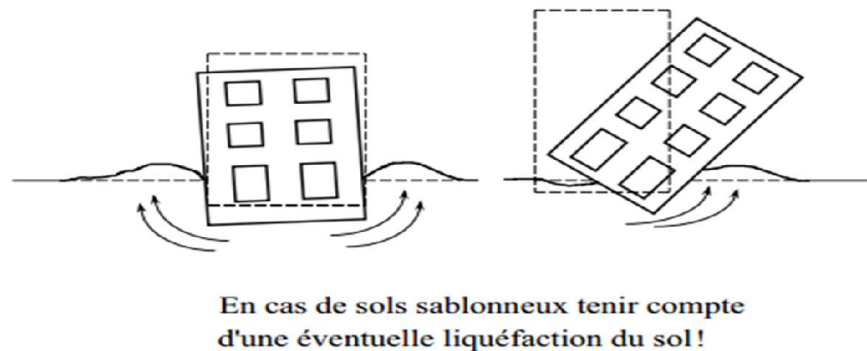


Figure I. 25 : Représentation de la liquéfaction des sols.

I. 15.9 : Insuffisance de la stabilité latérale :

Les avantages d'utilisation des murs de refends sont nombreux puisque de prime abord, ils sont raides, alors ils sont insensibles à la présence et aux effets globaux ou locaux indésirables des remplissages et en plus, ils empêchent ou limitent les dommages des tremblements de terre fréquents ou occasionnels. En outre, ils offrent une excellente protection contre l'effondrement et leur comportement sismique en plus de leur performance sont moins sensibles que celle des portiques. [19]



Figure I.26 : Effondrement total d'un bâtiment de 3 étages à cause
Du manque de la stabilisation latérale.

I. 15.10 : Interaction de la maçonnerie avec les portiques :

Les panneaux de remplissage en maçonnerie affectent particulièrement les structures en portiques. L'endommagement de ce type de structure provient du fait que le fonctionnement réel des panneaux n'est pas pris en compte. Si l'on considère un panneau soumis à des forces agissant dans son plan, ce panneau a tendance à se déformer en parallélogramme. Il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale active tendue. Cette dernière cède en donnant naissance à une fissure oblique. Lorsque les forces s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder. Lorsque la structure en portiques a été calculée en tenant compte de la présence du remplissage, après le séisme il est courant d'avoir des panneaux comportant des fissures en X.

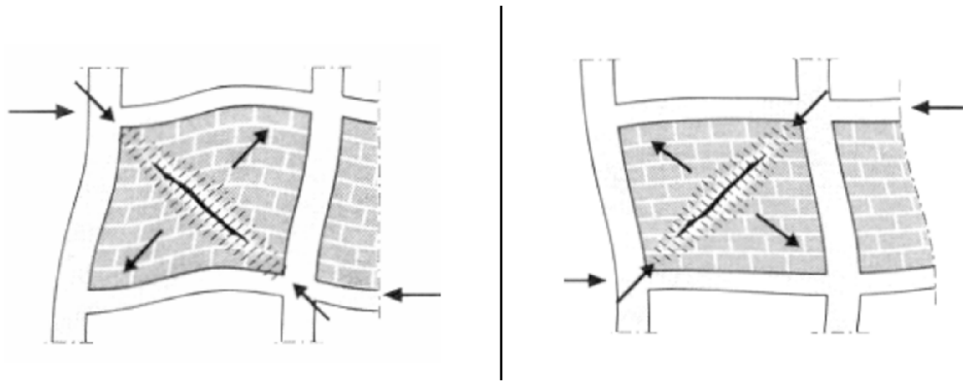


Figure I.27 : Mur de remplissage sous l'action sismique

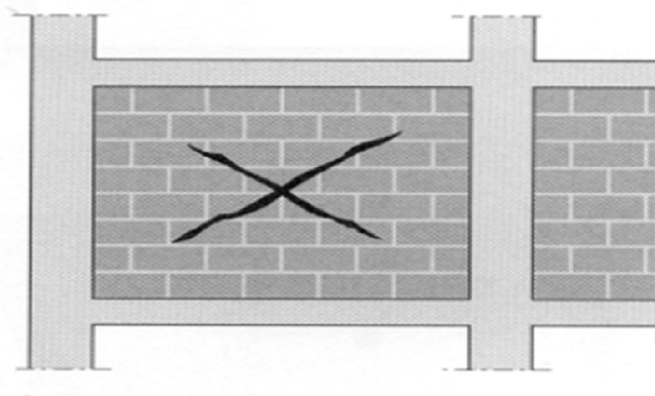


Figure I.28 : fissuration en X d'un mur de remplissage.

I. 16 : Conclusion :

Les séismes les plus récents, survenus dans le monde et en particulier en Algérie ont causé la mort de milliers de personnes et de grave dommage. Le séisme qui reste gravé dans nos mémoires est le séisme de Boumerdes en 2003 avec une magnitude de 6.8 sur l'échelle de Richter a entraîné d'importants dégâts d'une valeur de 5 milliards de dollars et 3000 morts. Pour l'ensemble des acteurs participant à l'acte de construire, le séisme est l'épreuve de vérité pour une construction.

Chapitre II :

La réhabilitation sismique des bâtiments vulnérables

II. 1 : Introduction :

Les bâtiments existants ont été conçus sans prendre en compte les prescriptions réglementaires concernant la tenue aux séismes. Le diagnostic du bâti existant présentant une résistance sismique insuffisante revêt une importance considérable car il permet de programmer le renforcement nécessaire afin de se prémunir du risque sismique dans des conditions de coût minimal. La réhabilitation sismique peut être conduite selon plusieurs méthodes dont l'objectif principal est d'augmenter la capacité de la structure face à la demande sismique qui est susceptible de se produire. Cette opération peut viser l'augmentation de la rigidité, de la résistance, de la dissipation, ou l'amélioration de l'isolation et de la régularité du bâtiment. Des méthodes conventionnelles comme des techniques émergentes peuvent être appliquées pour réhabiliter un bâtiment existant.

II.2 La Réhabilitation sismique :

La réhabilitation structurale consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Suivant l'état de la structure endommagée, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : Réparation ou Renforcement.

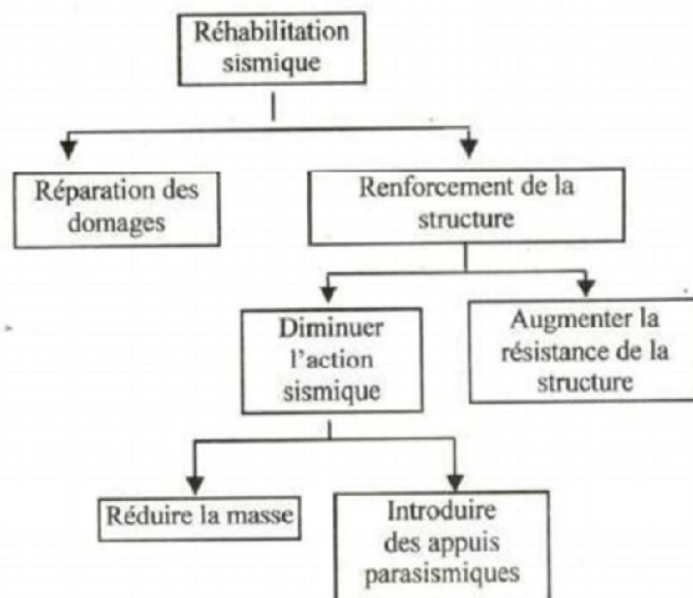


Figure II. 1 : Les catégories de la réhabilitation sismique.

II. 2.1 : Le Renforcement :

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul.[20]

II. 2.2 : La Réparation :

Convient à l'ensemble des travaux à effectuer sur un ouvrage endommagé par le séisme, afin de lui restituer ses caractéristiques initiales-le cas échéant et si cela est possible-améliorées ; on touche alors au domaine du renforcement. Dans la situation post-sismique, la réparation des bâtiments endommagés par le séisme peut être assimilée à une mesure d'urgence ; dans ce cas, le facteur économique a une incidence réduite. [21]

II. 3 : Désordres affectant les ouvrages :

Les désordres qui peuvent apparaître dans une partie ou dans l'ensemble d'un ouvrage suite à des sollicitations excessives, sont nombreux et leur nature diffère d'un élément à un autre, ces désordres sont causés par :

- **L'inexistence de la réglementation sismique** : tous les bâtiments qui n'ont pas bénéficié d'une réglementation sismique lors de leur construction.
- **L'estimation imparfaite des sollicitations sismiques** : elle provient soit parce que le niveau de l'action sismique a été insuffisamment définie ou bien par l'insuffisance de la réglementation en vigueur.
- **Le défaut de conception** : Ce type de défaut peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution les exemples sont nombreux : changement brutal des raideurs, insuffisance des largeurs des joints sismiques, insuffisance ou mauvaise disposition des armatures dans les zones critiques...etc.
- **La qualité des matériaux** : Dans pratiquement tous les éléments constituant les structures, des malfaçons ont été constatées. Elles sont relatives à la qualité du béton :
 - mauvaise qualité des agrégats: propreté, forme, origine, granulométrie.
 - composition et préparation du béton, mal effectuées
 - mauvais dosage: rapport E/C (trop d'eau et peu de ciment)

II. 4 : Évaluation de l'état de la structure :

II. 4.1 : Détection des désordres et dégradations de la structure :

Par inspection visuelle, ou par vidéo endoscopie pour les conduites en béton ou espaces restreints (canalisations, ouvrages hydrauliques), ou avec un drone équipé d'une caméra haute définition. Pour les ouvrages de plus grandes dimensions (château d'eau, barrage, pont ...).

II. 4.2 : Diagnostic/Auscultation /Pronostic :

C'est l'identification des pathologies, avec estimation des causes et de l'étendue

- Auscultation non destructive des structures : avec utilisation d'un pachomètre ou profoscope jusqu'à 10 cm, ou d'un radar géophysique jusqu'à 50 cm de profondeur, pour localiser les armatures faiblement enrobées, et estimer les surfaces concernées ; estimation des surfaces corrodées par mesure de potentiels.
- Sondage destructif avec marteau perforateur, tronçonneuse
- Prélèvement d'échantillons par carottage ou avec une disqueuse
- Définir l'état des différents matériaux : potentiels de corrosion des armatures, mesures ultrasoniques dans le béton, dureté de surface au scléromètre, mesures d'adhérence d'un revêtement au dynamomètre de traction.
- Enregistrements de mouvement des structures par instrumentation

II. 5 : Stratégie de réhabilitation sismique :

Le choix du type de réhabilitation a en général une incidence non négligeable sur l'architecture de l'ouvrage. Par conséquent, il devrait être effectué par un ingénieur. [22]

Deux grandes familles de démarches sont possibles :

- **Réduire le niveau des charges sismiques :**

La réduction des charges sismiques est la démarche philosophiquement la plus rationnelle car elle vise à soustraire partiellement l'ouvrage à l'action sismique plutôt que de le renforcer afin qu'il résiste à des charges élevées.

Dans de nombreux cas, elle est également la moins coûteuse. [22]

- **Améliorer le niveau de performances de l'ouvrage :**

L'amélioration du niveau de performances d'une structure est souvent identifiée à l'augmentation de sa résistance mécanique. Un tel raisonnement est erroné car l'objectif est d'atteindre un niveau de

Performances (non-effondrement, réparabilité, etc.) et non pas un niveau de résistance aux forces donné (cependant, lorsqu'on vise l'absence de dommages, l'accroissement de la résistance peut être une solution). En effet, même en cas de baisse de résistance, un niveau de performance peut être maintenu ou amélioré par une augmentation appropriée de la ductilité ou, en termes plus généraux, de la dissipativité. [22]

II. 6 : Préparation d'une opération de renforcement ou réparation :

La démarche générale à suivre dans tous les cas comporte les actions suivantes :

1. Etude de l'état de la construction à réparer ou à renforcer.
2. Définition des objectifs à atteindre.
3. Choix des moyens et méthodes à utiliser.
4. Etude détaillée de l'opération.

Les deux premières actions ont une grande importance et leur bonne exécution conditionne le succès de l'opération. [23]

II. 7 : Choix d'une solution : [24]

Avant de choisir la solution optimale de renforcement et/ou réparation, il faut que l'étude préliminaire prenne en compte les données et envisager toutes les solutions avec leurs avantages et inconvénients. Cette étude est montrée par les points ci-dessous:

- **Aspect technique** : l'état de la structure existante, sa conception et l'état de ces éléments jouent un rôle important dans le choix de la méthode à adopter.
- **Disponibilité** : ils existent des cas où la modification des niveaux de l'intrados et/ou l'extrados de la structure est impossible. Donc les différentes méthodes peuvent ne pas être disponibles dans les régions des structures à renforcer.
- **Délais des travaux** : la fonctionnalité de la structure peut limiter les délais des travaux à réaliser, et par la suite affecter la méthode choisie.
- **Importance du bâtiment** : elle est en relation directe avec le niveau de performance et par suite les techniques de renfort.
- **Aspect économique** : l'évaluation du coût et des bénéfices d'un renforcement et/ou réparation de la structure doit être évalué, avant prise de décision.

II. 8 : Techniques de réparation :

II. 8.1 : Injection de fissures :

L'injection est l'une des techniques de réparation de béton les plus prisées. Elle consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injection. En effet, l'injection, a pour but d'améliorer la résistance mécanique et l'imperméabilité de la surface traitée. Elle peut ainsi être utilisée pour remédier à plusieurs problèmes, notamment les fissures.

Pour réparer les fissures sur des surfaces en béton, il existe deux méthodes d'injection l'injection à basse pression et l'injection à haute pression.

- L'injection à haute pression : cette méthode consiste à pénétrer un liquide, à une très grande pression, dans une fissure très étroite (moins de 1/32 po ou 0,75cm).



Figure II. 2 : Représentation de l'injection des fissures à haute pression.

- L'injection à basse pression consiste à injecter un liquide, à une très faible pression dans une fissure plus de 1/16 po ou de 1,5mm. En général, les équipements indispensables pour ce type d'injection sont : pistolet à calfeutrer, pistolet à double cartouche et pulvérisateur à main. [25]



Figure II. 3 : Représentation de l'injection des fissures à basse pression

II. 8.2 : Remplacement du béton détérioré :

Les parties de béton non adhérentes devraient être prélevées jusqu'à ce que le béton sain soit atteint. Le béton tout autour des armatures ayant subi des dommages devrait être enlevé, jusqu'à ce que les barres soient suffisamment dégagées pour pouvoir remplacer le béton défectueux par du mortier. Le matériau de rechange est généralement un époxyde ou un béton de ciment. Pour des tels matériaux de réparation, aucun agent collant époxyde n'est appliqué nécessairement au substrat.

Selon la taille et la profondeur de la partie dégradée à remplacer, le sable gravier ou agrégats bruts peuvent être employés. Le mortier de réparation est projeté normalement à l'aide de truelle contre le substrat. Généralement le coffrage n'est pas nécessaire. [26]

II. 8.3 : Remplacement des armatures :

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés. Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées. La liaison s'effectue par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage. La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales. Un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple).

Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, ou des systèmes explicites de fixation (cheville, tiges collées), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celle-ci devra être effectuée, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée.[26]



Figure II. 4 : Réfection du béton et protection des armatures.

II. 9 : Techniques de renforcement :

II. 9.1 : Projection du béton :

Le béton projeté, communément appelé « shotcrete » a vu ses premières applications aux États-Unis vers 1910. Il est défini comme un béton projeté à haute vitesse sur une surface à l'aide d'air sous pression. Depuis son apparition, le nombre d'applications où ce type de béton est avantageusement utilisé n'a cessé d'augmenter. Il est utilisé notamment pour la réparation d'ouvrages d'art, le support souterrain des mines et des tunnels, la stabilisation de pentes, et le bétonnage d'endroit difficiles d'accès tels les culées de pont, les dessous de poutres et l'intérieur de cheminées. Le béton projeté est également très utile pour la construction de structures possédant une architecture particulière telles les arches et les formes courbes. [27]

II. 9.1.2 : Les procédés de projection :

Il existe deux procédés pour mettre en place le béton projeté : le procédé sec et le procédé humide (souvent appelés « dry-mix » et « Wet-mix shotcrete »).

Le choix de l'un ou l'autre de ces procédés dépend principalement de la nature de l'intervention à réaliser. En effet, les conditions de chantier doivent être évaluées précisément afin de choisir le procédé qui produira le meilleur matériau aux moindres coûts possibles selon l'application visée. Par exemple, l'orientation (mur ou plafond) et la dimension de l'intervention, la présence d'un producteur de béton à proximité ainsi que les équipements disponibles sont tous des critères importants à considérer (Jolin 1996).

Ces méthodes d'application pneumatique possèdent deux caractéristiques importantes, soit les rebonds et l'épaisseur maximale de projection. Le rebond est constitué des particules qui n'adhèrent pas à la surface de projection. Aujourd'hui, les rebonds sont généralement de l'ordre de 5 à 15 % pour le procédé humide et de 15 à 25 % pour le procédé sec. L'épaisseur maximale de projection est définie comme étant l'épaisseur maximale de béton qui peut être appliquée de manière stable en une seule application. [27]



Figure II. 5 : Renforcement au moyen de béton projeté.

II. 9.2 : Renforcement par un système de contreventement métallique :

Le contreventement métallique est une des méthodes très efficace pour le renforcement global des bâtiments. Il est étudié pour la réhabilitation des bâtiments non-ductiles, d'où son utilisation dans les structures en béton armé est de plus en plus adoptée.

L'avantage que présente cette méthode est de permettre des ouvertures et de n'ajouter qu'un poids faible à la structure.

Dans la mise en œuvre, les entretoises peuvent être placées dans les compartiments tout en conservant la fonctionnalité et l'utilisation du bâtiment, pour un étage ouvert au sol. La connexion entre les entretoises et cadres existants est très importante, donc les entretoises sont reliées principalement aux niveaux des joints poutre - poteau. Par conséquent, les forces sont transférées aux joints sous la forme des forces axiales, à la fois en compression et en traction. Ce système de contreventement fournit une augmentation significative de la capacité de la structure horizontale. Enfin, tous ces réalisations peuvent s'appliquer sans perturbation du fonctionnement de l'immeuble et des occupants.

De plus, il existe des croix de contreventement qui possèdent des amortisseurs pour dissiper l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis. [28]

II. 9.2.1 : Type de contreventement métallique :

- **Contreventement en V :** leur avantage est la réduction de la longueur de l'élément ajouté et la capacité de dissipation d'énergie rapide.
- **Contreventement en K:** ils ne sont pas préférés à cause de la force incontrôlable qui apparaît après le flambement qui peut induire à l'effondrement (car les aciers sont connectés au milieu du poteau).
- **Croix de Saint André :** Le contreventement des plans horizontaux par des bracons permet de transmettre et de mieux répartir les actions latérales subies par la construction sur les éléments de contreventement vertical. Ceux-ci doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente des charges dynamiques vers les fondations. [28]



Figure II. 6 : Croix de Saint-André

II .9.3 : Renforcement des structures par la technique de l'isolation parasismique :

L'isolation parasismique est une méthode d'isolation partielle des structures du sol qui s'effectue par l'introduction des appuis dont la souplesse horizontale est beaucoup plus grande que celle de la structure.

Cette méthode est basée sur le concept de la grande flexibilité horizontale, ce qui permet la réduction des accélérations transmises à la superstructure, par conséquent la réduction des charges sismiques agissant sur la structure, ce qui donne aussi un mouvement de corps rigide pour la superstructure.

Les premières applications pratiques de l'isolation parasismique pour les nouvelles structures à travers le monde ont commencé dans les années 80.

Pour les ouvrages existants, le premier bâtiment dans le monde réhabilité en utilisant l'isolation par la base est l'hôtel de ville de Salt Lake (Utah, USA) en 1989.

Les avantages du système d'isolation par la base peuvent être très importants pour les ouvrages existants :

- Les appuis sont conçus pour réduire l'action sismique de telle manière que la superstructure ne nécessite aucune augmentation de résistance.
- Les travaux sont limités seulement aux poteaux du premier niveau.
- Les ouvrages ne sont pas mis hors service lors des travaux d'insertion des appuis.

L'efficacité de cette méthode diminue avec la flexibilité de l'ouvrage à renforcer car dans le cas d'un ouvrage très souple, il est difficile d'avoir une différence entre les périodes de la structure encastree et celles de la structure isolée. [29]



Figure II. 7 : Représentation de l'isolation sismique

II. 9.4 : Renforcement des structures en béton armé par voiles de contreventement :

Pour améliorer le comportement d'une structure, l'une des solutions qui a été la plus utilisée par les bureaux d'études est celle de l'ajout de voiles de contreventement. Leur introduction a pour visée d'empêcher un effondrement d'ensemble en château de cartes. La proposition portant principalement sur des rajouts de voiles en façades de structures contreventées en portiques. L'objectif étant de ne pas modifier la distribution architecturale à l'intérieur des appartements.

Toutefois, pour augmenter la rigidité des éléments structuraux, ou réparer des ensembles de poteaux de niveaux fortement touchés, cette condition n'a pas pu être respectée et des travaux de confortement importants ont été entrepris avec des réaménagements internes rendus Obligatoires.



Figure II. 8 : Renforcement en béton armé par voiles de contreventement

Une attention particulière doit être accordée à la liaison du voile avec le poteau repris, en s'assurant de la continuité des barres horizontales par un ancrage dans la masse de ce dernier et de la bonne transmission des efforts entre niveaux consécutifs par des dispositions de ferrailage adaptées.

La configuration que l'on retrouve est la disposition d'un voile prolongeant un poteau chemisé. Il est à noter que ce type d'intervention doit respecter la symétrie d'ensemble, c'est à dire qu'il faut prévoir un second dispositif de ce renforcement qui sera disposé à son opposé pour assurer l'équilibre de la structure tout en conservant sa symétrie en plan. Dans le cas de plusieurs niveaux, le voile doit être prolongé verticalement pour satisfaire aux conditions de rigidité de niveaux et de régularité en élévation. [30]

II. 9.5 : Chemisage en béton armé :

Le chemisage en béton armé résulte une augmentation de la section du poteau et cela se fait par l'addition des armatures longitudinales et transversales à l'élément déjà existant et puis la mise en place d'un nouveau béton d'enrobage. Cette technique est appliquée pour les poteaux afin d'assurer les besoins suivants :

- Augmentation de la portance.
- Augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement.
- Augmentation de la capacité de déformation.

Le chemisage en béton armé consiste à mettre en place une épaisseur de chemise qui est suffisante pour permettre la disposition des armatures longitudinales et aussi transversales avec un enrobage adéquat. Cette méthode ne demande pas des travaux spécialisés contrairement aux autres méthodes.

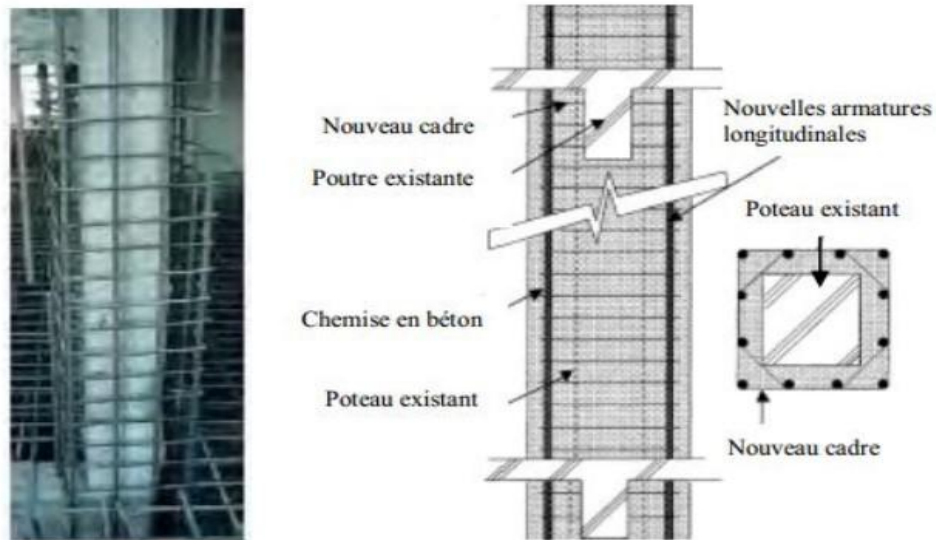


Figure II. 9 : Chemisage d'un poteau

Le chemisage en béton armé exige une préparation d'interface pour obtenir un bon lien entre le nouveau poteau et l'ancien, ce qui donne un effet monolithique.

Alors une augmentation de la rugosité de la surface est demandée, suivie de l'application d'agent de liaison. Plusieurs méthodes sont utilisées pour augmenter la rugosité de l'interface par exemple le sablage, Electric hammering, etc. [31]

II. 9.6 : Précontrainte additionnelle :

La précontrainte additionnelle consiste en un ajout de force dans des ouvrages existants en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Elle permet, en effet, d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définies, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est réalisée le plus souvent par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câble ou barres).

La précontrainte additionnelle peut être employée pour traiter une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoirs, bâtiments). Cette méthode est particulièrement adaptée au renforcement en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant par l'emploi d'étriers actifs.

