



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
École nationale polytechnique Alger



Département du Génie civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Présente et soutenu publiquement le 22/06/2023

Thème :

Étude de vulnérabilité d'un bâtiment auto-stable en béton armé.

Réalisé par :

Mme Imen MEZIANI
Mme Meriem SEKOUM

Proposé et dirigé par :

Dr. M. REMKI
Pr. N. BOURAHLA

Devant la commission d'évaluation :

Dr D. CHERID
Pr BOURZAM
Dr M. REMKI
Pr. N. BOURAHLA

Maitre de Conférence
Professeur
Directeur de recherche
Professeur

Présidente
Examineur
Encadreur
Co-encadreur



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
École nationale polytechnique Alger



Département du Génie civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil

Présente et soutenu publiquement le 22/06/2023

Thème

Étude de vulnérabilité d'un bâtiment auto-stable en béton armé.

Réalisé par :

Mme MEZIANI Imen

Mme SEKOUM Meriem

Proposé et dirigé par :

Dr. M.REMKI

Pr. N. BOURAHLA

Devant la commission d'évaluation :

Dr D. CHERID

Pr BOURZAM

Dr M. REMKI

Pr. N. BOURAHLA

Maitre de Conférence

Professeur

Directeur de recherche

Professeur

Présidente

Examineur

Encadreur

Co-encadreur

ENP 2023

ملخص

يتناول مشروع نهاية الدراسة تقييم الهش الزلزالي لمبنى وفقاً للقوانين الجزائرية للبناء المضاد للزلازل. تركز الدراسة بشكل أساسي على استخدام طريقة الدفع التدريجي كنهج غير خطي وثابت لتقييم قدرة المبنى على مقاومة الزلازل. تتم دعم النتائج التي تم الحصول عليها من خلال هذا التحليل بواسطة تحليل ديناميكي غير خطي يعتمد على اختيار مبسط للتسارعات الزلزالية. وفقاً لهذه الدراسة تم اقتراح وتقييم حل لتعزيز هيكل البناء. الهدف الرئيسي للدراسة هو تقييم مطابقة المبنى للمعايير الزلزالية الجزائرية وتحديد مستوى ضعفه أمام الزلازل، سواء قبل أو بعد التقوية.

الكلمة المفتاحية: النمذجة ، التحليل ، الأداء ، القدرة ، قانون السلوك ، المقاومة ، الضرر .

Abstract :

This final year project focuses on the seismic vulnerability assessment of an existing building according to Algerian regulations. The study primarily focuses on the use of the push-over method, a static nonlinear approach, to evaluate the building's capacity to withstand earthquakes. The results obtained through this analysis are then supported and corroborated by a nonlinear dynamic analysis based on a simplified selection of accelerograms. A conceptual strengthening solution has been proposed and evaluated. The main objective of the study