En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité. De plus, le recours à des unités de plus en plus puissantes pour en limiter le nombre implique une étude particulièrement soignée des zones d'ancrage, très fortement sollicitées [Calgaro J. et Lacroix R., 1997]. [32]



Figure II. 10 : Précontrainte additionnelle

II. 9.7 : Renforcement des éléments structuraux par des matériaux composites :

La technique de renforcement par matériaux composite pour les éléments structuraux porteurs est l'une des techniques efficaces pour l'accroissement de la résistance de ces derniers. Cette technologie possède une application simple, peu exigeante en main d'œuvre, et n'est pas dérangeante pour les occupants des ouvrages.

En plus, la résistance aux substances chimiques et la corrosion sont des caractéristiques dont les matériaux composites présents donnent à cette technique une durée de vie plus longue que les matériaux traditionnels tels que l'acier. Cette technologie de renforcement possède un prix élevé mais elle est économique à long terme.

Les termes «matériaux composite renforcé de fibres» ou PRF «polymère renforcé de fibres» sont des produits de synthèse constitués principalement de renforts fibreux, supportés par un liants appelé matrice. Leur comportement dépend principalement du pourcentage de fibres et des propriétés mécanique des constituants. Ce sont les renforts fibreux qui donnent

aux composites leurs propriétés hautement directionnelles, leur imposant un comportement anisotrope et essentiellement linéaire élastique jusqu'à la rupture. [33]



Figure II. 11 : Renforts par plaques composites

II.9.7.1 : Propriétés mécaniques des composites «PRF» :

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c'est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même (Carolin 2003). En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre (Foo et al. 2001). Le Tableau ci-dessus résume les principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

Matériaux composites Unidirectionnel	Contenu en fibres (% par poids)	Densité (kg / m ³)	Module d'élasticité longitudinale (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / polyester (GFRP laminé)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy (FRP laminé)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Tableau II.1 : Tableau des propriétés mécanique des composites

Propriétés mécaniques typiques des composites «PRFV», «PRFC» et «PRFA» (Teng et al. 2002)

Les trois types des composites, nommés «PRFV», «PRFC» et «PRFA» sont utilisés pour le renforcement des structures en béton armé, à la fois dans des applications pratiques ou de recherches. Le Tableau de Teng et al. (2002) pour les composites «PRF» avec des fibres unidirectionnelles montre une large variété de résistances et de rigidités de ces matériaux. Reste à noter que les valeurs données dans ce dernier sont à titre indicatives, et il peut exister quelques produits particuliers qui ont des propriétés différentes que ceux indiquées dans ce tableau.

II. 9.7.2 : Mise en œuvre des matériaux composites:

Un processus généralement pareil pour les étapes de la mise en place des matériaux composites, malgré la variation de l'installation du système de renforcement d'un installateur ou d'un fabricant à l'autre. Ce processus peut se résumer par :

- Examiner et réparer les surfaces effritées et les fissures de la surface de l'élément à renforcer.
- Appliquer une couche du mastic de vitrier après la préparation de la surface de l'élément en éliminant les saillies.
- Mettre en place les tissus de fibres sur la surface après une application d'une première couche d'agent d'imprégnation.
- Répéter l'étape précédente jusqu'à ce que les couches demandées de fibres soient installées.[33]

II. 9.8 : Renforcement des fondations existantes :

Le renforcement des semelles existantes nécessite l'augmentation de leurs dimensions pour augmenter la surface de contact avec le sol. Il est facile de réaliser un renforcement simple de la semelle dans le cas où le poteau est lui-même renforcé par chemisage. La ceinture entourant la semelle existante et réalisée à sa base, a une grande importance pour la transmission des forces inclinées. Pour cela il est nécessaire de réaliser une ceinture assez rigide.



Figure II. 12 : Renforcement des fondations.

Dans le cas où le poteau n'est pas renforcé, la pression du sol qui s'exerce sur la nouvelle partie de semelle peut être transmise directement à la semelle existante. Ceci est possible grâce à l'introduction, par exemple, de profilés métalliques sous les bords de la semelle. Une enveloppe en béton armé est réalisée par la suite.

II. 9.9 : Gainage métallique :

Le gainage métallique consiste à enfermer le poteau dans une cage ou tube métallique constitué par des fers plats et des cornières ou des tôles soudées. Cette technique est notamment utilisée avec l'injection quand il y a des écrasements locaux du béton au niveau des fissures. La gaine métallique est ensuite recouverte d'un enduit de ciment.

Pour le gainage métallique, l'épaisseur de la gaine est faible comparée à celle adoptée dans le cas d'un gainage en béton armé. Dépendant de l'espace libre autour du poteau, le gainage peut être réalisé sur une, deux, trois ou quatre faces de la section. Cependant il est recommandé de gainer les poteaux sur leurs quatre faces pour avoir une bonne rigidité vis-à-vis du séisme. La figure ci-après présente le détail d'un gainage métallique pour un élément en béton armé. [37]



Figure II. 13 : Gainage métallique d'un poteau en béton armé

II. 10 : Conclusion :

Les différentes méthodes de renforcement parasismique diffèrent par leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques et la mise en œuvre de chaque méthode.

Toutes les méthodes ont un principe commun qui est la diminution des endommagements dans les bâtiments vulnérables.

Chapitre III :

Modélisation linéaire et non-linéaire

III. 1 : Présentation de l’ouvrage :

La structure considérée pour l’étude est un bâtiment en béton armé en(R+4), régulier en plan et en élévation à usage d’habitation. Il est implanté à Alger qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) [34] en zone III, cette dernière est considérée comme une zone de forte sismicité.

III. 1.1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Longueur totale du bâtiment	21,25 m
Largeur totale du bâtiment	12,25 m
Hauteur totale du bâtiment	15,00 m
Hauteur des étages	3,00 m
Hauteur du RDC	3,00 m

Tableau III. 1 : Caractéristiques géométriques du bâtiment.

III. 1.2 : Dimensions de la structure :

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan et en élévation sont mentionnées sur les figures

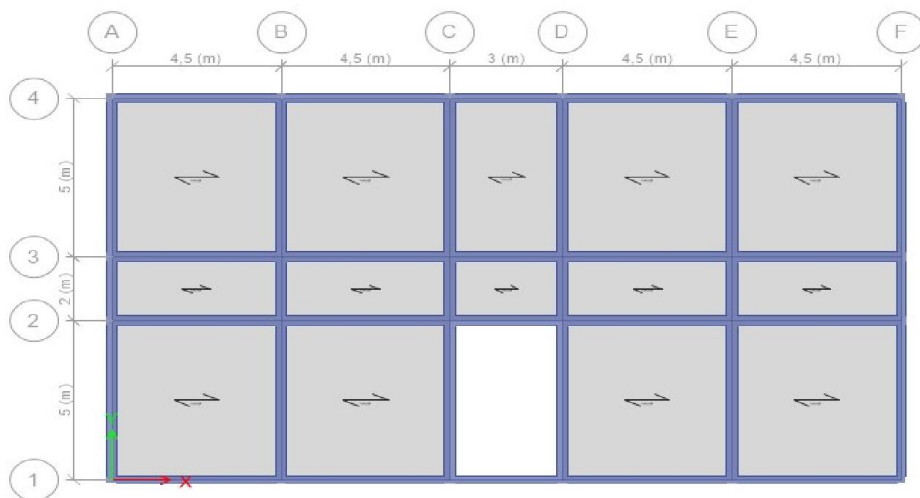


Figure III. 1 : Vue en plan

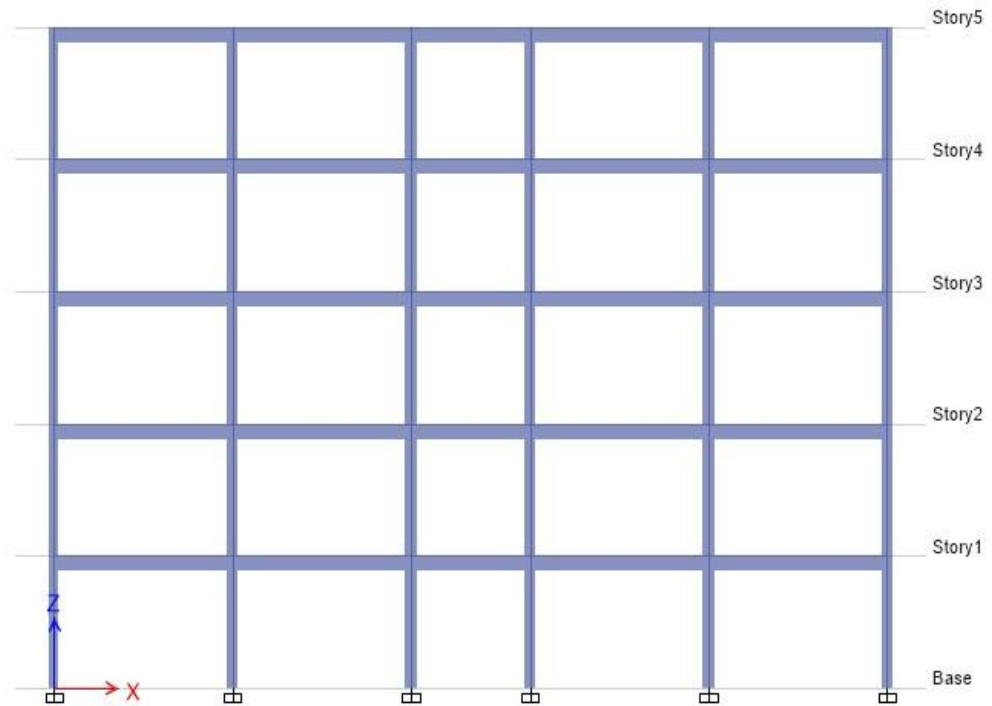


Figure III. 2 : Vue en élévation

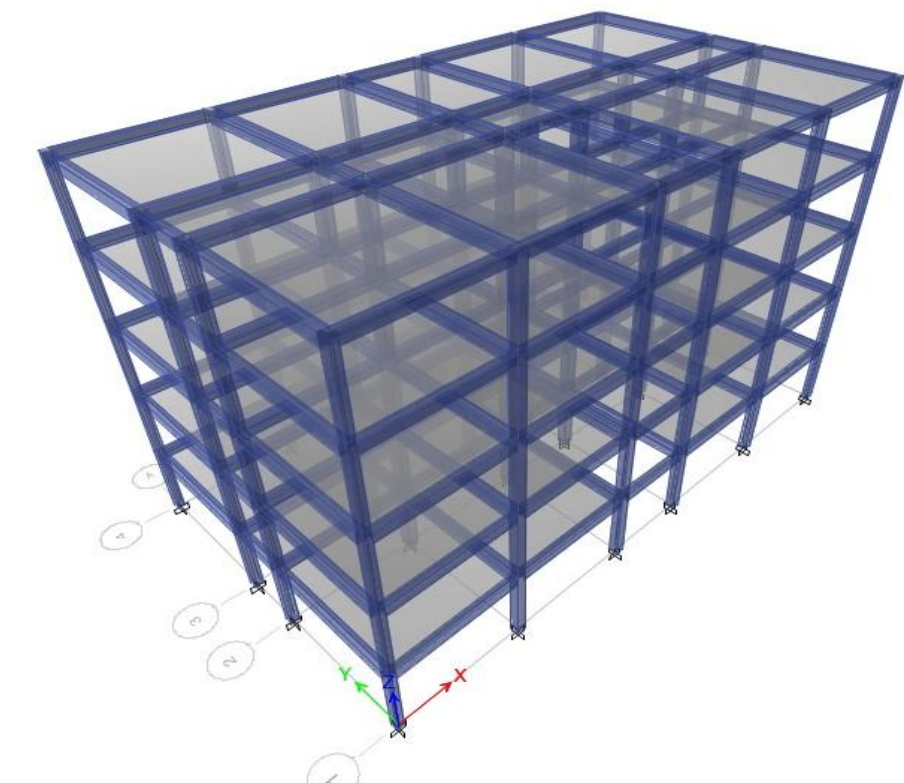


Figure III. 3 : Vue en 3D

Dans notre étude on a pris deux hauteur du RDC la première est de **3,00m** et la deuxième est de **4,5m**.

III. 2 : Ossature et système constructif adopté :**• Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

• Planchers :

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps-creux (16+4).

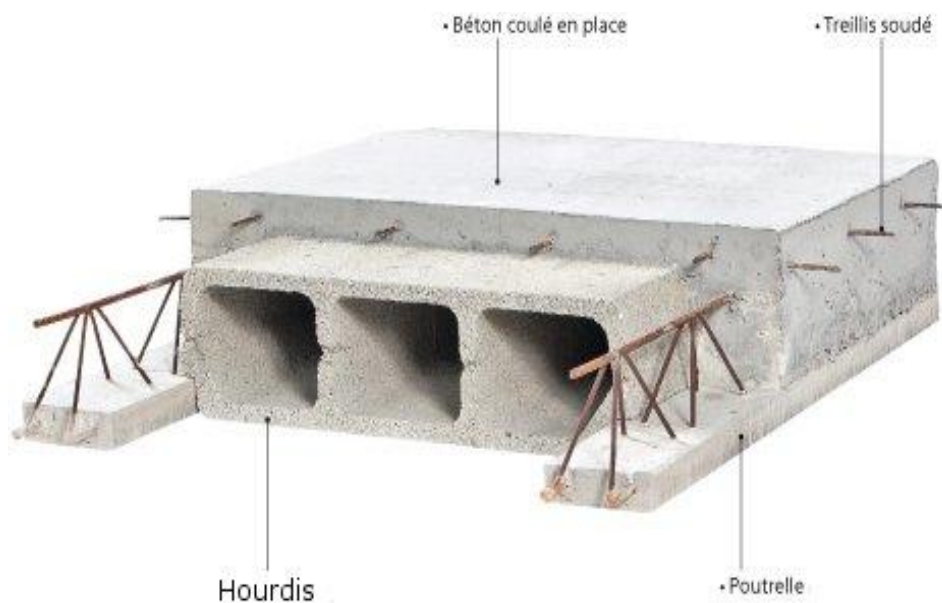


Figure III.4 : plancher à corps creux.

• Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm, les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.

• Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité
- Multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

III. 3 : Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

III. 4 : Prédimensionnement :**III.4.1 : Prédimensionnement du plancher :**

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$L=4.5m$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

On optera pour plancher de $(16+4) = 20\text{cm}$

III.4.2 Prédimensionnement des poutres :**III.4.2.1 Poutres principales :**

$$L_{max} = 5.00 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50 \Rightarrow h = 40\text{cm} \\ d=0.9h=0.9 \times 40=36\text{cm} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 0.3(36) \leq b \leq 0.4(36) \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4 \Rightarrow \\ b = 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 3 \end{array} \right.$$

Section des poutres principales: $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.4.2.2 poutres secondaires :

$$L_{max} = 4.50 \text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \Rightarrow h = 35\text{cm} \\ d=0.9h=0.9 \times 35=31.5\text{cm} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 0.3(31.5) \leq b \leq 0.4(31.5) \Rightarrow 9.45 \leq b \leq 12.6 \Rightarrow \end{array} \right.$$

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

$$\frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 3$$

Section des poutres secondaires: (b x h) = (30 x 35) cm²

Le tableau et la figure représentée ci-dessous résume les dimensions (coffrage et ferrailage) des poutres principales et secondaires

Niv	Poutres secondaires				Poutres principales			
	Rive	intermédiaire			Rive	intermédiaire		
	Dim (cm ²)	Dim (cm ²)	Ferrailage		Dim (cm ²)	Dim (cm ²)	ferrailage	
			Sup	Inf			Sup	Inf
4	25×35	30×35	5T12	3T14	25×40	30×40	5T14	5T12
3	25×35	30×35	5T12	3T14	25×40	30×40	5T14	5T12
2	25×35	30×35	5T12	3T14	25×40	30×40	5T14	5T12
1	25×35	30×35	5T12	3T14	25×40	30×40	5T14	5T12
RDC	25×35	30×35	5T12	3T14	25×40	30×40	5T14	5T12

Tableau III. 2 : Tableau de ferrailage des poutres

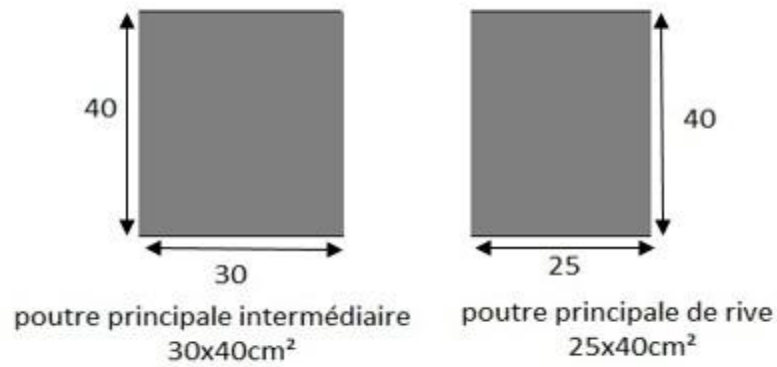


Figure III. 5 : Dimensions des poutres.

III. 4.3 : Prédimensionnement des poteaux :

Nous allons chercher les dimensions de trois types de poteaux : poteau central, poteaux de rive, poteau d'angle

III. 4.3.1 : Poteau central :

Surface d'influence :

$$S = [2.25 + 2.25] \times [1 + 2.5] = 4.5 \times 3.5 = 15.75 \text{m}^2$$

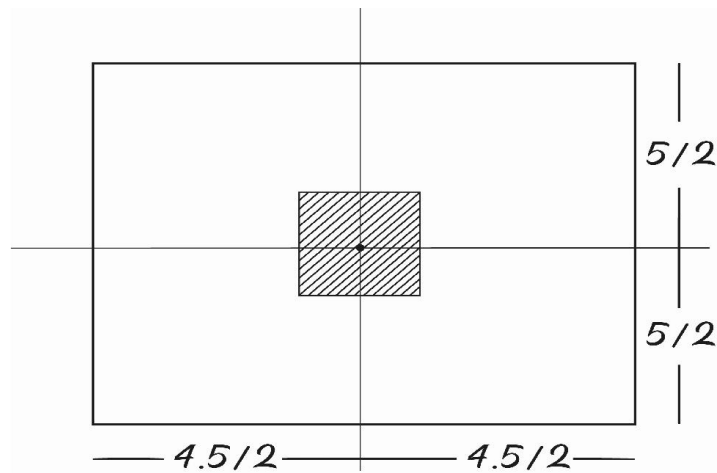


Figure III. 6 : surface d'influence du poteau central.

Détermination de «a» :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} \text{ Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a \Rightarrow a = \frac{L_f}{\lambda} = \frac{0.7 \times 300}{0.289 \times 50} = 14.53 \text{ cm}$$

On prend $a=35 \text{ cm}$

Détermination de «b» :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone III}$

$A_s = 0.9\% \times (33) \times (b - 2) = 0.297 \times (b - 2)$

$B_r = (35 - 2) \times (b - 2) = 33 \times (b - 2) \text{ cm}^2$

Détermination de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

Plancher terrasse :

$$N_{GT} = G \times S = 5.30 \times (15.75) = 83.48 \text{ kN}$$

Planchers étages courants :

$$N_{GEC} = n \times G \times S = 4 \times 5.06 \times (15.75) = 318.8 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{GEC}) = 1.1 \times (83.48 + 318.8) = 442.5 \text{ kN}$$

Les efforts de compression dus aux surcharges N_Q :

Plancher terrasse :

$$N_Q = Q \times S = 1.00 \times (15.75) = 15.75 \text{ kN}$$

Planchers étages courants :

$$N_{QEC} = n \times Q \times S = 4 \times 1.50 \times (15.75) = 94.5 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{QEC}) = 1.1 \times (15.75 + 94.5) = 121.27 \text{ kN}$$

L'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (442.5) + 1.5 (121.27) = 779.28 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{0.7 \times 300}{0.289a} = 20.76$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{20.76}{35}\right)^2\right]} = 0.794$$

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

$$\Rightarrow 779.28 \leq 0.794 \left[\frac{33(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.297(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$779.28 \leq 0.794[61.11(b-2) + 10.33(b-2)]$$

$$779.28 \leq 56.72(b-2) \Rightarrow 13.73 \leq b-2 \Rightarrow b \geq 13.73 + 0.02$$

$$b \geq 13.75 \text{ cm}$$

On prend **b=35 cm**

Section des poteaux centraux : (b x h) = **(35 x 35) cm²**

III. 4.3.2 : Poteau de rive :

Surface d'influence :

$$S = [2.25 + 2.25] \times [2.5] = 11.25 \text{ m}^2$$

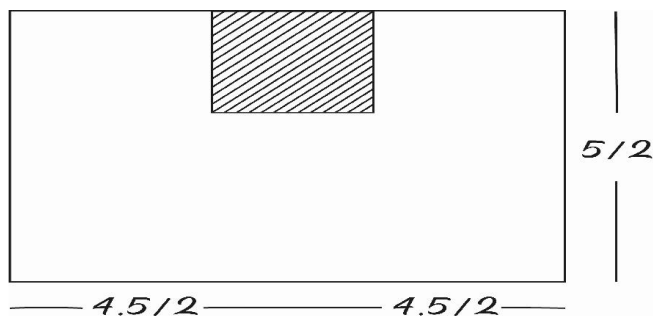


Figure III. 7 : Surface d'influence du poteau de rive

Détermination de «a» :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a \Rightarrow a = \frac{L_f}{\lambda} = \frac{0.7 \times 300}{0.289 \times 50} = 14.53 \text{ cm}$$

On prend **a=30 cm**

Détermination de «b» :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots$ Zone III

$$A_s = 0.9\% \times (28) \times (b - 2) = 0.252 \times (b - 2)$$

$$B_r = (30 - 2) \times (b - 2) = 28 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

Détermination de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

Plancher terrasse : $N_{GT} = G \times S = 5.30 \times (11.25) = 59.62 \text{ kN}$

Planchers étages courants :

$$N_{GEC} = n \times G \times S = 4 \times 5.06 \times (11.25) = 227.7 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{GEC}) = 1.1 \times (59.62 + 227.7) = 316.05 \text{ kN}$$

Les efforts de compression dus aux surcharges N_Q :

Plancher terrasse :

$$N_Q = Q \times S = 1.00 \times (11.25) = 11.25 \text{ kN}$$

Planchers étages courants :

$$N_{QEC} = n \times Q \times S = 4 \times 1.50 \times (11.25) = 67.5 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{QEC}) = 1.1 \times (11.25 + 67.5) = 86.63 \text{ kN}$$

L'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (316.05) + 1.5 (86.63) = 556.61 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{0.7 \times 300}{0.289a} = 24.22$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{24.22}{35}\right)^2\right]} = 0.775$$

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

$$\Rightarrow 556.60 \leq 0.775 \left[\frac{28(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.252(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$556.60 \leq 0.775 [51.85(b-2) + 8.76(b-2)]$$

$$779.28 \leq 46.97(b-2) \Rightarrow 16.59 \leq b-2 \Rightarrow b \geq 16.59 + 0.02$$

$$b \geq 16.61 \text{ cm}$$

On prend **b=30 cm**

Section des poteaux de rive : (b x h) = **(30 x 30) cm²**

III. 4.3.3 : Poteau d'angle :

Surface d'influence :

$$S = [2.25] \times [2.5] = 5.625 \text{ m}^2$$

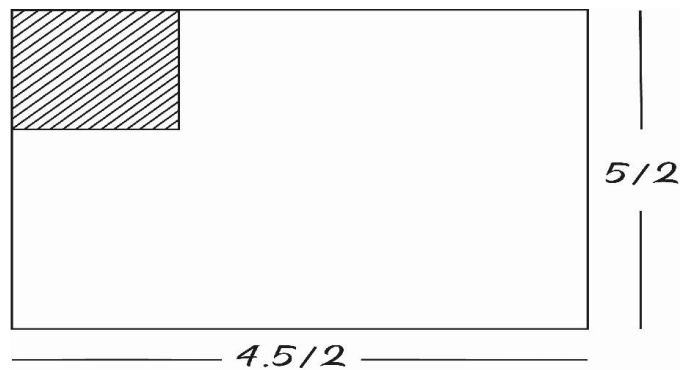


Figure III. 8 : Surface d'influence du poteau d'angle

Détermination de «a» :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b \quad ; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a \Rightarrow a = \frac{L_f}{\lambda} = \frac{0.7 \times 300}{0.289 \times 50} = 14.53 \text{ cm}$$

On prend $a=25 \text{ cm}$

Détermination de «b» :

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$A_s = 0.9\% \times Br \dots \dots \dots$ Zone III

$$A_s = 0.9\% \times (23) \times (b - 2) = 0.207 \times (b - 2)$$

$$Br = (25 - 2) \times (b - 2) = 23 \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

Détermination de l'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

Plancher terrasse :

$$N_{GT} = G \times S = 5.30 \times (5.625) = 29.81 \text{ kN}$$

Planchers étages courants :

$$N_{GEC} = n \times G \times S = 4 \times 5.06 \times (5.625) = 113.85 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{GEC}) = 1.1 \times (29.81 + 113.8) = 158.03 \text{ kN}$$

Les efforts de compression dus aux surcharges N_Q :

$$\text{Plancher terrasse : } N_Q = Q \times S = 1.00 \times (5.625) = 5.625 \text{ kN}$$

Plancher R.D.C + étages courants :

$$N_{QEC} = n \times Q \times S = 4 \times 1.50 \times (5.625) = 33.75 \text{ kN}$$

On majore les efforts de 10% :

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{QEC}) = 1.1 \times (5.625 + 33.75) = 43.31 \text{ kN}$$

L'effort normal N_u :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 (158.03) + 1.5 (43.31) = 278.3 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{0.7 \times 300}{0.289a} = 29.06$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{29.06}{35}\right)^2\right]} = 0.747$$

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

$$\Rightarrow 278.3 \leq 0.747 \left[\frac{23(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.207(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$278.3 \leq 0.747[42.59(b-2) + 7.2(b-2)]$$

$$278.3 \leq 37.19(b-2) \Rightarrow 7.48 \leq b-2 \Rightarrow b \geq 7.48 + 0.02$$

$$b \geq 7.50 \text{ cm}$$

On prend **b=25 cm**

Section des poteaux centraux : (b x h) = **(25 x 25) cm²**

Le tableau et la figure représentés ci-dessous résument les dimensions (coffrage et ferrailage) des poteaux

Niv	Poteaux					
	Poteaux centraux		Poteaux de rive		Poteaux d'angle	
	Dim (cm ²)	Ferrailage	Dim (cm ²)	Ferrailage	Dim (cm ²)	Ferrailage
4	35×35	8T14	30×30	8T12	25×25	8T12
3	35×35	8T14	30×30	8T12	25×25	8T12
2	35×35	8T14	30×30	8T12	25×25	8T12
1	35×35	8T14	30×30	8T12	25×25	8T12
RDC	35×35	8T14	30×30	8T12	25×25	8T12

Tableau III. 3 : Tableau de ferrailage des poteaux

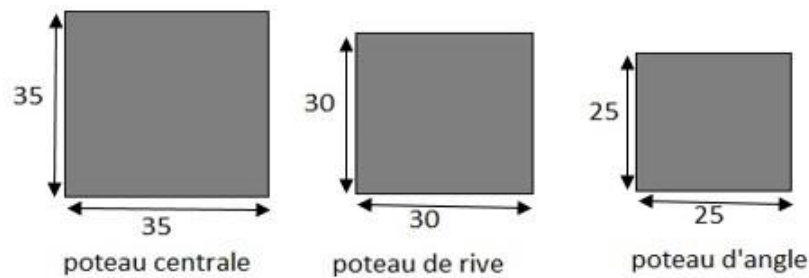


Figure III. 9 : Dimensions des poteaux.

Pour les poutres de rive (principales et secondaires) nous avons adopté les dimensions suivantes :

- Poutres principales : (25×40) cm²
- Poutres secondaires : (25×35) cm²

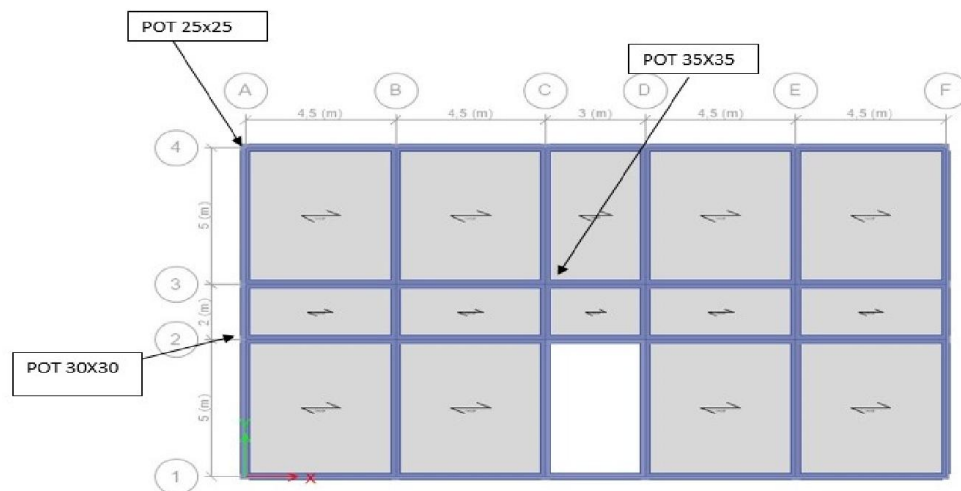


Figure III. 10 : Vue en plan (représentation de différentes dimensions de poteaux)

III. 5 : Caractéristiques des matériaux :

III. 5.1 : Caractéristiques mécaniques du béton :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

III. 5.1.1 : Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimée en MPa, pour le présent projet on adopte $f_{c28} = 25$ MPa.

III. 5.1.2 : Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$. Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

III. 5.1.3 : Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et des déformations. Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} est donné par le CBA93, comme suit :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ soit donc } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

III. 5.1.4 : Notion des états limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

L'état limite ultime de résistance, correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainera la ruine de l'ouvrage, alors il doit être justifié vis-à-vis de :

- La résistance de toute la structure.
- L'équilibre statique (pas de renversement).
- La stabilité de forme (pas de flambement).

La contrainte limite ultime de résistance du béton à la compression est donnée par le CBA 93.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

γ : coefficient de sécurité du béton.

⊙ : coefficient fixe en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

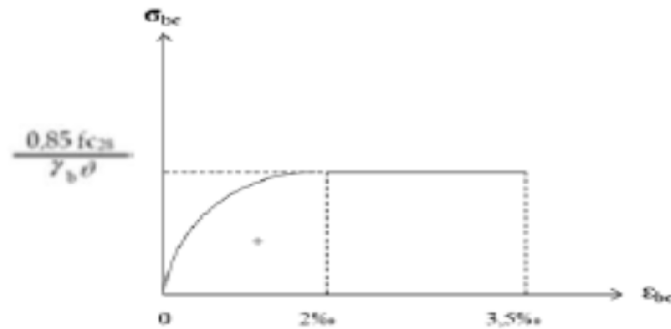


Figure III. 11 : Diagramme – rectangle des contraintes-déformation du béton à l'ELUR

L'état limite de service, c'est au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, déformation excessives des éléments porteurs, fatigue, perte d'étanchéité), il comprend les états limites de fissuration et de la déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \zeta$$

Pour notre cas, on a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

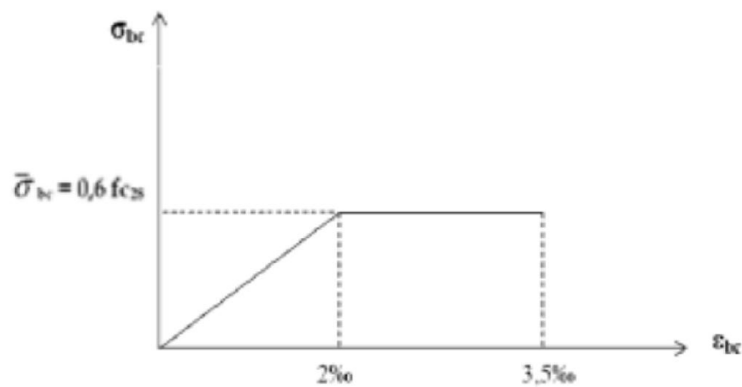


Figure III. 12 : Contrainte-déformation du béton à l'ELS.

III. 5.1.5 : Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ pour le calcul de déformations à l'ELS.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'E.L.U.

III. 5.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

III. 5.2.1 : Etat limite ultime :

A l'état limite ultime, on utilise pour le calcul le diagramme contrainte-déformation.

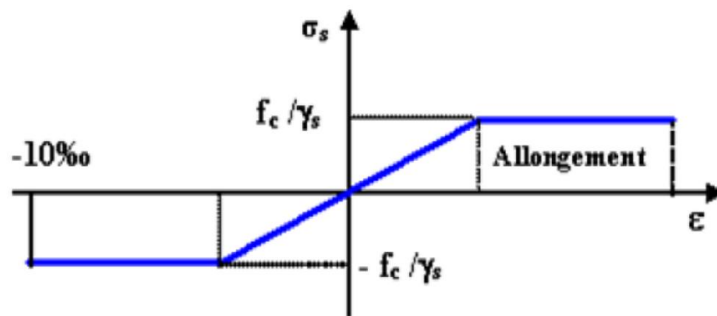


Figure III. 13 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

III. 5.2.2 : Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f^e, 110 \sqrt{\eta f_y})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f^e, 90 \sqrt{\eta f_y})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

Pour notre projet on adopte :

FeE400 : pour les armatures longitudinales

FeE235 : pour les armatures transversales

III. 6 : Descente des charges :

III. 6.1 : Plancher terrasse inaccessible :

1- Protection en gravillons roulé (6cm)	→	0.8 KN/m ²
2- Etanchéité multicouche (2cm)	→	0.24 KN/m ²
3- Forme de pente en béton léger (5cm)	→	1.1 KN/m ²
4- Isolation thermique en liège (4cm)	→	0.16 KN/m ²
5- Plancher à corps creux + dalle de compression (20+4)	→	2.8KN/m ²
6- Enduit en plâtre (2cm)	→	0.2 KN/m ²

$\Sigma G = 5.30 \text{ KN/m}^2$

III. 6.2 : Planchers étages courants :

1-Revêtement en carrelage (2cm)	→	0.4 KN/m ²
2-Mortier de pose (2cm)	→	0.4 KN/m ²
3-lit de sable (2cm)	→	0.36 KN/m ²
4-Plancher à corps creux (20+4)	→	2.8 KN/m ²
5-cloison en briques creuses (10)	→	0.9 KN/m ²
6-enduit en plâtre (2cm)	→	0.2 KN/m ²

$\Sigma G = 5.06 \text{ KN/m}^2$

III. 6.3 : Murs de façade (extérieur) :

1-Enduit extérieur en ciment (1.5cm)	→	0.36 KN/m ²
2-Brique creuses (15cm)	→	1.35 KN/m ²
3- Brique creuses (10cm)	→	0.9 KN/m ²
4-Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	→	0.15 KN/m ²

$\Sigma G = 2.76 \text{ KN/m}^2$

III. 6.4 : L'acrotère :**Poids propre :**

$$S = \left[0.6 \times 0.1 + 0.8 \times 0.1 + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right] = 0.069m^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

III. 6.5 : Surcharges d'exploitation :Surcharge d'exploitation des planchers courants : **Q= 1.5 KN/m²**Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible **Q=1 KN/m²****III. 7 : Application de la méthode PUSH OVER au le bâtiment étudié :**

La méthodologie de la modélisation du bâtiment dans le domaine non linéaire à travers une analyse push over est comme suit :

III. 7.1 : Définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux :

La définition du comportement non linéaire des poutres et des poteaux se traduit par l'introduction des rotules plastiques (plastic hinges) aux sections susceptibles de se plastifier, la propriété de ces rotules est défini en tenant compte des sollicitations auxquels elles sont exposées.

Les propriétés des différents types des rotules plastiques définies par défaut par le logiciel **ETABS V 2018** sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA356 [35] et ASCE [36].

Pour chaque type de rotule choisi (Hinge property) on introduit dans la case « relative distance » les valeurs des rapports 0.1 pour (PUSH X et PUSH Y) et 0.9 pour (PUSH X et PUSH Y) qui correspond aux extrémités des poutres et des poteaux.

Pour nos modèles de calculs, on a introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportement définies par défaut comme suit :

Poutres : rotules de flexion (de type M3)

Les rotules de flexion (Auto M3) sont introduites au niveau des zones nodales des poutres.

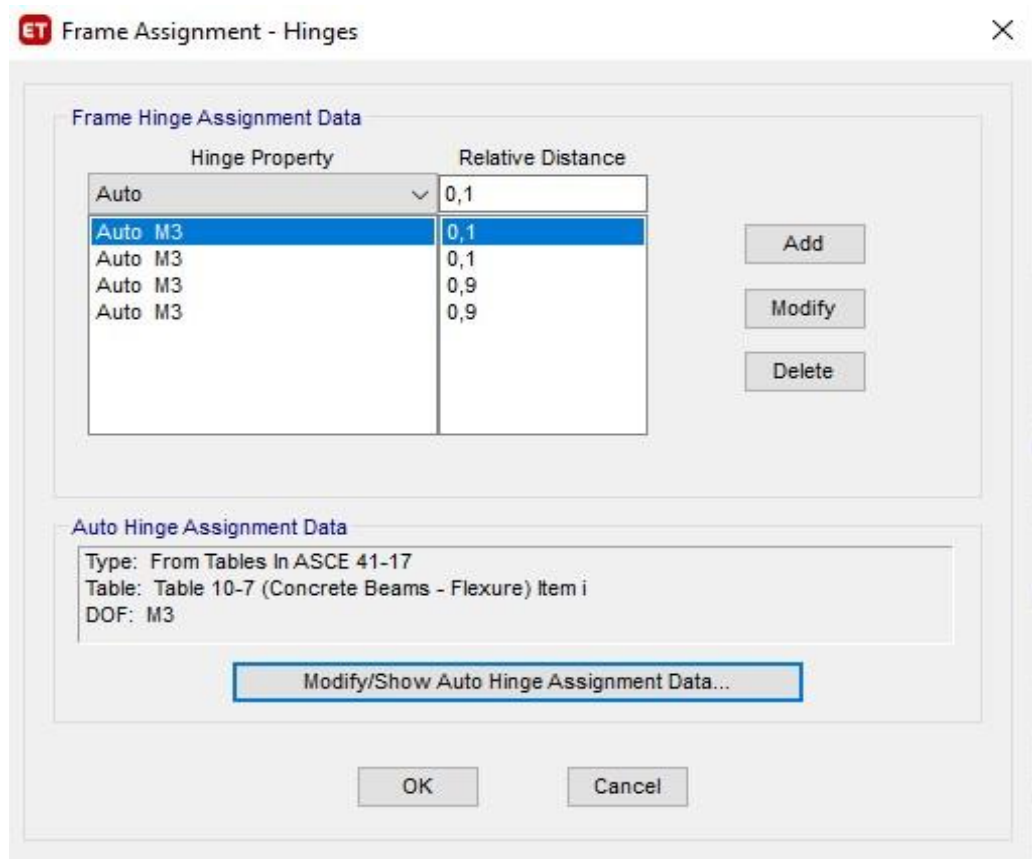


Figure III. 14 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

La loi de comportement non linéaire en flexion Auto M3 des poutres est définie comme suit :

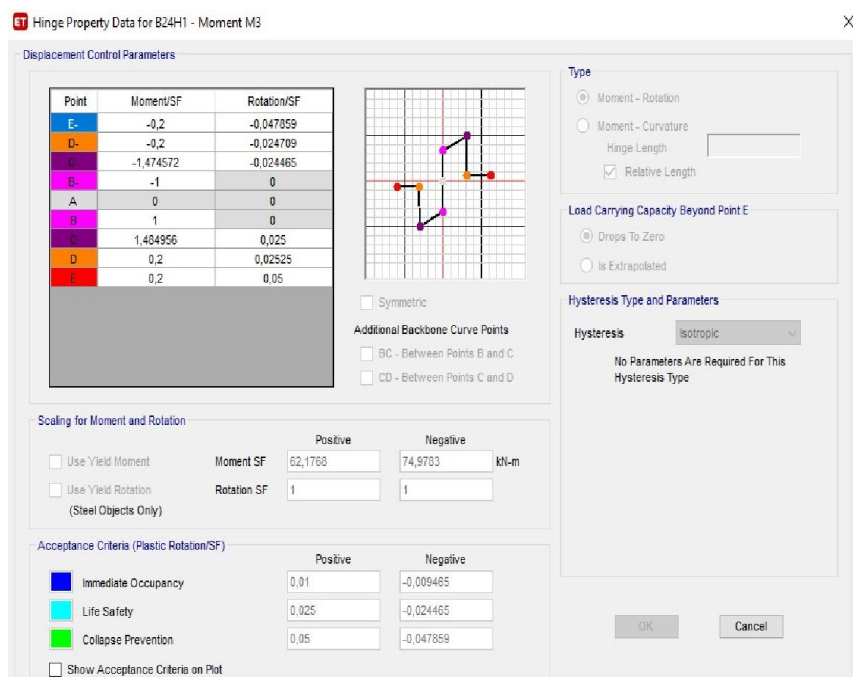


Figure III. 15 : Loi de comportement de rotules de flexion.

Poteaux : rotules de type (PMM)

Les rotules plastiques (de type PMM) sont introduite aux niveaux des zones nodales des poteaux

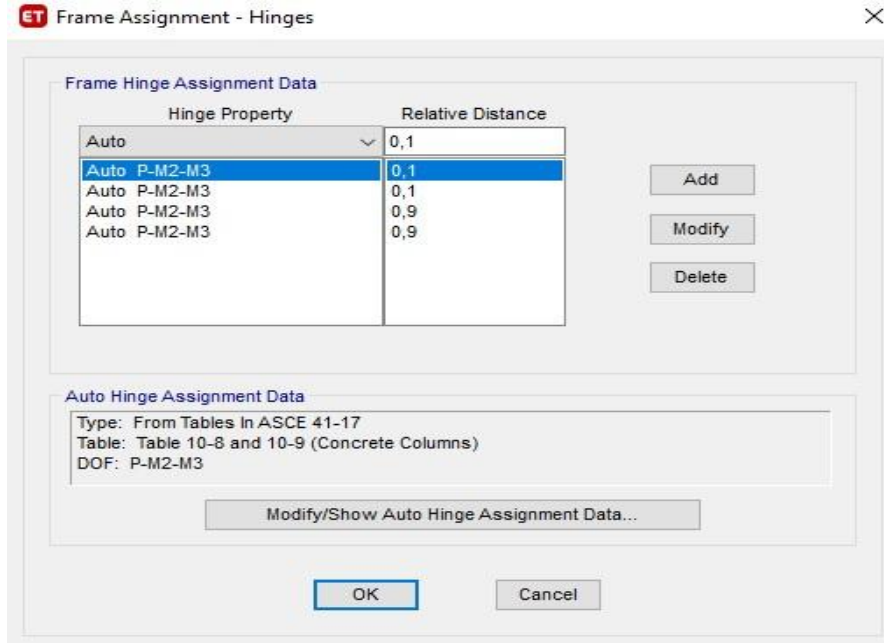


Figure III. 16 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

La loi de comportement non linéaire default PMM est définie comme suit :

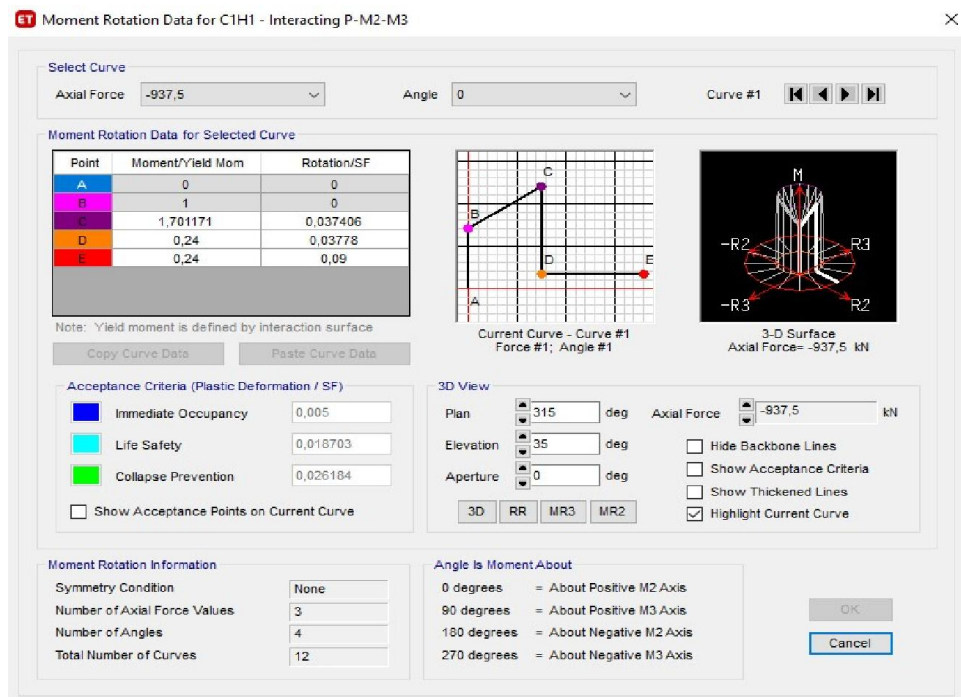


Figure III. 17 : Loi de comportement des rotules de flexion composé

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de structures (poteaux et poutres) on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse push over.

III. 7.2 : Définition de chargement de l'analyse push over :

L'analyse push over consiste à appliquer aux structures une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

III. 7.3 : Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Dans cette étape, il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes.

On choisira par exemple une application en deux étapes. La création d'un cas push over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux de la première charge gravitaire,

ET Load Case Data

General

Load Case Name: GRAV

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	Q	0,2

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: Default

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

Figure III. 18 : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse push over

L'analyse sera effectuée en mode « force contrôlée » et le chargement push over introduit sera déterminé à partir des charges définies. Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99 V2003 pour la détermination des charges sismiques sous (G+0.2Q).

III. 7.4 : Définition de l'analyse push over sous charges horizontales :

L'analyse est effectuée en mode « déplacement contrôlé », le déplacement cible est défini par défaut dans le logiciel en fonction de la hauteur du bâtiment :

$$D_{cible} = \frac{h}{25} [cm]$$

Quand le chargement push over, sera déterminé à partir des charges définies, on choisit le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction X ou Y.

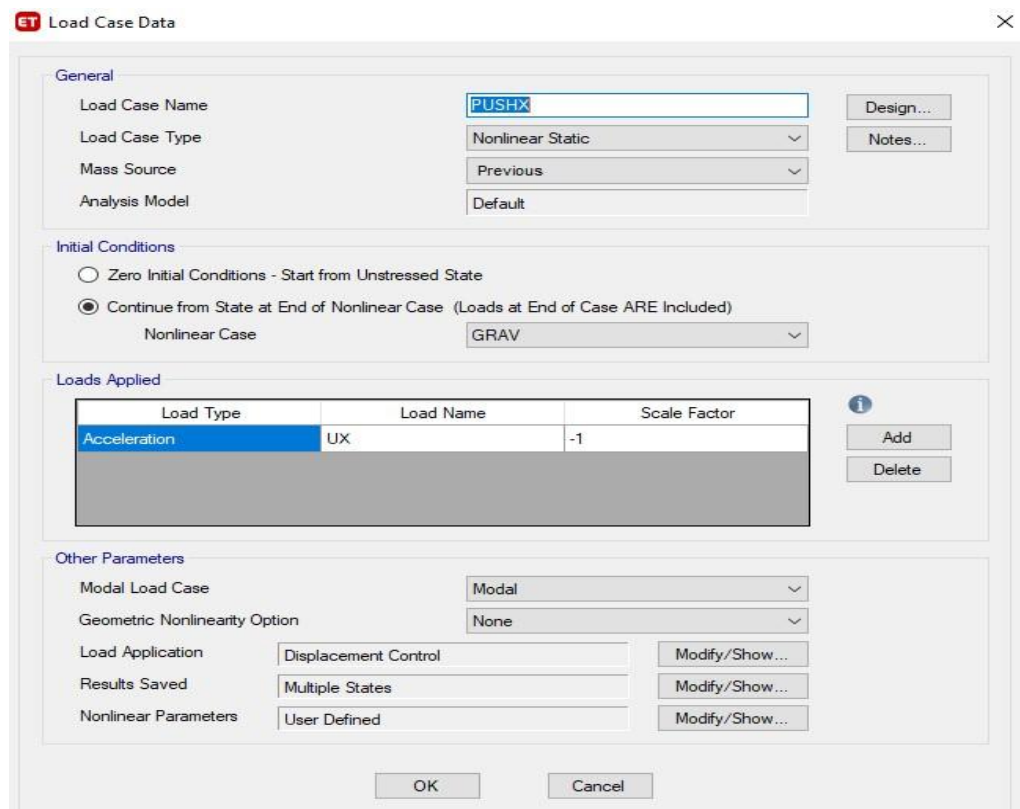


Figure III. 19 : Définition du chargement de l'analyse push over (sens X)

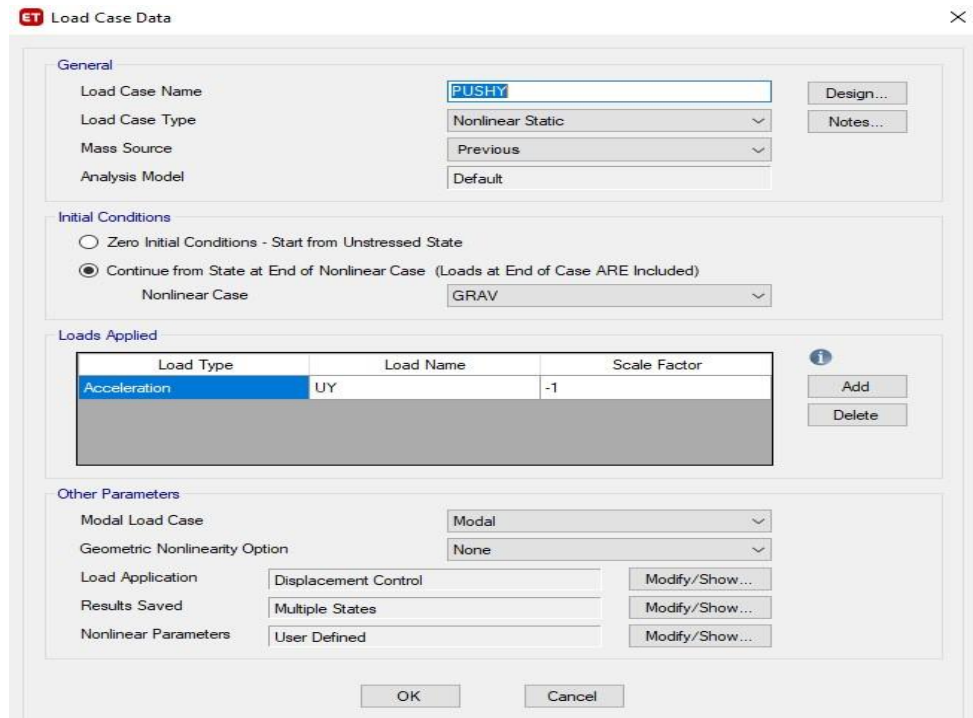


Figure III. 20 : Définition du chargement de l’analyse push over (sens Y)

III. 8 : Niveaux d’endommagement :

Le règlement FEMA 356 fixe trois points pour définir l’état de dégradation de chaque élément et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

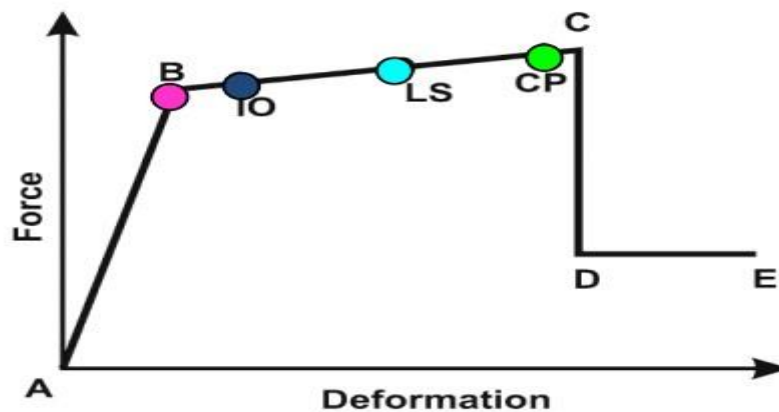


Figure III. 21 : Niveaux de dommages.

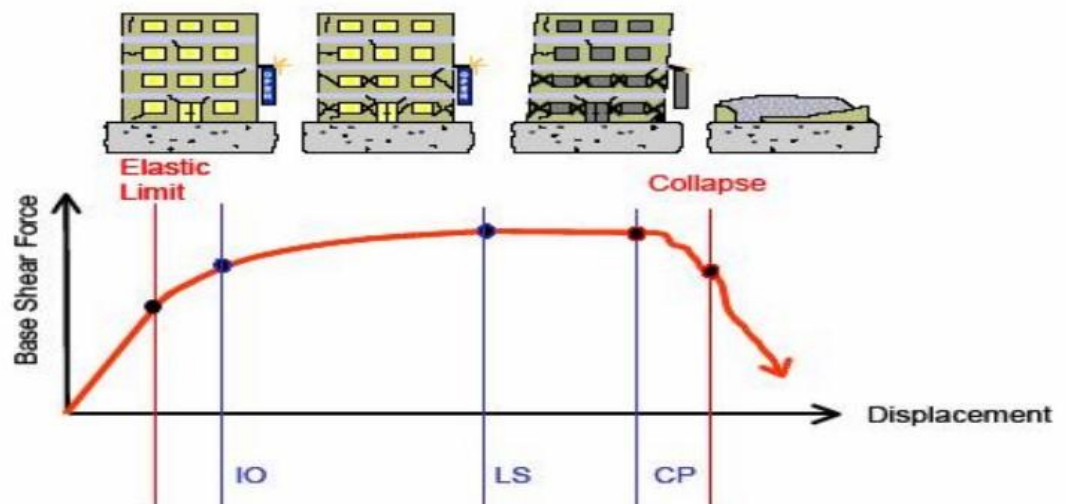


Figure III. 22 : Séquence de rotulation et endommagement correspondant

- 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.

III. 9 : Résultats :

III. 9.1 : Résultats de l'analyse linéaire :

- **Variante 1 (V1)** : bâtiment en (R+4), la hauteur du RDC est de 3,00 m.
- **Variante 2 (V2)** : bâtiment en (R+4), la hauteur du RDC est de 4,50 m.

Après l'analyse linéaire nous avons trouvé les résultats suivants :

III. 9.1.1 : Résultats du Variante 1 (V1) :

- **Les déplacements :**

Le tableau III.4 représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas d'un RDC de 3,00 m.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	40,265	36,781	0,000616
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	36,393	33,019	0,000557
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	29,369	26,559	0,000452
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	19,731	17,954	0,000309
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	8,542	8,045	0,000141

Tableau III. 4 : Tableau des déplacements (variante 1)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau III.5 représente les modes de vibration et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0,867	0,778	0	0	0,778	0
Modal	2	0,838	0,0641	0	0	0,8421	0
Modal	3	0,802	0	0,8444	0	0,8421	0,8444
Modal	4	0,282	0,0779	0	0	0,92	0,8444
Modal	5	0,276	0,023	0	0	0,943	0,8444
Modal	6	0,263	0	0,1041	0	0,943	0,9485

Tableau III. 5 : Tableau des modes et les périodes (variante 1)

- **Effort sismique à la base :** les résultats tirés du logiciel sont :

$$V_x = 1440,5628 \text{ KN}$$

$$V_y = 1522,6839 \text{ KN}$$

III. 9.1.2 : Résultats du Variante 2(V2) :

- **Les déplacements :**

Le tableau III.6 représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas d'un RDC de 4,5m

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	51,652	48,327	0,000837
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	48,376	45,073	0,000786
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	42,328	39,464	0,000694
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	33,744	31,798	0,000564
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	22,631	22,094	0,000398

Tableau III. 6 : Tableau des déplacements (variante 2)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau III. 7 représente les modes de vibration et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	1,081	0,6219	0	0	0,6219	0
Modal	2	1,06	0,3114	0	0	0,9333	0
Modal	3	1,015	0	0,9385	0	0,9333	0,9385

Tableau III. 7 : Tableau des modes et les périodes (variante 2)

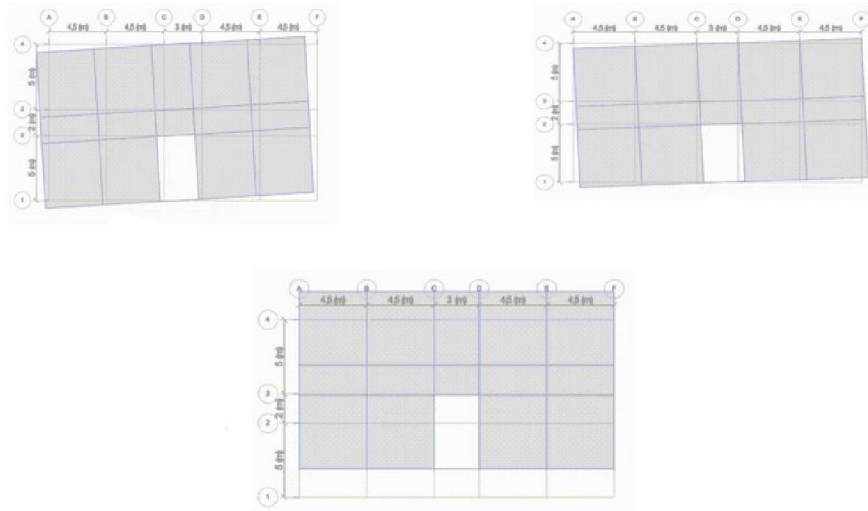


Figure III. 23 : Animation des modes de vibration

- **Effort sismique à la base** : les résultats tirés du logiciel sont :

$$V_x = 1370,5243 \text{ KN}$$

$$V_y = 1442,7157 \text{ KN}$$

III. 9.1.3 : Les déplacements relatifs :

On a utilisé la formule donnée dans l'article 4.43 du RPA99V2003 [34]

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k = R\delta_{ek} - R\delta_{e(k-1)}$$

$$\Delta_k = R(\delta_{ek} - \delta_{e(k-1)})$$

Avec : R : Coefficient du comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

- Déplacements relatif de la variante V1:

Niveau	Sens	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_{e(k-1)}(\text{mm})$	R	Déplacement (mm)
Niveau 5	Sens x	40,265	36,393	3,5	13,552
	Sens y	36,781	33,019	3,5	13,167
Niveau 4	Sens x	36,393	29,369	3,5	24,584
	Sens y	33,019	26,559	3,5	22,61
Niveau 3	Sens x	29,369	19,731	3,5	33,733
	Sens y	26,559	17,954	3,5	30,1175
Niveau 2	Sens x	19,731	8,542	3,5	39,1615
	Sens y	17,954	8,045	3,5	34,6815
Niveau 1	Sens x	8,542	0	3,5	29,897
	Sens y	8,045	0	3,5	28,1575

Tableau III. 8 : Tableau des déplacements relatif de la variante 1

- Déplacements relatif du V2 :

Niveau	Sens	δ_{ek} (mm)	$\delta_{e(k-1)}$ (mm)	R	Déplacement
Niveau 5	Sens x	51,652	48,376	3,5	11,466
	Sens y	48,327	45,073	3,5	11,389
Niveau 4	Sens x	48,376	42,328	3,5	21,168
	Sens y	45,073	39,464	3,5	19,6315
Niveau 3	Sens x	42,328	33,744	3,5	30,044
	Sens y	39,464	31,798	3,5	26,831
Niveau 2	Sens x	33,744	22,631	3,5	38,8955
	Sens y	31,798	22,094	3,5	33,964
Niveau 1	Sens x	22,631	0	3,5	79,2085
	Sens y	22,094	0	3,5	77,329

Tableau III. 9 : Tableau des déplacements relatif de la variante 2

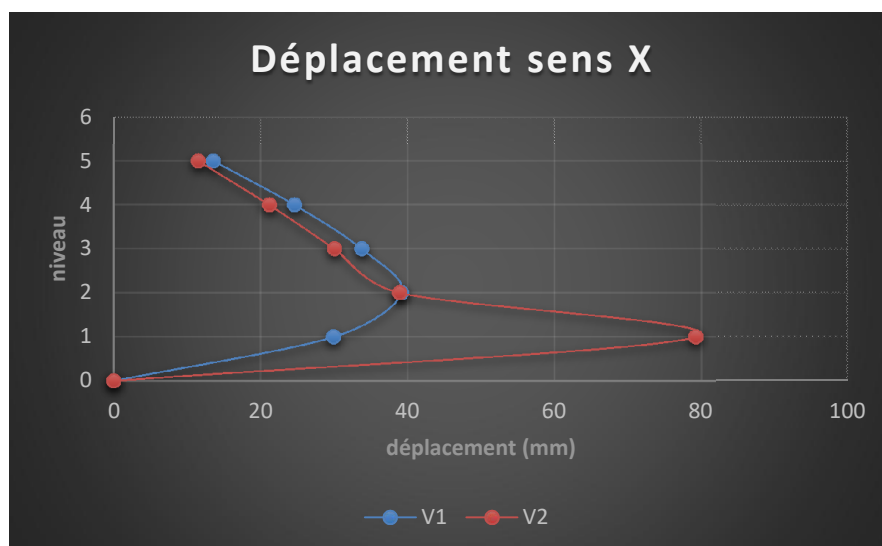


Figure III. 24 : Déplacement relatif des variantes V1 et V2 (sens X)

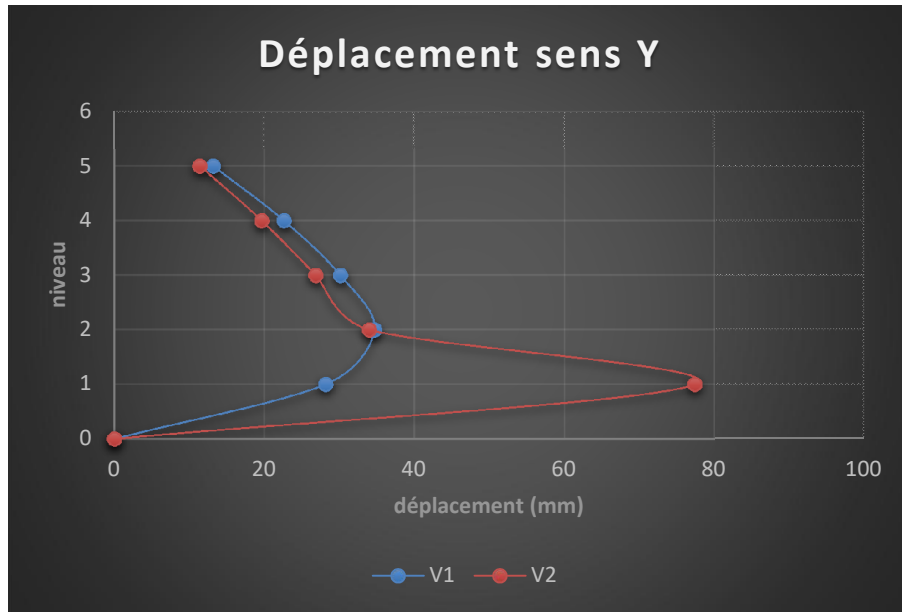


Figure III. 25 : Déplacement relatif des variantes V1 et V2 (sens Y)

D’après les courbe ci-dessus nous pouvons constater que le déplacement de V2 avec un RDC de 4,50m est plus grand que V1 avec RDC de 3,00m ce qui montre l’influence de l’étage souple « soft storey ».

III. 9.2 : Résultats de l’analyse non linéaire « push over » :

III. 9.2.1 : Résultats de la Variante 1 (V1) :

III. 9.2.1.1 : Courbe de capacité :

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y.

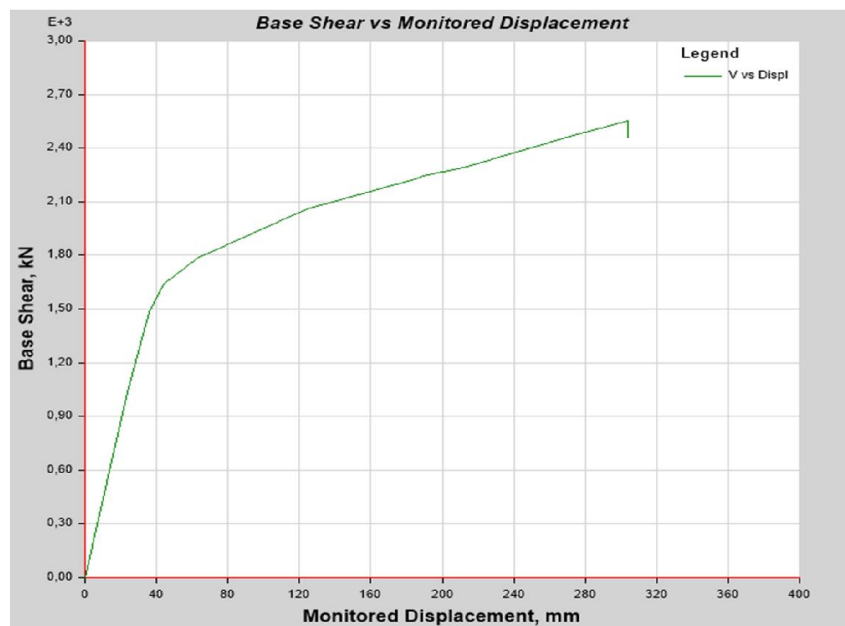


Figure III.26 : Courbe de capacité de V1 (sens X)

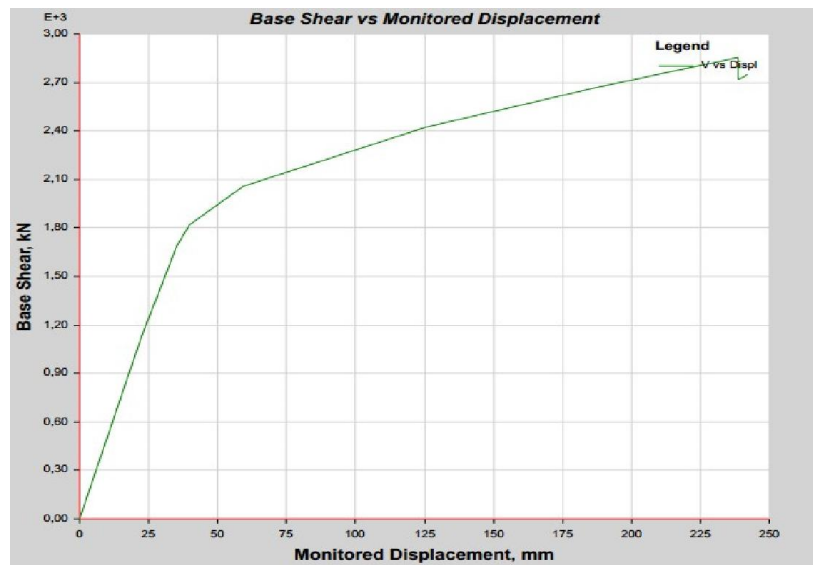


Figure III. 27 : Courbe de capacité de V1 (sens Y)

III. 9.2.1.2 : Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

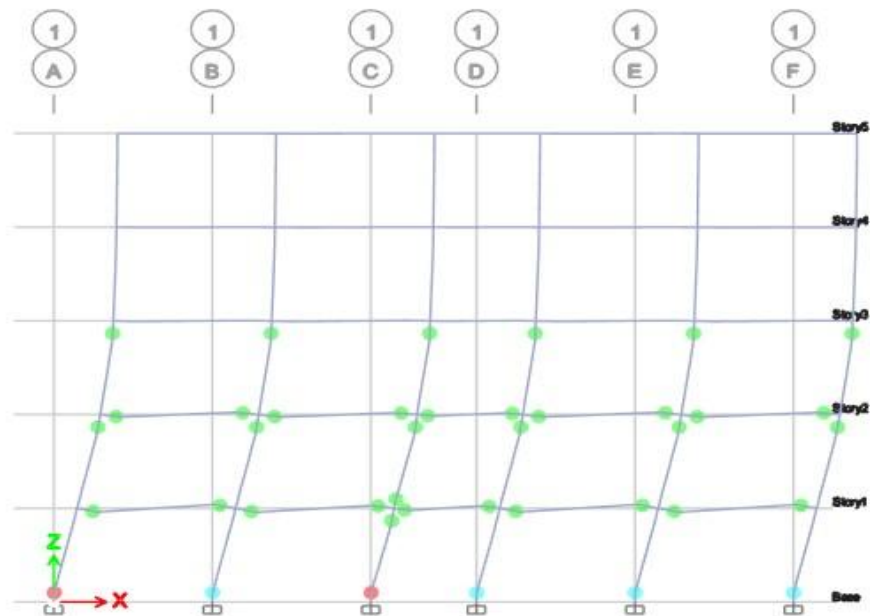


Figure III. 28 : Rotules plastiques V1 (sens X)

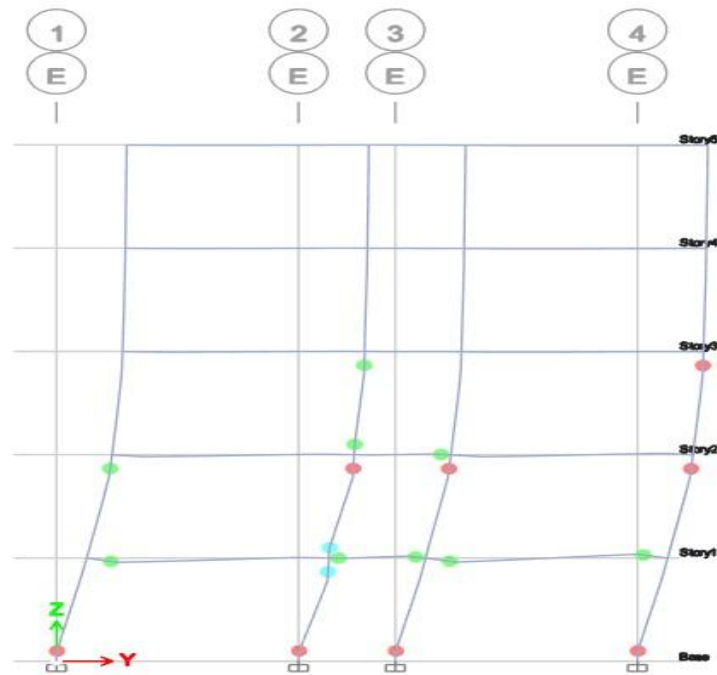


Figure III. 29 : Rotules plastiques V1 (sens Y)

Après la visualisation des rotules plastiques on remarque que le mécanisme développé est un mécanisme mixte dans les deux sens X et Y puisque les rotules se sont formées simultanément dans les poutres et les poteaux.

Selon les niveaux d'endommagement, dans le sens X, nous remarquons que les rotules formés dans les poutres sont de type (IO), alors que pour les poteaux, les rotules développées dans la périphérie sont de types (IO) et (LS) et (CP) au niveau du RDC et les poteaux centraux du RDC et 1^{ier} étage avaient des rotules de type (LS) et (CP) et pour les niveaux supérieures il y a des rotules avec un niveaux d'endommagement négligeable.

III. 9.2.2 : Résultats de la Variante 2 (V2) :

III. 9.2.2.1 : Courbe de capacité :

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y

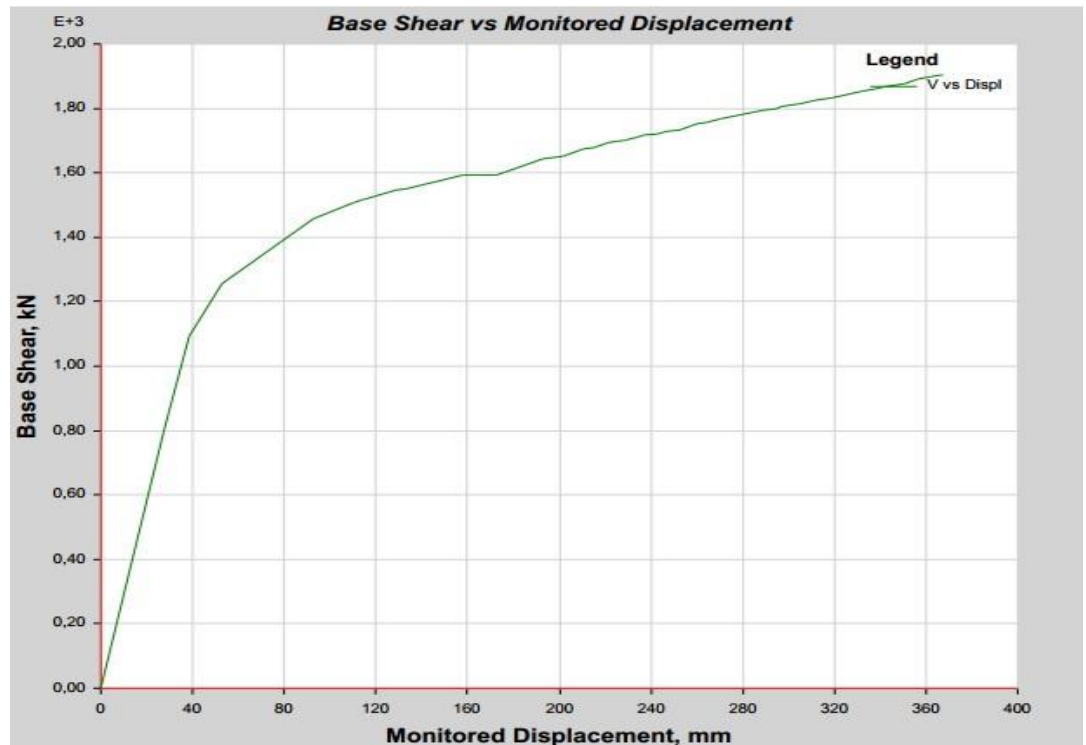


Figure III. 30 : Courbe de capacité de V2 (sens X)

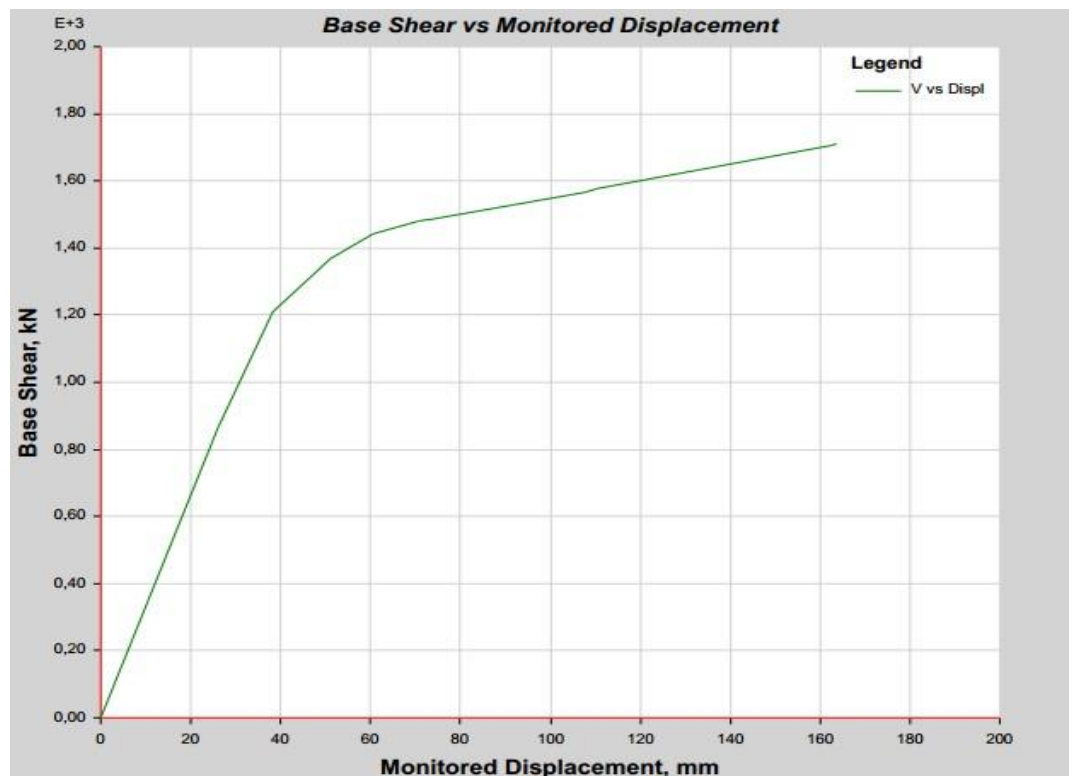


Figure III. 31 : Courbe de capacité de V2 (sens Y)

III. 9.2.2.2 : Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

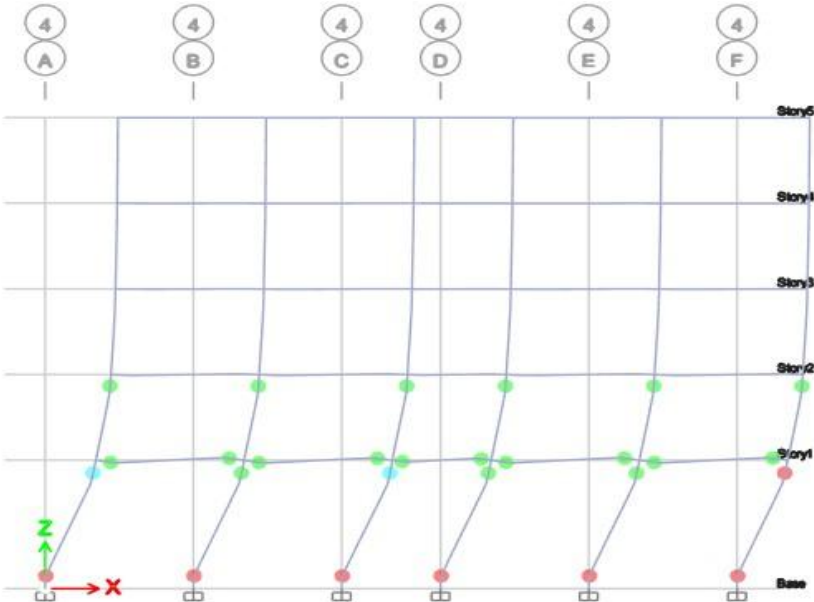


Figure III. 32 : Rotules plastiques V2 (sens X)

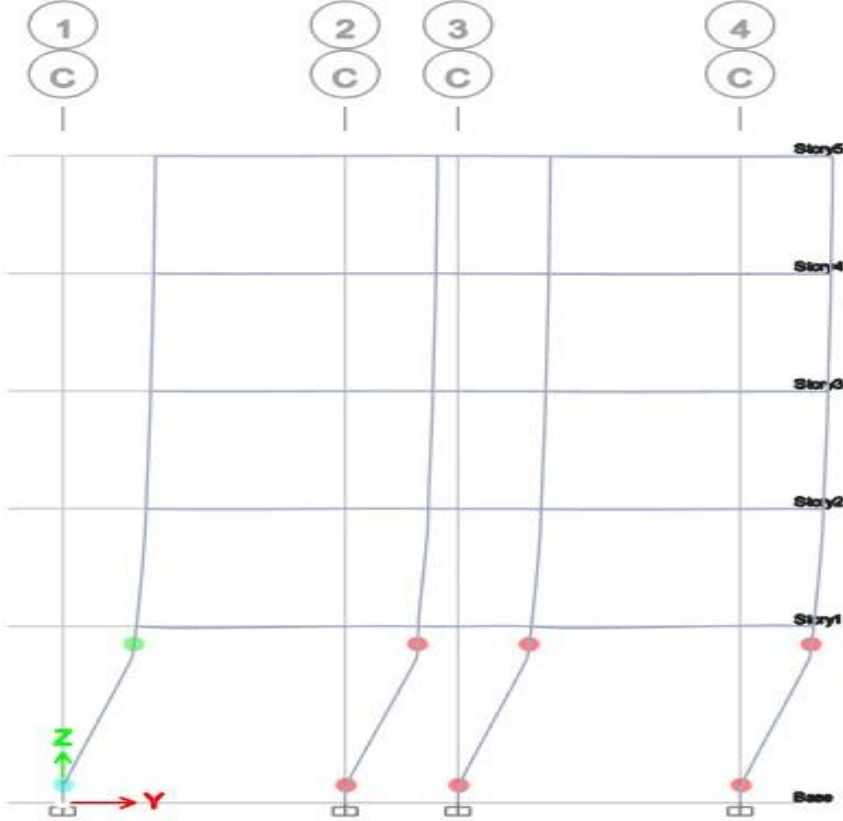


Figure III. 33 : Rotules plastiques V2 (sens-Y)

D'après l'emplacement des rotules plastiques on constate que le mécanisme développé est un mécanisme mixte dans les deux sens X et Y (rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux).

Selon les niveaux d'endommagement, nous remarquons :

- Le développement des rotules de type (IO) dans les poutres des deux premiers niveaux.
- Les rotules de type (CP) apparaissent dans les pieds des poteaux du RDC.
- La rotule de type (LS) et (CP) sont formées dans les têtes des poteaux du RDC
- Les rotules de type (IO) formées dans les têtes des poteaux du 2^{ème} niveau.
- On constate que l'inclinaison du RDC de V2 est supérieure à celle de la variante V1 (niveau souple).

III. 9.3 : Rigidité et ductilité de V1 et V2 :

On a utilisé deux formules pour le calcul de la rigidité et la ductilité.

La rigidité :

$$K_0 = \frac{V_y}{d_y}$$

Avec :

K_0 : La rigidité initiale totale du bâtiment.

V_y : L'effort maximal à l'état élastique.

d_y : Le déplacement maximal à l'état élastique.

La ductilité :

$$\text{ductilité} = \frac{d_u}{d_y}$$

Avec :

d_u : Déplacement maximal à l'état post-élastique.

d_y : Déplacement maximal à l'état élastique.

Le tableau ci-dessous représente la rigidité et la ductilité des deux variantes V1 et V2.

Cas	Sens	Etat Elastique			Etat Post-élastique		
		V_y (KN)	d_y (mm)	K_0	V_u (KN)	d_u (mm)	ductilité
V1	Sens X	1688,3632	38,899	43,40	2460,0985	304,025	7,81
	Sens Y	1921,7102	37,842	50,78	2751,7622	241,766	6,38
V2	Sens X	1320,8681	45,143	29,25	1901,5091	367,645	8,14
	Sens Y	1371,524	41,333	33,18	1708,521	163,802	3,96

Tableau III. 10 : Rigidité et ductilité des variantes V1et V2

III. 9.4 : Comparaison entre les résultats des deux variantes V1 et V2 :

Nous avons fait une comparaison entre les courbes de capacité des deux variantes pour voir la différence des résultats lorsqu'il y a un étage plus souple que les autres étages.

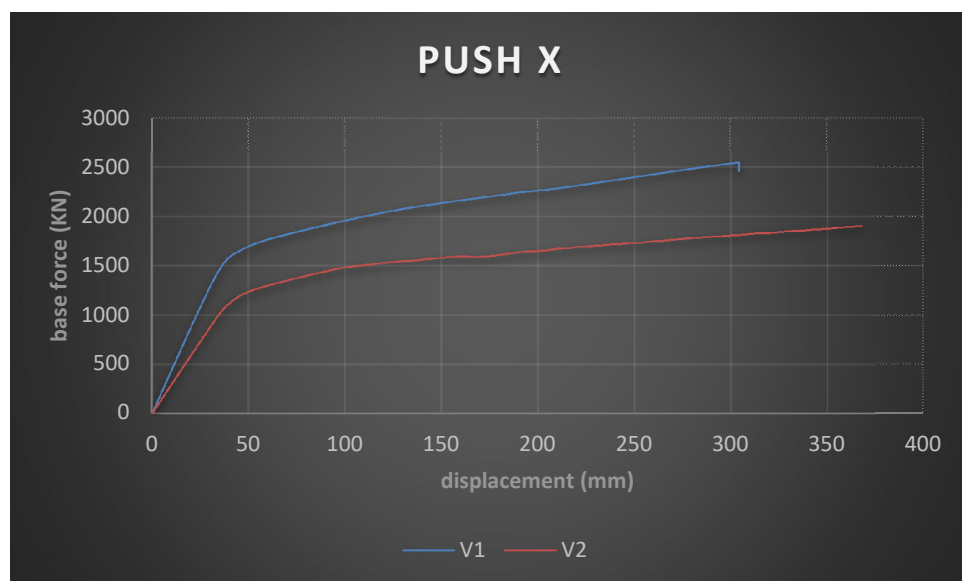


Figure III. 34 : Courbes de capacité de V1 et V2 (sens X)

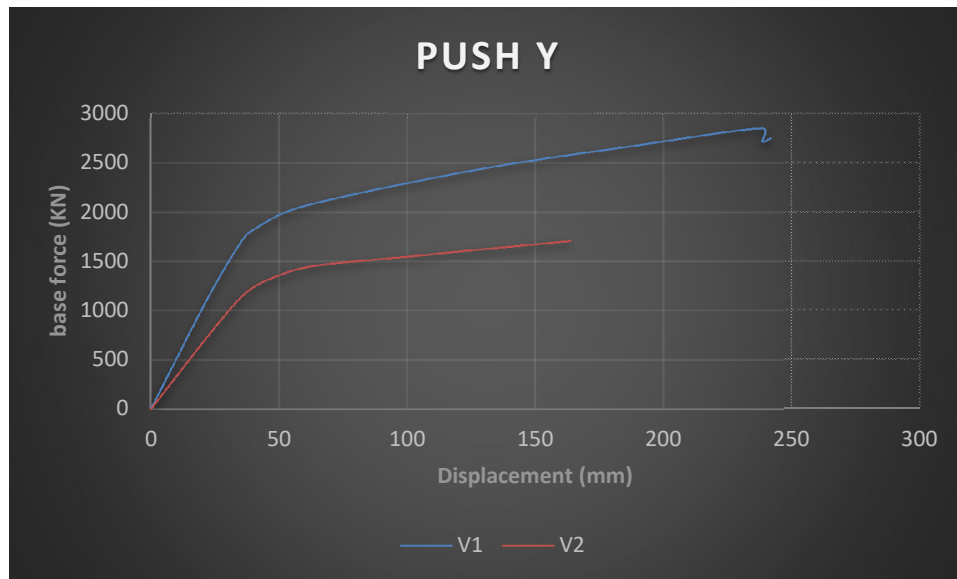


Figure III. 35 : Courbes de capacité de V1 et V2 (sens Y)

Nous avons remarqué d'après les courbes obtenues et les résultats de la rigidité et la ductilité que V1 a une capacité supérieure à V2 ce qui montre l'influence de l'étage souple. L'existence des étages souple amplifie la vulnérabilité des bâtiments.

III. 10 : Conclusion :

Selon les résultats trouvés dans ce chapitre, on a remarqué que les deux variantes étudiées sont considérées comme étant vulnérables pour les causes suivantes :

- les dimensions des poteaux sont plus faibles que celle des poutres (phénomène de poutres fortes-poteaux faibles).
- Le niveau d'endommagement est plus important sur la périphérie du bâtiment à cause des dimensions des poteaux (les poteaux d'angle) sont les plus vulnérables.
- L'inclinaison importante du RDC dans le cas de V2 à cause de la hauteur importante du RDC par rapport aux étages supérieures (phénomène de l'étage souple « Soft storey »).
- Absences de voiles de contreventement pour le bâtiment à 5 niveaux situé dans une zone à forte sismicité, le système de stabilisation en portiques (poteaux-poutres) n'est pas le mieux adopté pour résister à de fortes sollicitations sismiques.

Par conséquent, nous estimons que le bâtiment étudié est vulnérables et qu'il nécessite un renforcement, parasismique.

Chapitre IV :

**Application des méthodes
de renforcement
parasismique**

IV.1 Introduction :

Suite aux résultats trouvés dans le chapitre précédent qui montrent que le bâtiment existant est vulnérable à cause de plusieurs facteurs dont l'étage souple et le non-respect du principe poteaux forts-poutres faibles et l'absence de voiles de contreventement. Afin de réduire le risque sismique il est nécessaire d'effectuer un renforcement parasismique. Dans ce chapitre, les méthodes de renforcement parasismique adoptées pour étude et analyse sont :

- Chemisage des poteaux en béton armé.
- Gainage métallique des poteaux.
- Renforcement des poteaux par matériaux composites

IV. 2 : Chemisage des poteaux en béton armé :

Le chemisage sera effectué pour le bâtiment à 5 niveaux (hauteur de RDC est de 4,50 m) Deux variantes sont prévues pour étudier et analysé

- **Variante V3** : Chemisage des poteaux d'angle.
- **Variante V4** : Chemisage des poteaux d'angle et de rive.

IV. 2.1 : Variante 3 (V3) : Chemisage des poteaux d'angle :

Nous avons utilisé l'option **SECTION DESIGNER** pour faire le chemisage, les nouveaux poteaux ont les dimensions de (35X35) cm² et on a ajouté un ferrailage de 7T12.

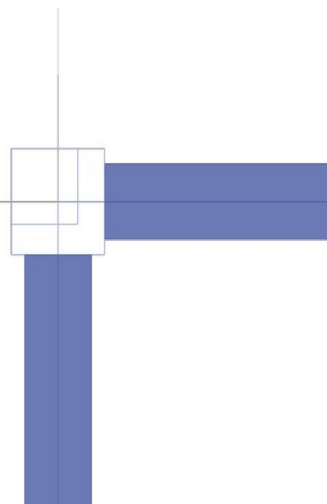
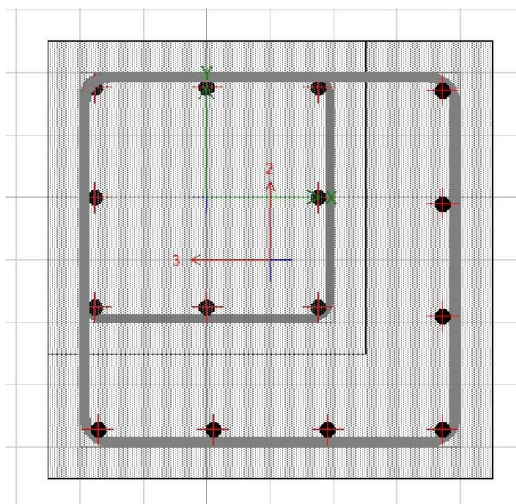


Figure IV.1 : Poteau angle (section designer)
en plan)

Figure IV.2 : Poteau angle (vue

IV.2.1.1 : Résultats de l'analyse linéaire :

- **Les déplacements :**

Le tableau IV. 1 représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas de V3 avec un chemisage pour les poteaux d'angle.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	49,406	45,772	0,000606
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	46,121	42,621	0,000565
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	40,144	37,167	0,000493
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	31,678	29,69	0,000392
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	20,711	20,121	0,000259

Tableau IV. 1 : Tableau des déplacements (variante 3)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau ci-dessous représente les modes vibration et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	1,033	0,9128	0	0	0,9128	0
Modal	2	0,971	0	0,9335	0	0,9128	0,9335
Modal	3	0,965	0,0148	0	0	0,9276	0,9335

Tableau IV. 2 : Tableau des modes de vibration et les périodes (variante 3)

- **Effort sismique à la base :** les valeurs tirées du logiciel sont :

$$V_x = 1418,5157 \text{ KN}$$

$$V_y = 1491,7619 \text{ KN}$$

- **Les déplacements relatifs :**

Niveau	Sens	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_{e(k-1)}(\text{mm})$	R	Déplacement
Niveau 5	Sens x	49,406	46,121	3,5	11,4975
	Sens y	45,772	42,621	3,5	11,0285
Niveau 4	Sens x	46,121	40,144	3,5	20,9195
	Sens y	42,621	37,167	3,5	19,089
Niveau 3	Sens x	40,144	31,678	3,5	29,631
	Sens y	37,167	29,69	3,5	26,1695
Niveau 2	Sens x	31,678	20,711	3,5	38,3845
	Sens y	29,69	20,121	3,5	33,4915
Niveau 1	Sens x	20,711	0	3,5	72,4885
	Sens y	20,121	0	3,5	70,4235

Tableau IV. 3 : Tableau des déplacements relatifs de la variante V3

Les courbes représentées sur les figures donnent les déplacements relatifs des variantes V2 et V3.

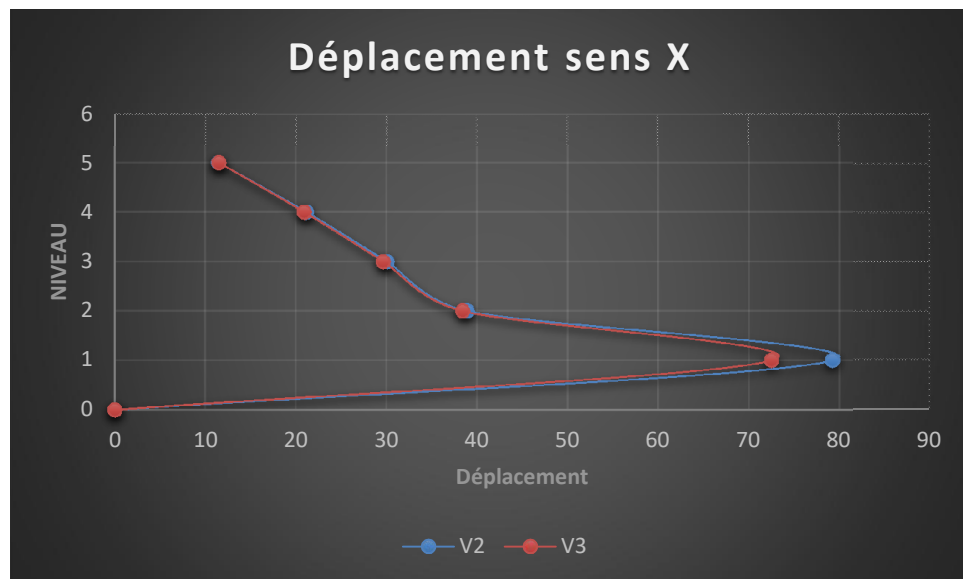


Figure IV. 3 : Courbe des déplacements de V2 et V3 dans le sens X

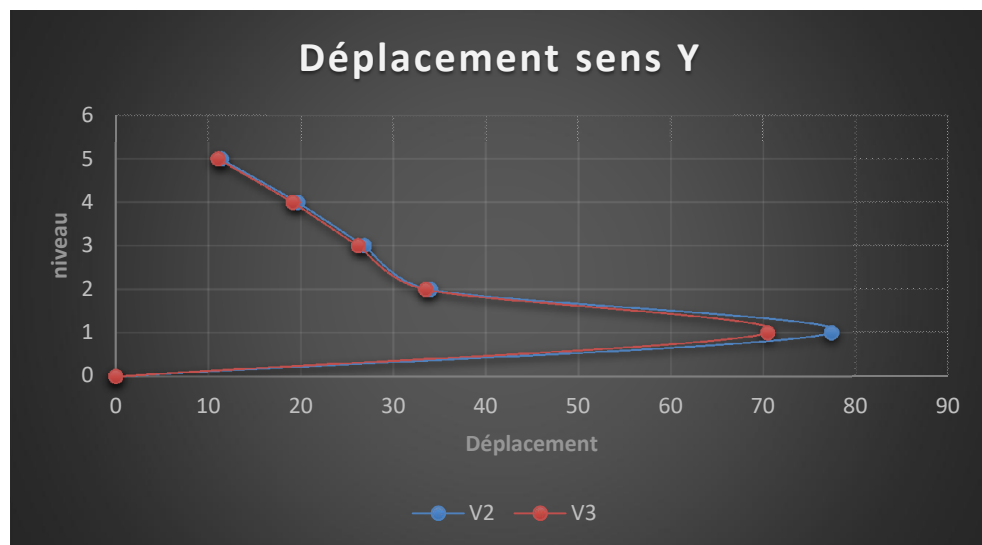


Figure IV. 4 : Courbe des déplacements de V2 et V3 dans le sens Y.

Nous avons remarqué l'influence du chemisage des poteaux d'angle sur les déplacements. D'après les courbes des déplacements inter-étages dans les deux sens X et Y, le déplacement du RDC diminue par rapport à celui de la variante existante.

IV. 2.1.2 : Analyse non linéaire « push over » de la variante V3 :**a. Courbe de capacité :**

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y.

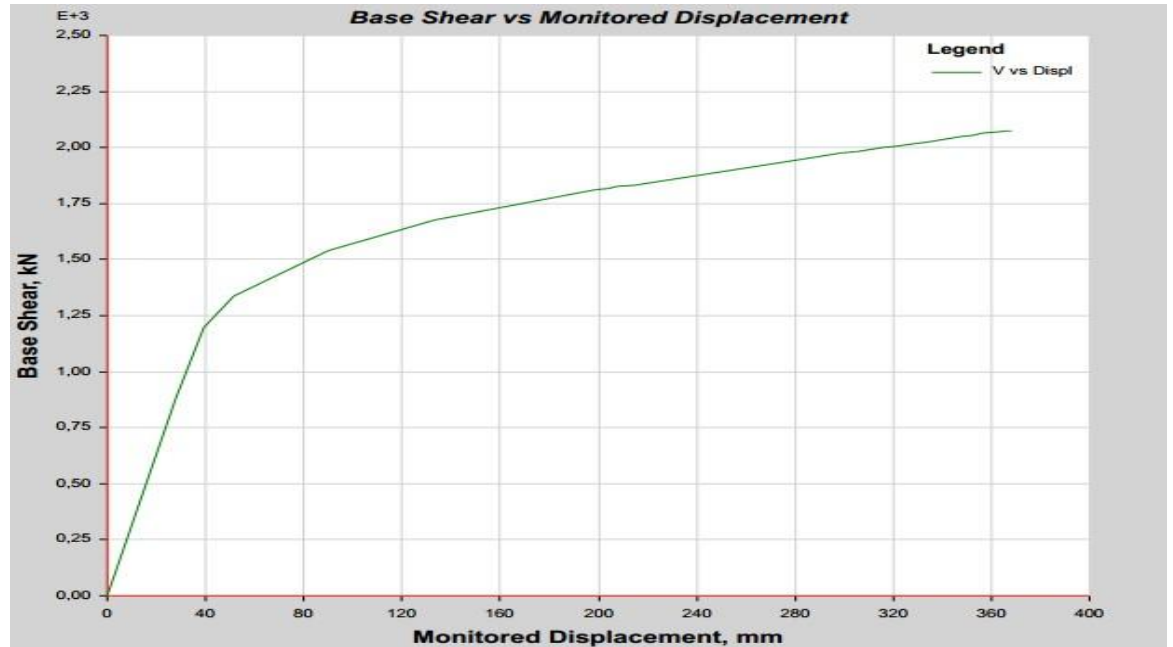


Figure IV. 5 : Courbe de capacité sens X .

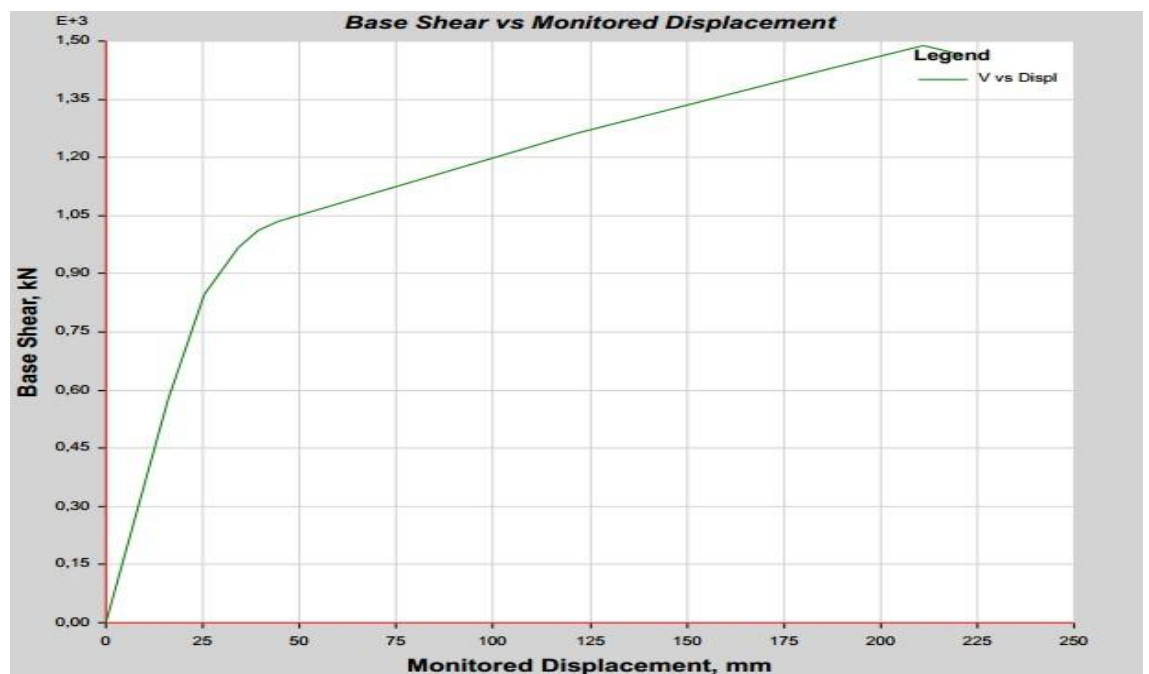


Figure IV. 6 : Courbe de capacité push Y :

b. Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

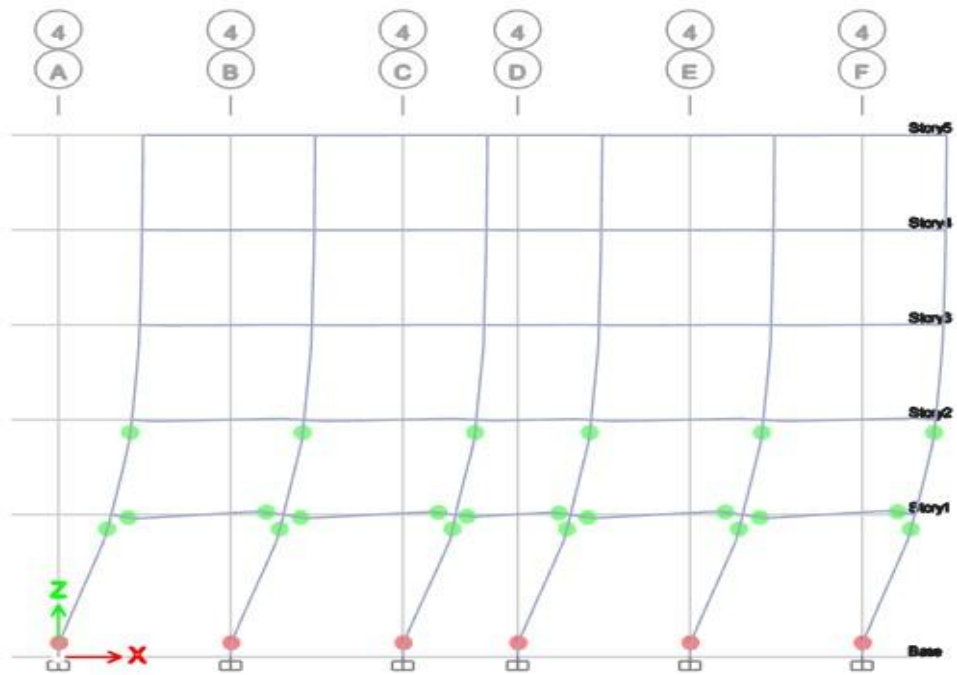


Figure IV. 7 : Rotules plastique (Sens X)

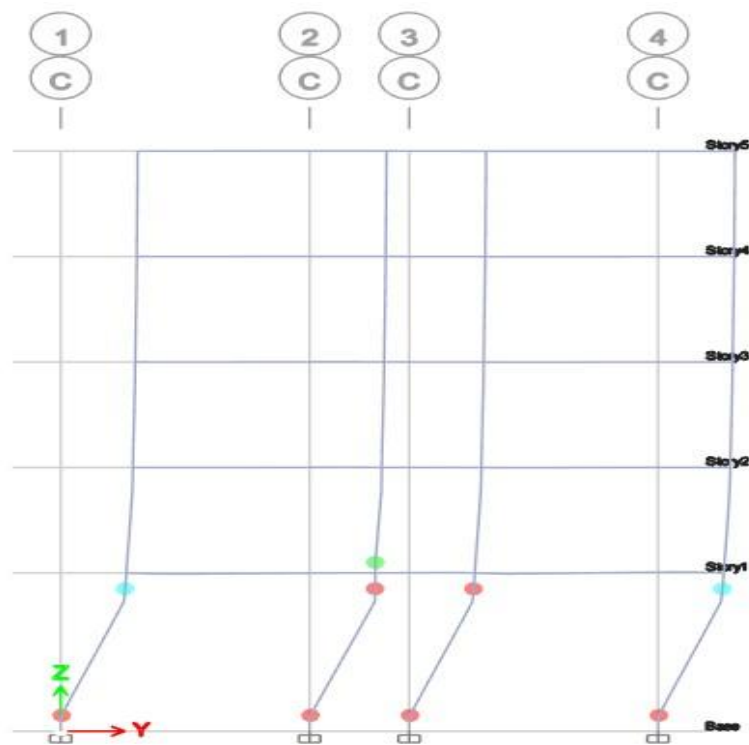


Figure IV. 8 : Rotules plastique (Sens Y)

Les deux figures précédentes montrent le mécanisme de ruine qui est un mécanisme mixte, nous avons constaté que les rotules formées dans les poutres du premier niveau sont de type (IO). Pour les poteaux, en têtes des poteaux des deux premiers niveaux dans la périphérie sont de type (IO) et pour les poteaux de rive et les poteaux centraux le type des rotules est (LS) et (CP).

c. Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V3 :

Les deux courbes des figures montrent la comparaison des courbes de capacité pour les variantes V2 et V3

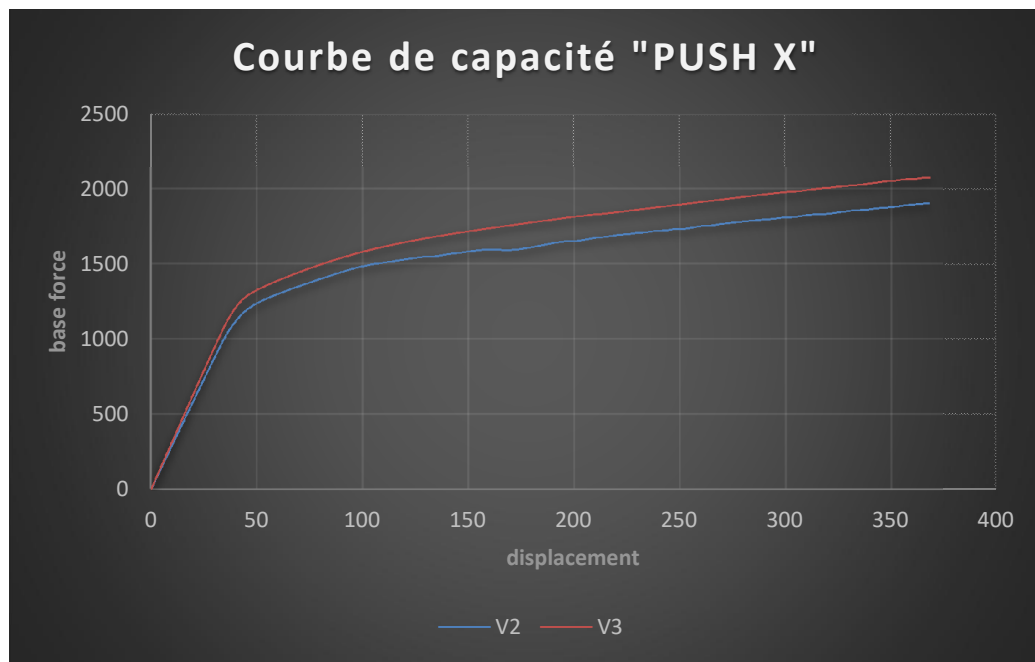


Figure IV.9 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V3 (PUSHX)

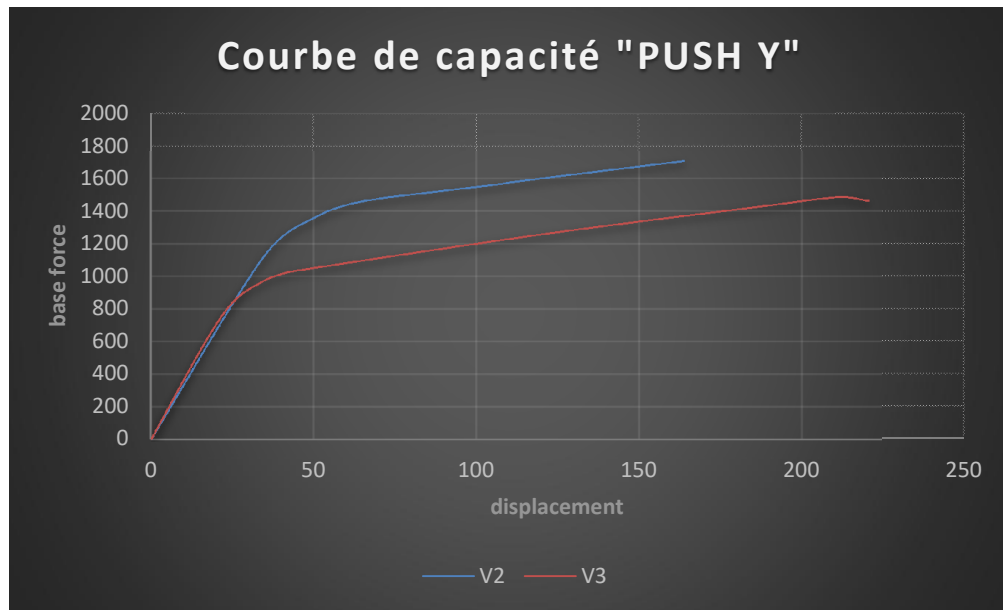


Figure IV.10 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V3 (PUSHY)

Après la visualisation des courbes de capacité des variantes (V2) et (V3) nous avons remarqué que dans le sens X le bâtiment renforcé aux angles avait une résistance et une capacité supérieure à celle du bâtiment existant.

Dans le sens Y nous avons constaté que le bâtiment existant a une ductilité supérieure à la variante renforcé mais une capacité inférieure à cause de la vulnérabilité des poteaux centraux et de rive.

IV. 2.2 : Variante 4 (V4) : Chemisage poteaux d'angle et poteaux de rive :

A l'aide de l'option **SECTION DESIGNER** nous avons fait un chemisage pour les poteaux d'angle et les poteaux de rive, les poteaux d'angle ont les dimensions de 35x35cm² et les poteaux de rive ont les dimensions de 40x40cm², pour le ferrailage nous avons ajouté 7T12 pour les poteaux d'angle et 10T12 pour les poteaux de rive.

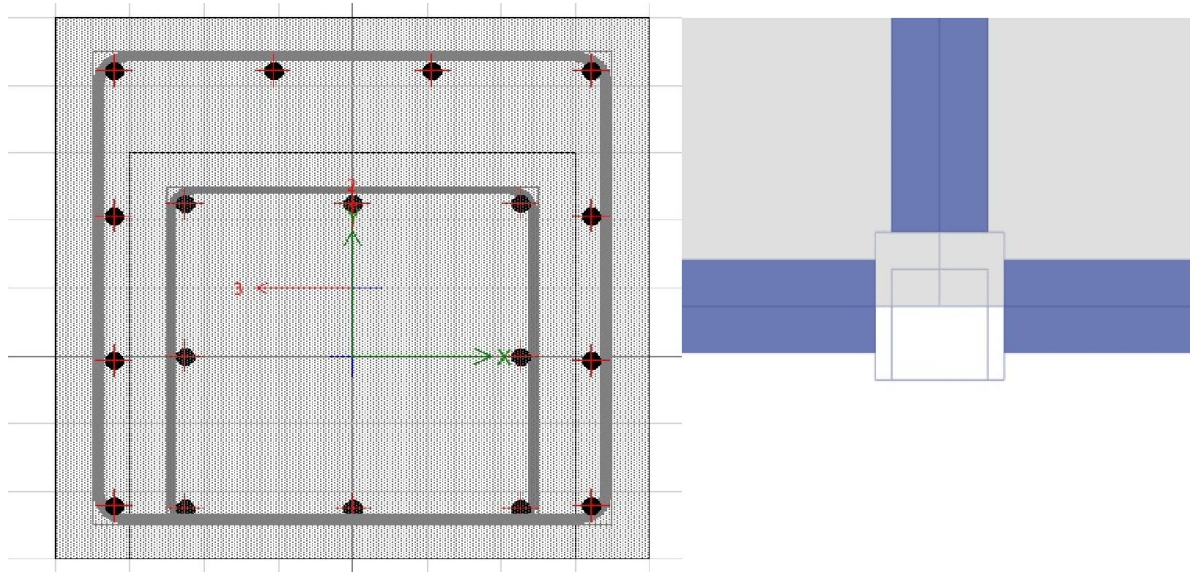


Figure IV. 11 : Poteaux de rive (section designer) **Figure IV. 12 :** poteau de rive (vue en plan)

IV. 2.2.1 : Résultats l'analyse linéaire :

- **Les déplacements :**

Le tableau représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas de la variante V4 avec un chemisage des poteaux d'angle et des poteaux de rive.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	41,933	38,476	0,000341
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	38,746	35,505	0,000315
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	33,154	30,481	0,000271
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	25,3	23,604	0,000209
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	15,412	14,903	0,000131

Tableau IV. 4 : Tableau des déplacements (variante 4)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau ci-dessous représente les modes et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0,902	0,9063	0	0	0,9063	0
Modal	2	0,845	0	0,9167	0	0,9063	0,9167
Modal	3	0,796	0,0036	0	0	0,9099	0,9167

Tableau IV.5 : Tableau des modes de vibration et les périodes (variante 4)

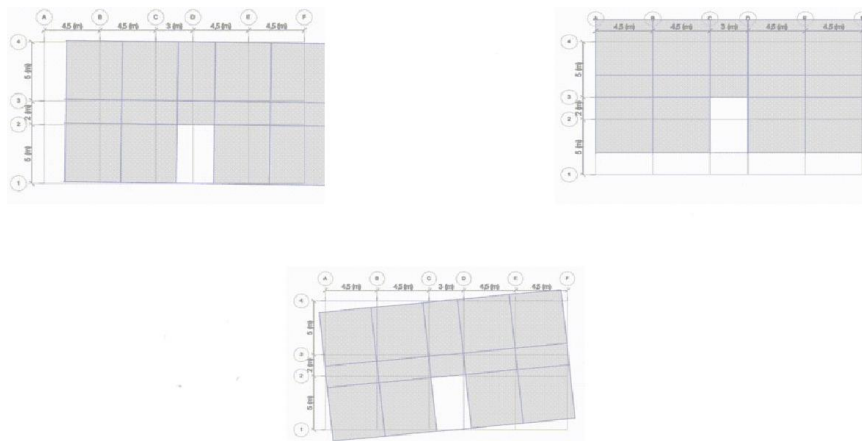


Figure IV.13 : Animation des modes de vibration de la variante V4

- **Effort sismique à la base :** les valeurs tirées du logiciel sont :

$$V_x = 1565,3648 \text{ KN}$$

$$V_y = 1649,1286 \text{ KN}$$

- Les déplacements relatifs :

Niveau	Sens	δ_{ek} (mm)	$\delta_{e(k-1)}$ (mm)	R	Déplacement
Niveau 5	Sens x	41,933	38,746	3,5	11,1545
	Sens y	38,476	35,505	3,5	10,3985
Niveau 4	Sens x	38,746	33,154	3,5	19,572
	Sens y	35,505	30,481	3,5	17,584
Niveau 3	Sens x	33,154	25,3	3,5	27,489
	Sens y	30,481	23,604	3,5	24,0695
Niveau 2	Sens x	25,3	15,412	3,5	34,258
	Sens y	23,604	14,903	3,5	30,4535
Niveau 1	Sens x	15,412	0	3,5	53,942
	Sens y	14,903	0	3,5	52,1605

Tableau IV. 6 : Tableau des déplacements relatifs

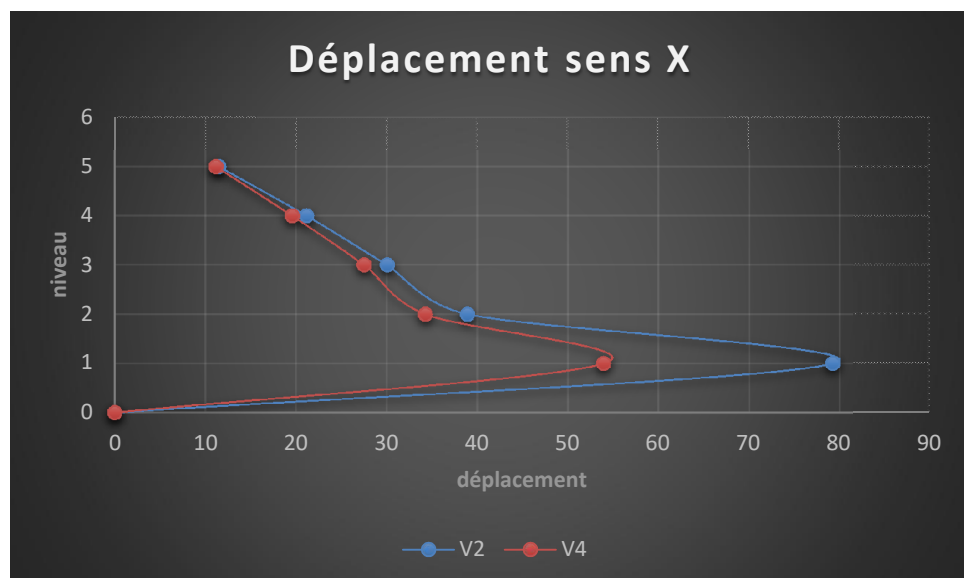


Figure IV. 14 : Courbe des déplacements de V2 et V4 dans le sens X

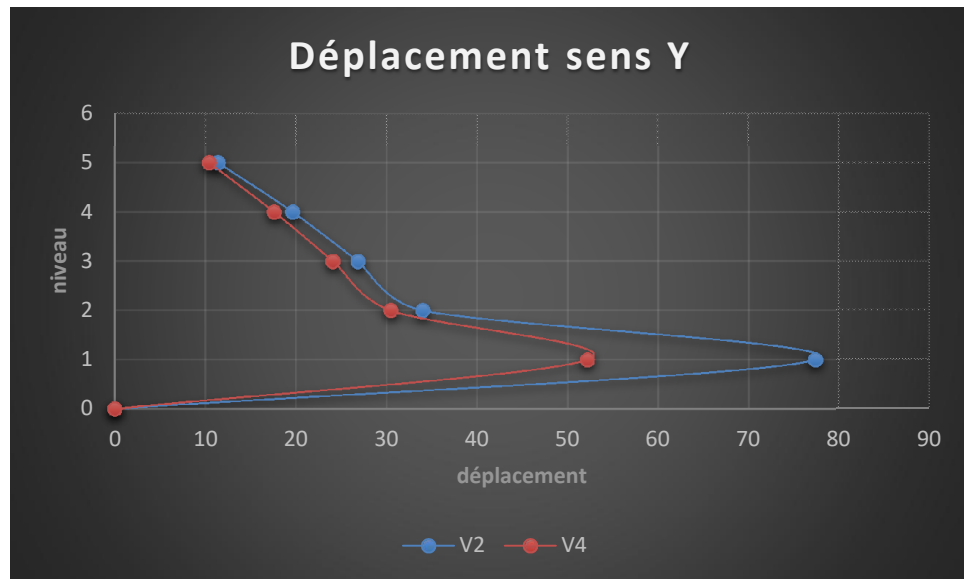


Figure IV. 15 : Courbe des déplacements de V2 et V4 dans le sens Y

Après avoir effectué le chemisage des poteaux de la périphérie nous avons observé l'efficacité du chemisage dans la diminution des déplacements inter-étages, le chemisage a diminué considérablement le déplacement du RDC par rapport à la variante existante.

IV. 2.2.2 : Analyse non linéaire « push over » :

a) Courbe de capacité :

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y.



Figure IV. 16 : Courbe de capacité (variante 4 sens X)

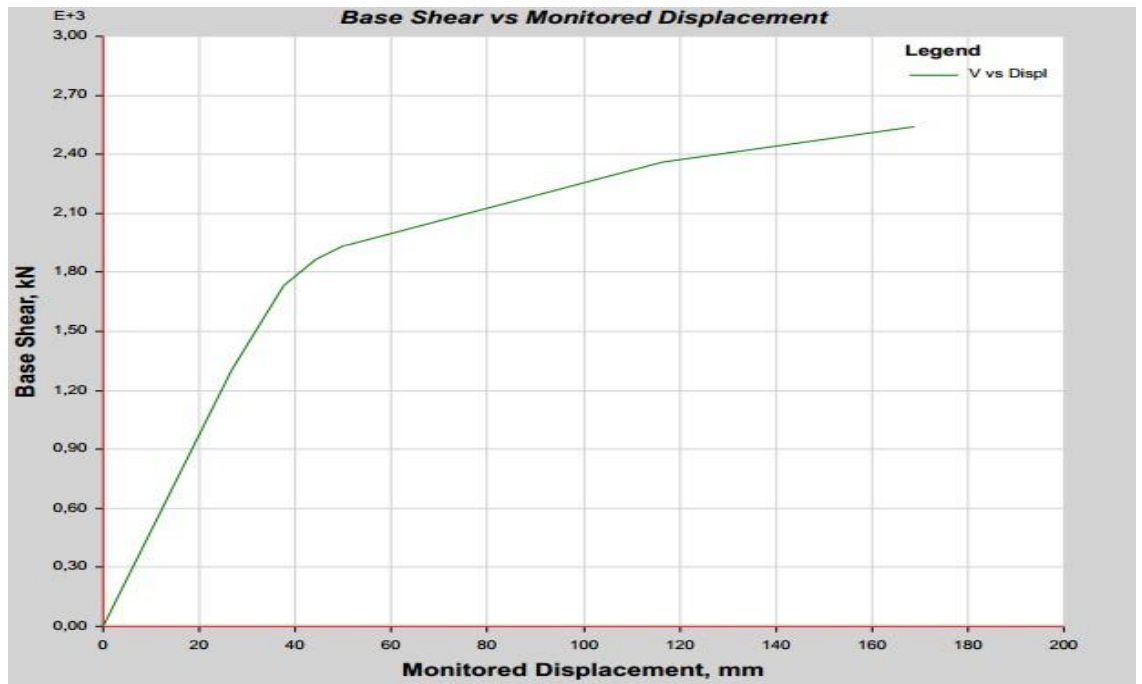


Figure IV. 17 : Courbe de capacité (variante 4 sens Y)

b) Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

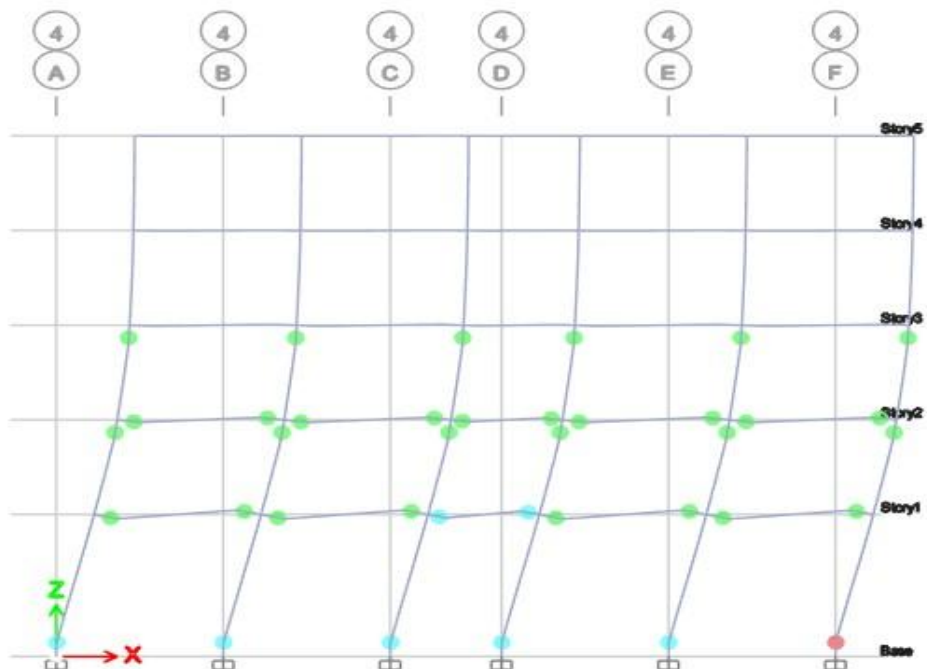


Figure IV. 18 : Rotule plastique (variante 4 sens X)

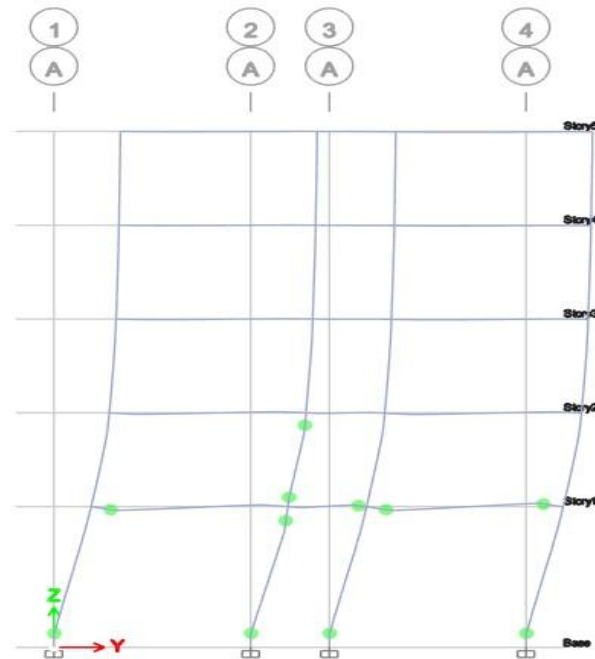


Figure IV. 19 : Rotule plastique (variante 4 sens Y)

Après le renforcement avec un chemisage en béton armé des poteaux de la périphérie des 5 niveaux, nous constatons au sens X la délocalisation des rotules des poteaux du RDC vers les poutres et le changement de type de niveau d'endommagement dans les poteaux du RDC vers (LS) en pied des poteaux et de type (IO) dans les poteaux du premier et du deuxième niveaux. Pour les poutres, le type d'endommagement est (IO), au sens Y tous les éléments (poteaux et poutres) avaient des rotules de type (IO) et nous remarquons l'inclinaison des poteaux centraux du RDC.

c) Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V4 :

Dans le sens X :

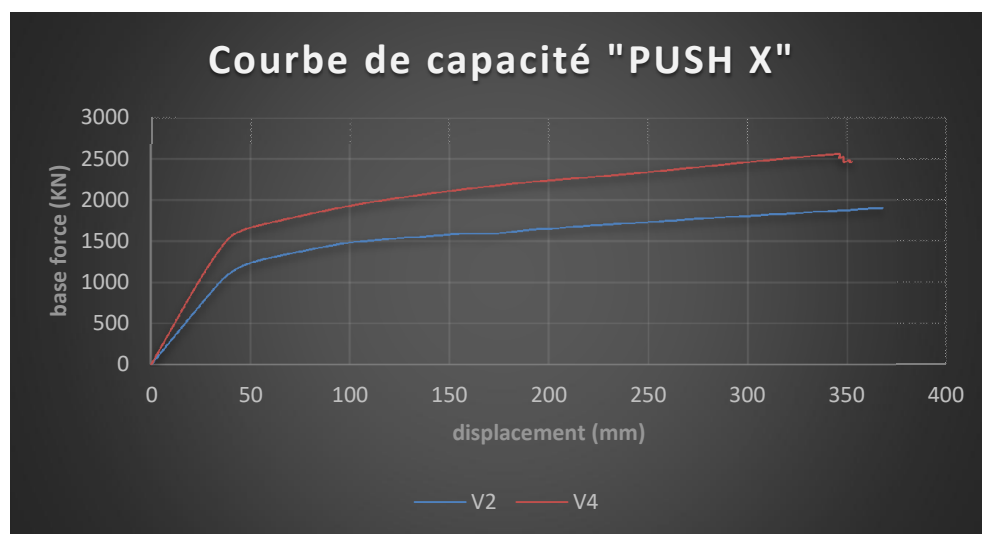


Figure IV. 20 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V4 (PUSHX)

Dans le sens Y :

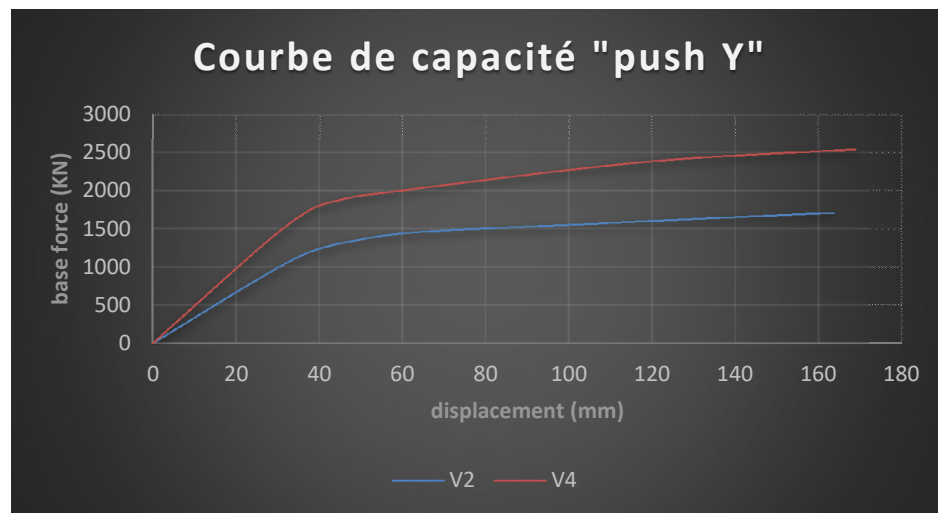


Figure IV. 21 : Comparaison entre les courbes de capacité V2 et V4 (PUSHY)

D'après la comparaison des courbes de capacité des variantes V2 et V4 dans les deux sens nous observons l'influence du chemisage de la périphérie sur la résistance et la rigidité de la variante renforcée V4 est supérieure à la variante existante V2 donc ces résultats obtenus sont souhaitables.

IV. 3 : Variante 5 (V5) : Gainage métallique des poteaux d'angle et de rive :

À l'aide de l'option **SECTION DESIGNER** nous avons fait le gainage métallique pour les poteaux d'angle et de rive avec une épaisseur de la tôle d'acier de 1,5cm et avec un module d'élasticité $E=2 \times 10^5$ MPa.

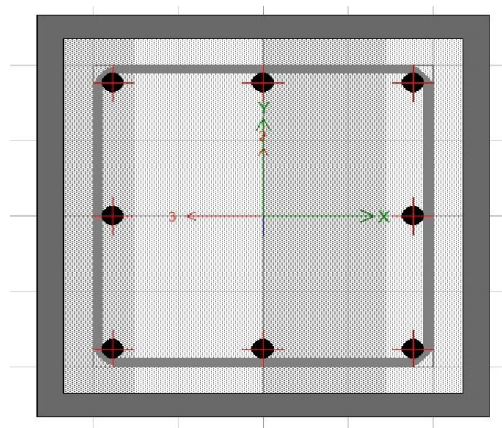


Figure IV. 22 : Gainage métallique (section designer)

IV. 3.1 : Résultats l'analyse linéaire :

- **Les déplacements :**

Le tableau ci-dessous représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas de la variante V5 avec un gainage métallique pour les poteaux d'angle et les poteaux de rive.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	41,376	37,853	0,000332
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	38,207	34,927	0,000307
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	32,662	29,973	0,000263
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	24,878	23,181	0,000203
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	15,093	14,585	0,000127

Tableau IV. 7 : Tableau des déplacements (variante 5)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau ci-dessous représente les modes et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0,893	0,9057	0	0	0,9057	0
Modal	2	0,835	0	0,9162	0	0,9057	0,9162
Modal	3	0,784	0,0034	0	0	0,909	0,9162

Tableau IV. 8 : Tableau des modes et les périodes (variantes 5)

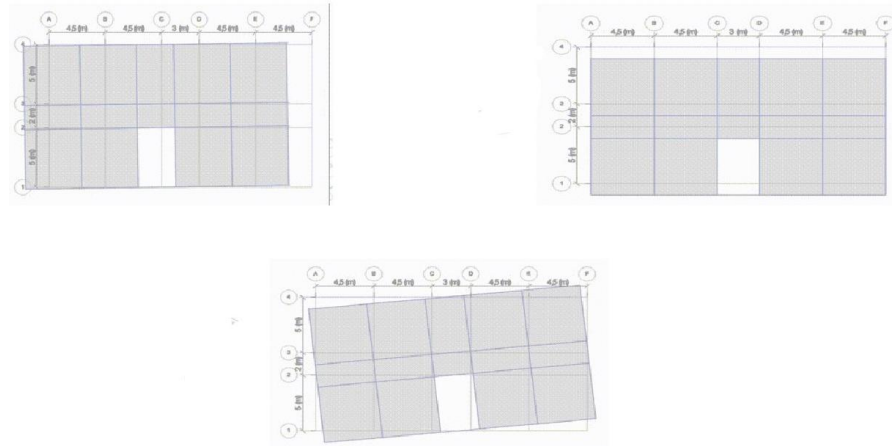


Figure IV.23 : Animation des modes de vibration de V5

- **Effort sismique à la base** : les valeurs tirées du logiciel sont :

$$V_x = 1558,4741 \text{ KN}$$

$$V_y = 1642,9807 \text{ KN}$$

- **Les déplacements relatifs** :

Niveau	Sens	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_{e(k-1)}(\text{mm})$	R	Déplacement
Niveau 5	Sens x	41,376	38,207	3,5	11,0915
	Sens y	37,853	34,927	3,5	10,241
Niveau 4	Sens x	38,207	32,662	3,5	19,4075
	Sens y	34,927	29,973	3,5	17,339
Niveau 3	Sens x	32,662	24,878	3,5	27,244
	Sens y	29,973	23,181	3,5	23,772
Niveau 2	Sens x	24,878	15,093	3,5	34,2475
	Sens y	23,181	14,585	3,5	30,086
Niveau 1	Sens x	15,093	0	3,5	52,8255
	Sens y	14,585	0	3,5	51,0475

Tableau IV. 9 : Tableau des déplacements relatifs (variante 5)

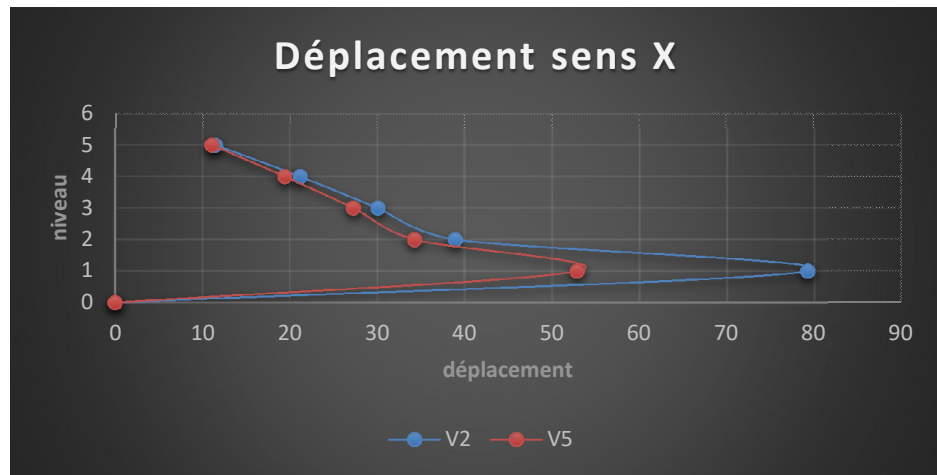


Figure IV. 24 : Courbe des déplacements de V2 et V5 dans le sens X

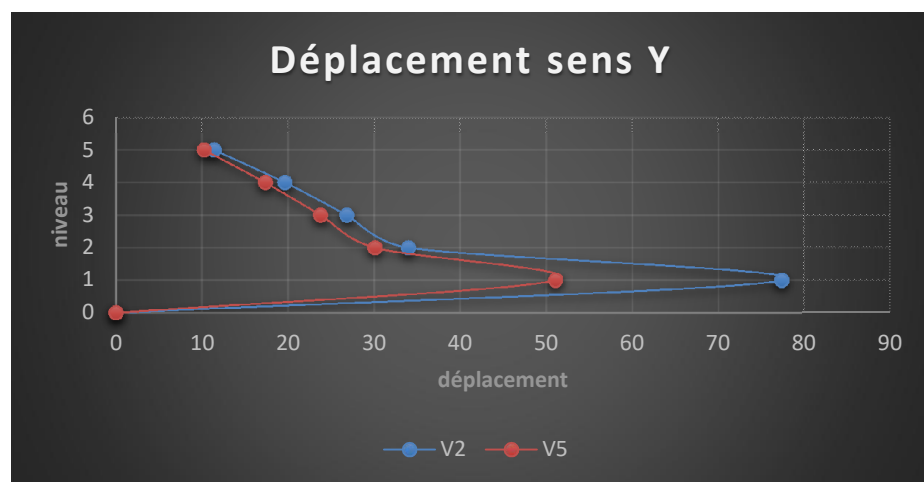


Figure IV. 25 : Courbe des déplacements de V2 et V5 dans le sens Y

D'après les deux courbes de déplacement, nous pouvons voir l'efficacité du gainage métallique dans la diminution des déplacements. On constate la variance des déplacements entre le bâtiment renforcé et le bâtiment existant, donc le gainage métallique a une influence et une efficacité importante.

IV. 3.2 : Analyse non linéaire « push over » :**A. Courbes de capacités :**

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y.

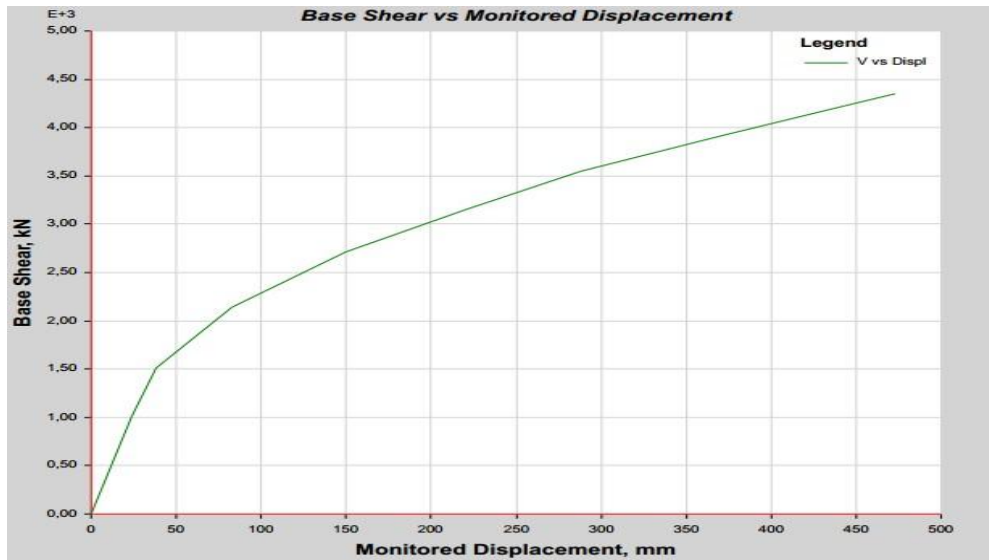


Figure IV. 26 : Courbe de capacité « PUSH X » variante 5



Figure IV. 27 : Courbe de capacité « PUSH Y » de variante 5

B. Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

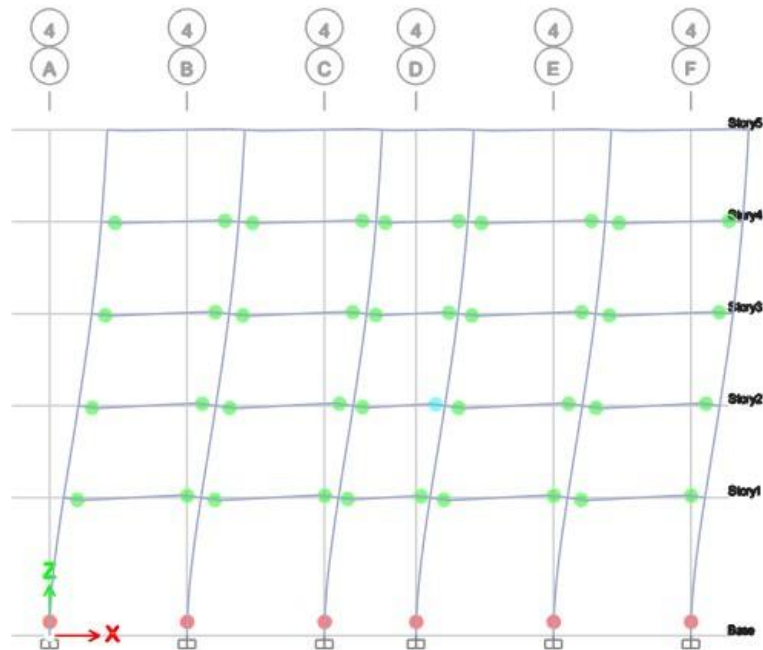


Figure IV. 28 : Rotules plastique (variante 5)

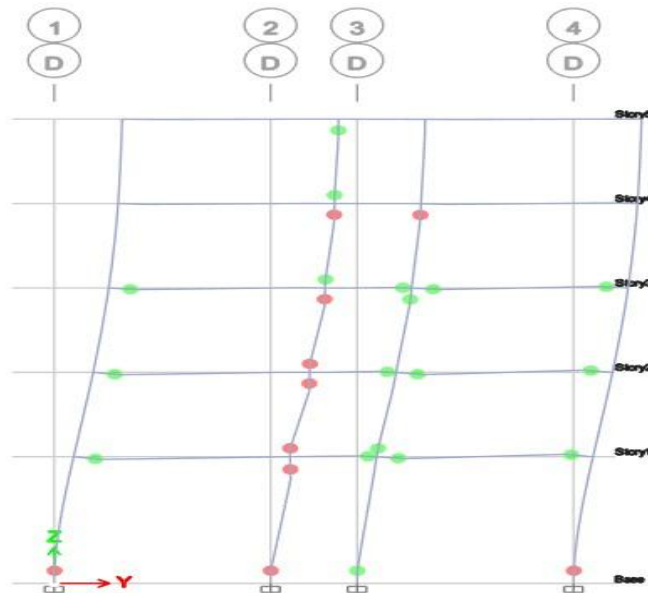


Figure IV. 29 : Rotule plastique (Variante 5)

Après le renforcement avec la technique du gainage métallique, on constate que dans le sens X il y a une délocalisation générale des rotules des poteaux vers les poutres ce qui est souhaitable. Le niveau d'endommagement est de type (IO) et de type (CP) en pieds des poteaux de RDC.

Dans le sens Y, on voit l'apparition des rotules de type (IO) dans les poutres jusqu'au 3^{ème} niveau et on remarque l'endommagement dans les poteaux centraux est de type (CP) dans les quatre premier niveaux.

C. Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V5 :

Dans le sens X :

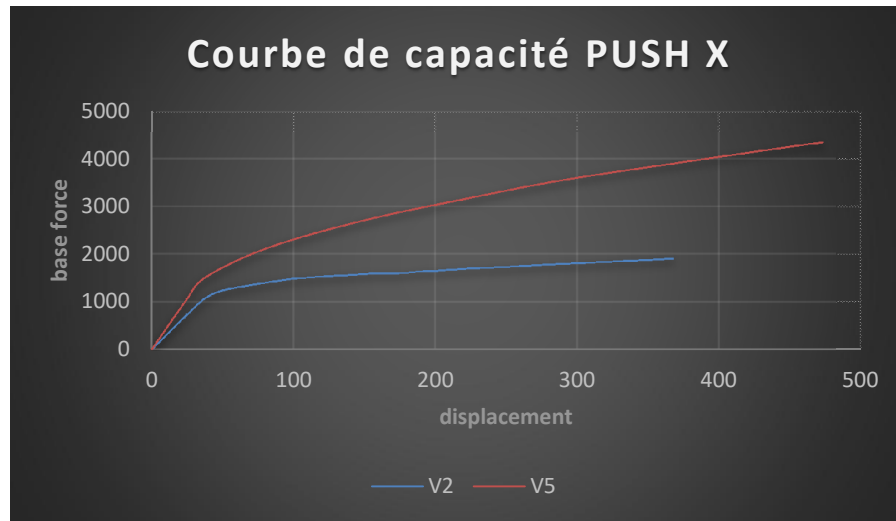


Figure IV. 30 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V5 (PUSHX)

Dans le sens Y

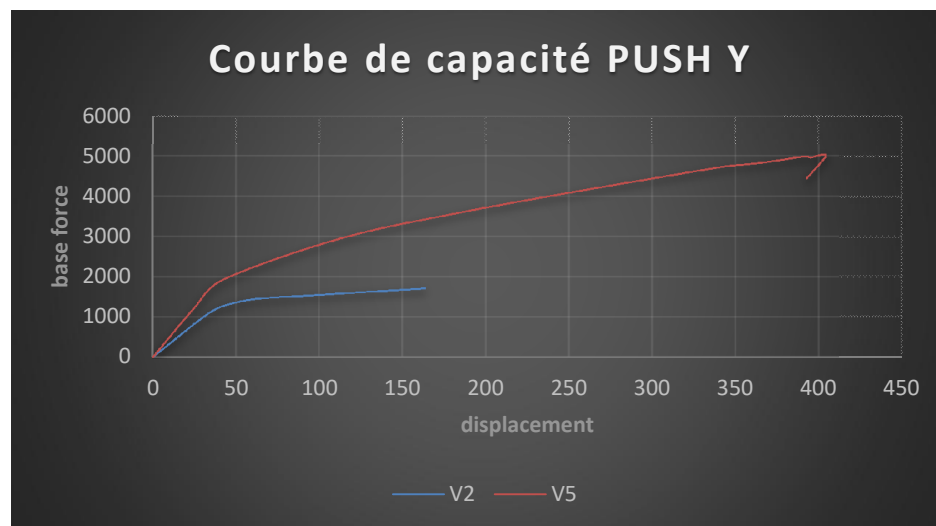


Figure IV. 31 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V5 (PUSHY)

Nous observons dans les deux courbes de capacité que le gainage métallique a influencé le comportement élastique du bâtiment existant ce que nous pouvons voir dans la

variance entre les deux courbes (V2 et V5) et dans les deux sens, donc après le renforcement le bâtiment existant a acquis une résistance et une rigidité assez importante.

IV. 4 : Variante V6 : renforcement par plaques composites des poteaux d'angle et de Rive du RDC

Dans cette technique de renforcement nous avons utilisé des plaques composites en carbone (CFRP) avec une épaisseur de 3mm et avec une densité de 1900 kg/m^3 , les plaques composite ont été placé aux extrémités supérieure et inférieure des poteaux d'angle et de rive la longueur des plaques est de 1,00 m ces plaques ont les caractéristiques suivantes :

Type de matériau	Coefficient de poisson (ν)	Module d'élasticité (E) [MPa]	Module de cisaillement(G) [MPa]
CFRP	$\nu_{xy}=0,22$	$E_x=240000$	$G_{xy}=12500$
	$\nu_{xz}=0,22$	$E_y=19000$	$G_{xz}=12500$
	$\nu_{yz}=0,30$	$E_z=19000$	$G_{yz}=7500$

Tableau IV. 10 : Tableau des caractéristiques mécaniques de CFRP

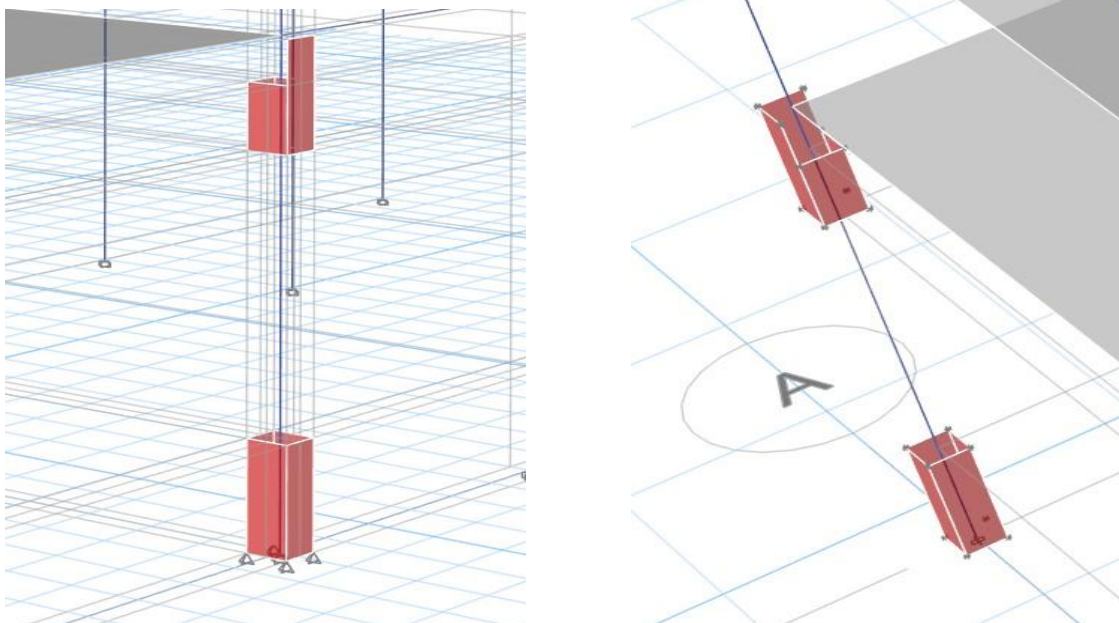


Figure IV. 32 : Vue en 3D des poteaux du RDC avec plaques composites

IV. 4.1 : Résultats de l'analyse linéaire :

- **Les déplacements :**

Le tableau représente les déplacements absolus des diaphragmes dans le cas de la variante V6 (renforcement avec CFRP) pour les poteaux d'angle et les poteaux de rive du RDC.

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements							
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY	RZ
					mm	mm	rad
Story5	D5	E	LinRespSpec	Max	31,073	28,768	0,00048
Story4	D4	E	LinRespSpec	Max	26,836	24,638	0,000415
Story3	D3	E	LinRespSpec	Max	19,288	17,665	0,0003
Story2	D2	E	LinRespSpec	Max	9,379	8,707	0,00015
Story1	D1	E	LinRespSpec	Max	0	0	0

TableauIV.11: Tableau des déplacements (variante 6)

- **Les modes de vibration et les périodes :**

Le tableau représente les modes de vibration et les périodes.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0,718	0,803	0	0	0,803	0
Modal	2	0,694	0,0682	0	0	0,8711	0
Modal	3	0,67	0	0,8709	0	0,8711	0,8709
Modal	4	0,231	0,0726	0	0	0,9438	0,8709
Modal	5	0,226	0,0229	0	0	0,9666	0,8709
Modal	6	0,215	0	0,0982	0	0,9666	0,9691

Tableau IV. 12 : Tableau des modes de vibration et les périodes (variante 6)

- **L'effort sismique à la base** : les valeurs tirées du logiciel sont :

$$V_x = 178,5423 \text{ KN}$$

$$V_y = 145,1798 \text{ KN}$$

- **Les déplacements relatifs** :

Niveau	Sens	$\delta_{ek}(\text{mm})$	$\delta_{e(k-1)}(\text{mm})$	R	Déplacement
Niveau 5	Sens x	31,073	26,836	3,5	14,8295
	Sens y	28,768	24,638	3,5	14,455
Niveau 4	Sens x	26,836	19,288	3,5	26,418
	Sens y	24,638	17,665	3,5	24,4055
Niveau 3	Sens x	19,288	9,379	3,5	34,6815
	Sens y	17,665	8,707	3,5	31,353
Niveau 2	Sens x	9,379	0	3,5	32,8265
	Sens y	8,707	0	3,5	30,4745
Niveau 1	Sens x	0	0	3,5	0
	Sens y	0	0	3,5	0

Tableau IV. 13 : Tableau des déplacements relatifs (variante 6)

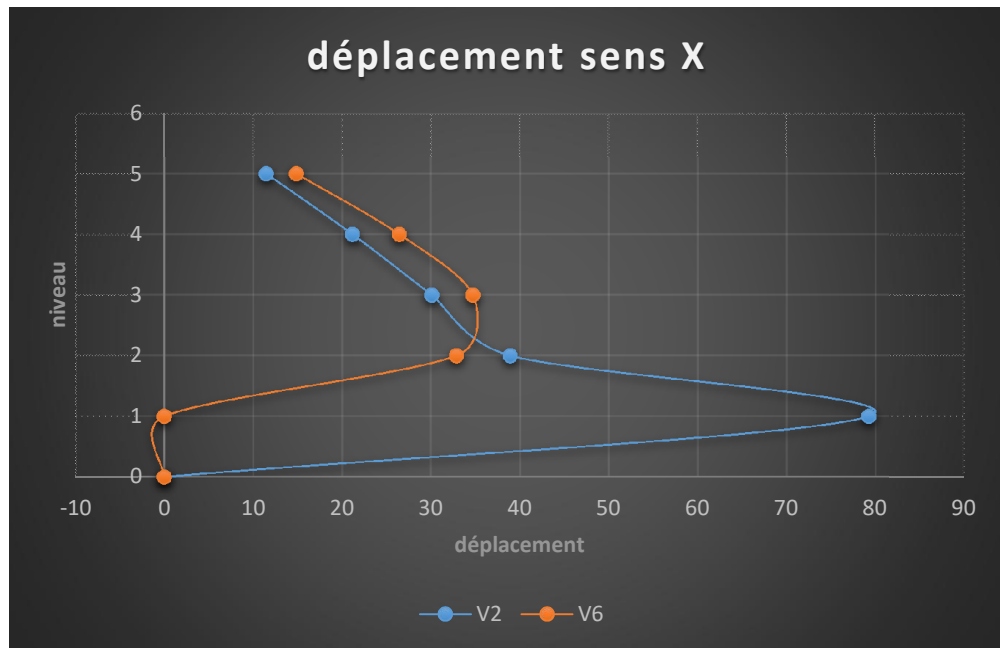


Figure IV.33 : Courbe des déplacements de V2 et V6 dans le sens X

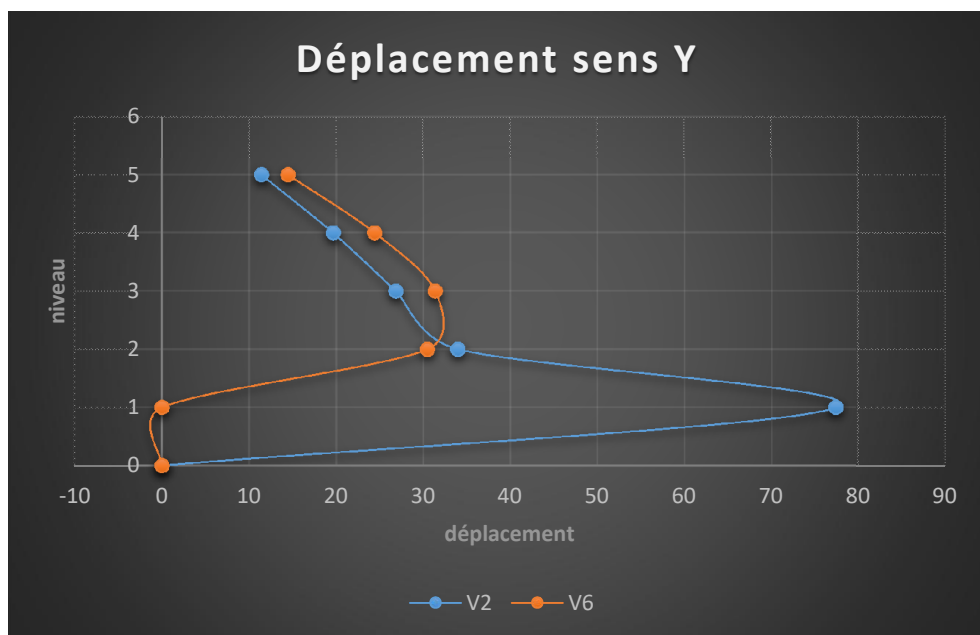


Figure IV. 34: Courbe des déplacements de V2 et V6 dans le sens Y

IV. 4.2 : Analyse non linéaire « push over » de la variante V6 :**1) Courbes de capacités :**

Les deux figures donnent les résultats des courbes de capacité dans le sens X et Y.



Figure IV. 35 : Courbe de capacité « push X »



Figure IV. 36 : Courbe de capacité « push Y »

2) Rotules plastiques :

Les figures représentent la formation des rotules plastiques.

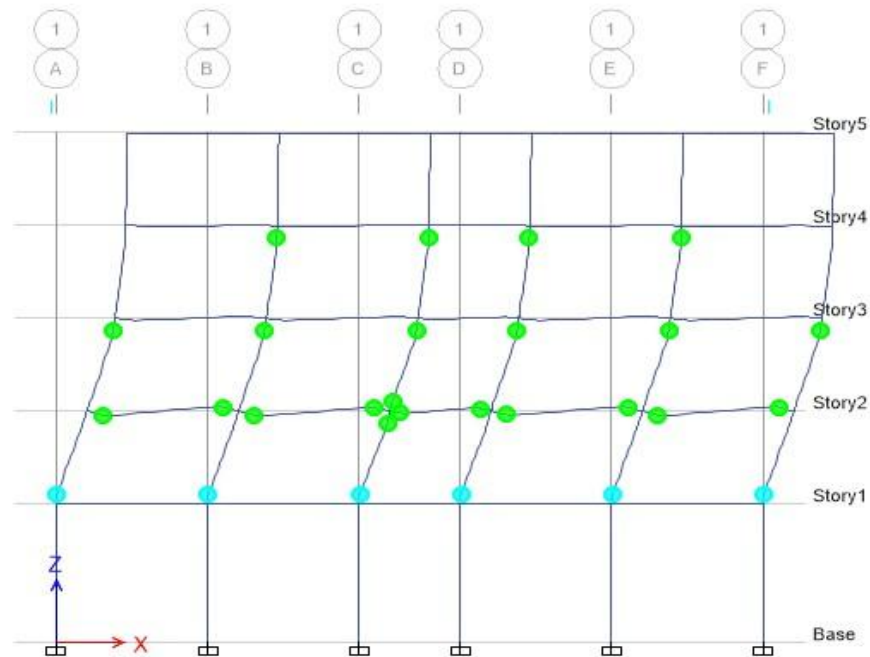


Figure IV. 37 : Rotules plastique (variante6 sens X)

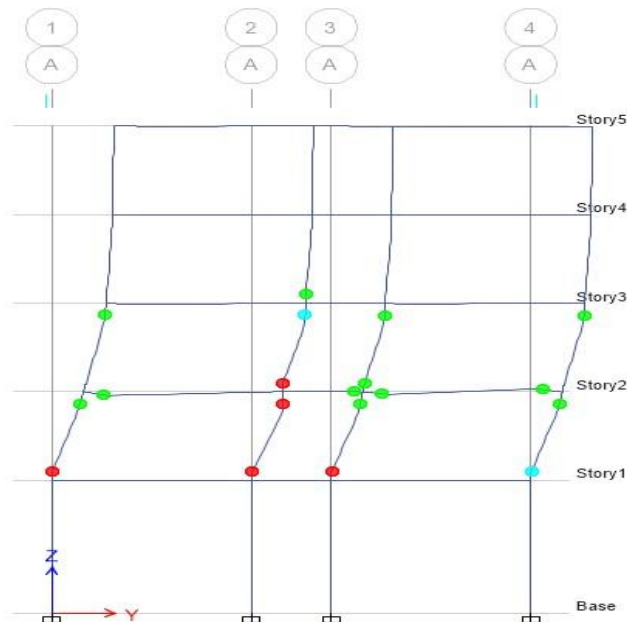


Figure IV. 38 : Rotules plastique (variante 6 sens Y)

Suite aux résultats trouvés de l'analyse non linéaire push over on observe que dans les deux sens X et Y les rotules plastiques ont disparues des nœuds des poteaux. Dans le sens X, il y a une délocalisation des rotules vers le haut. Aux niveaux des poteaux du premier étage les rotules sont de type (LS), et pour les étages 2 et 3, les rotules dans les poteaux et les

poutres sont de types (IO). Dans le sens Y, les poteaux de rive ont des rotules de type (CP) pour les autres poteaux le types des rotules est (LS) et (IO) jusqu'au 2^{ème} étage. Pour les poutres le type des rotules est (IO) dans le 2^{ème} étage.

3) Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V6 :

Dans le sens X

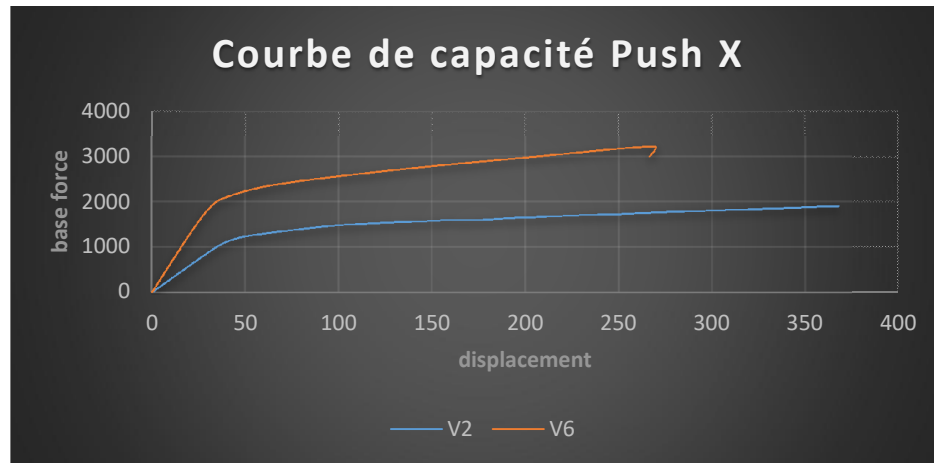


Figure IV. 39 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V6 (PUSHX)

Dans le sens Y :

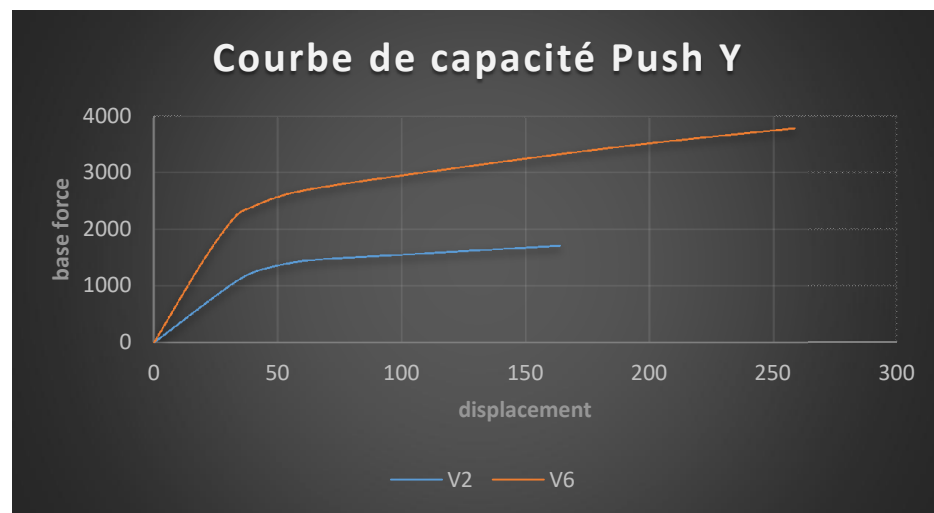


Figure IV. 40 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2 et V6 (PUSHY)

D'après la comparaison des courbes de capacité entre la variante existante et la variante renforcée par CFRP, on voit l'influence de ces plaques composites sur notre bâtiment

.en effet, nous constatons une augmentation remarquable de la rigidité et de la résistance (dans les deux sens)

IV. 5 : Rigidité et ductilité :

Le tableau ci-dessous représente la rigidité et la ductilité des variantes étudié dans cette mémoire.

as	Sens	Elastique			Post-élastique		
		V_y (KN)	d_y (mm)	K_0	V_u (KN)	d_u (mm)	ductilité
2	Sens X	1320,868	45,143	29,25	1901,5091	367,645	8,14
	Sens Y	1371,524	41,333	3,18	1708,521	163,802	3,96
3	Sens X	1390,178	44,019	31,58	2073,9595	368,083	8,36
	Sens Y	983,958	27,293	36,05	1463,7927	220,654	8,08
4	Sens X	1660,797	39,368	42,18	2467,263	352,304	8,94
	Sens Y	1928,800	39,822	48,43	2538,7131	168,899	4,24
5	Sens X	1868,091	39,819	46,91	4894,6601	490,802	12,32
	Sens Y	2306,814	42,849	53,83	5673	430,583	10,04
6	Sens X	2142,687	33,817	63,36	3222,5827	269,06	7,95
	Sens Y	2415,415	33,036	73,11	3783,5649	258,331	7,81

Tableau IV. 14 : Tableau des déplacements relatifs du V1, V2, V3, V4, V5, V6

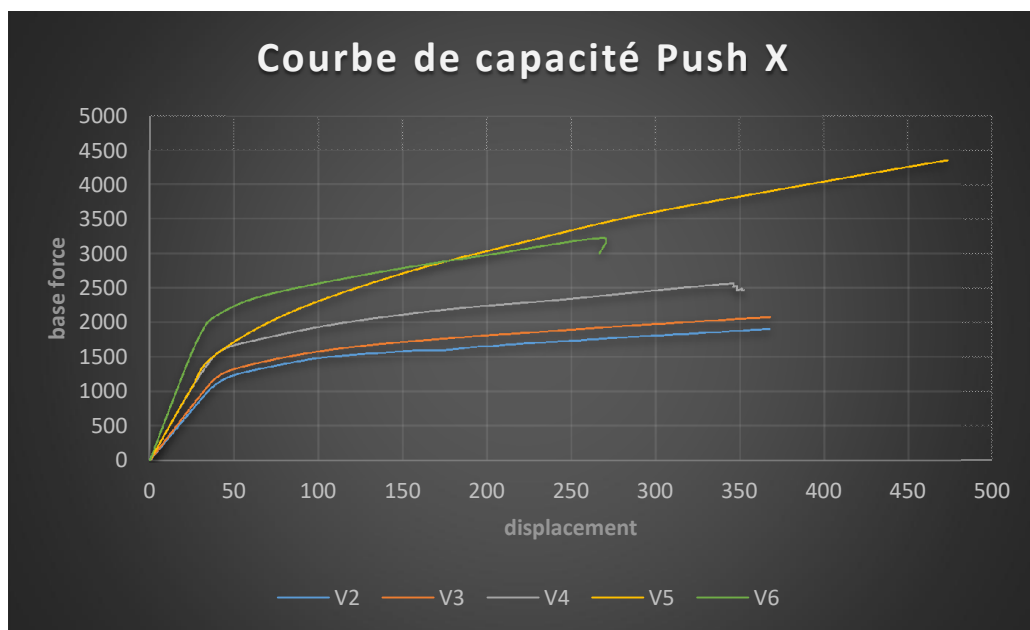
IV. 6 : Comparaison générale des courbes de capacité entre les différentes variantes:

Figure IV.41 : Comparaison entre les courbes de capacité De V2, V3, V4, V5, V6 (PUSHX)

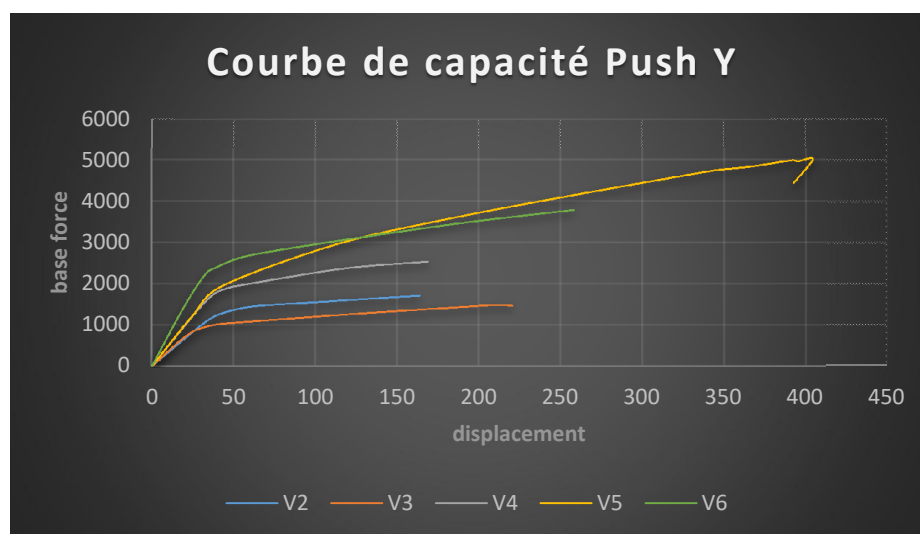


Figure IV.42 : Comparaison entre les courbes de capacité de V2, V3, V4, V5, V6 (PUSHY)

Nous avons fait une comparaison entre les différentes variantes pour voir l'influence de chaque méthode de renforcement sur le bâtiment existant qu'on a étudié. D'après les deux courbes ci-dessous, on voit que la courbe dominante est la courbe du renforcement avec gainage métallique, elle a une résistance importante par rapport aux autres, pour la méthode de renforcement par plaques composites il a aussi un effet important. En fin, on peut dire que

chaque méthode a une influence importante dans le renforcement et chaque méthode de renforcement a une influence importante sur le comportement total du bâtiment vulnérable.

VI. 7 : Conclusion :

Suite aux résultats obtenus sur la base de différentes méthodes de renforcement, à savoir : la capacité, les rotules plastiques et les déplacements relatifs on conclure que :

-la capacité et la rigidité des variantes V3, V4, V5 et V6 est plus importante par rapport à celle du bâtiment existant V2.

-les déplacements inter-étages des variantes renforcées sont les moins importants par rapport à la variante existante V2.

-par rapport aux niveaux d'endommagements les variantes renforcées sont les moins endommagées par rapport au bâtiment existant V2.

-le renforcement par les différentes méthodes influe sur la période du bâtiment existant, nous avons remarqué qu'après chaque renforcement une diminution de la période.

-les différentes méthodes permettent à augmenter la capacité de résistance des bâtiments par rapport à leurs efforts tranchant à la base qui implique qu'elles s'influent sur la résistance.

-après la comparaison entre les différentes méthodes de renforcement on a trouvé une différence entre les résultats trouvé à cause de différence des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Conclusion générale

Conclusion générale :

D'après l'étude effectuée, et dans le but de retirer de bonnes constatations, on a conclu notre travail par les conclusions suivantes :

- L'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes nous donne des informations sur les niveaux d'endommagements qui peuvent être subis par une structure lors d'un futur séisme.
- Les méthodes linéaires élastiques classiques ne permettent pas de représenter fidèlement le comportement réel de la structure. Pour une meilleure prévision de la demande sismique et la capacité des structures, il est nécessaire d'utiliser des méthodes de calcul qui prennent en compte le domaine post-élastique de la structure pour une prévention exacte des demandes sismiques. La méthode Push-over, est une procédure d'analyse statique non linéaire qui permet de prédire correctement les aspects essentiels du comportement dynamique, lors d'un futur séisme.
- L'analyse Push-over permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques.
- Le renforcement est l'ensemble des études et des travaux qui donne à un ouvrage un état supérieur que leur état initial.
- Le renforcement par les trois différentes méthodes proposées influe sur les résultats de l'étude linéaire : diminution de la période et l'augmentation de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- Concernant l'étude non linéaire, le renforcement a une influence sur la formation des rotules plastiques et sur l'augmentation de : la résistance, la rigidité et la diminution des déplacements inter-étages.
- Après la comparaison entre les différentes méthodes de renforcement, on peut conclure que le renforcement avec gainage métallique donne un niveau d'endommagement moins important par rapport aux autres méthodes.

Références bibliographiques

Références bibliographique

Références bibliographique

- [1]: A. Plumier, technique de l'ingénieur, séismes et bâtiment, analyse des constructions, 2014.
- [2]: Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
- [3]: K.Baddari, M.Djeddi, élément de sismologie, opu.
- [4] : Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
Patricia Balandier, sismologie appliquée, à l'usage des architectes et ingénieurs, 2004.
- [5] : calcul dynamique des structures en zone sismique. Victor Davidovici, Alain Capra.
- [6] : Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
- [7] : Ministère de l'écologie et du développement durable, les séismes, Dossier d'information.
- [8] : Patricia Balandier, sismologie appliquée, à l'usage des architectes et ingénieurs, 2004.
- [9] : J.F.Garçia, Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments, rapport finale de PFE, 2007.
- [10] : https://www.craag.dz/r_sismologique.php Consulter le 12/02/2021 à 17 :40
- [11] : Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en suisse. Belmouden Y., Lestuzzi P.
- [12] : Mouroux P., Le Brun B., Depinois S., Bertrand E., Masure P. (2004) – Projet européen RISKUE : application à la ville de Nice.
- [13] : Courbes de fragilité pour la détermination de la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie armée à partir du spectre conditionnel, Marc-Antoine LAPLANTE
- [14] : Matthieu Perrault. Evaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments à partir de mesures in situ. Sciences de la Terre. Université de Grenoble, 2013.
- [15] : Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en algérie – fatiha cherifi
- [16] : Évaluation de la vulnérabilité, Milan Zacek.

Références bibliographique

- [17] : Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques Abdelghani SEGHIR
- [18] : H. BACHMAN, principe de base pour la conception parasismique des bâtiments.
- [19] : Mariana Abou Abdo. Analyse et renforcement d'un bâtiment existant soumis à une extension et aux nouvelles normes sismiques. Réhabilitation. 2015.
- [20] : Techniques de renforcement des bâtiments en béton armé vis-à-vis du séisme, Rafik Madi, Mohamed Guenfoud
- [21] : conception-construction parasismique, Victor Davidovici
- [22] : vulnérabilité et renforcement, Milan Zacek
- [23] : catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages.CGS
- [24] : Ahmed Chehimi. Renforcement d'un bâti existant vis -à-vis du séisme : Ministère de Justice à Beyrouth. Structures. 2016.
- [25] : [Injection des ouvrages en béton ? | Maison et travaux \(maison-et-travaux.net\)](#) consulter le 21/04/2021 à 17 :29
- [26] : réparation des structures en béton armé, S.boukais, m.hamizi, N.E.Hannachi.
- [27] : Jolin, M., & Lacombe, P. (2000). Le nouveau développement et applications. Canadian Journal of Civil Engineering
- [28] : Ahmed Chehimi. Renforcement d'un bâti existant vis -à-vis du séisme : Ministère de Justice à Beyrouth. Structures. 2016.
- [29]: F.Achour, H.Benaouali, F.Belhamel. Algérie équipement N°43/décembre 2007
- [30]: De quelques procédés de réparation de structures : portique en béton arme. CHALAH.F., FALEK.K., AOUDJANE.K., CHALAH.L.NECHNECH.A., KACI.S. &BALI.A. 2009.
- [31]: Farid Abou Chakra. Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes. Matériaux composites et construction. 2016

Références bibliographique

- [32]: thèse de doctorat. Contribution à l'analyse du comportement mécanique de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. El Houssain ROCHDI. L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1.2004
- [33]: Farid Abou Chakra. Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes. Matériaux composites et construction. 2016
- [34]: Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003
- [35]: The Federal Emergency Management Agency
- [36]: American Society of Civil Engineers
- [37]: Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise, génie civil, Jean-François Garneau, 2015.
- [38]: Étude qualitative des solutions de confortement des structures endommagées par des séismes, cas des portiques en béton armé, USTHB 2008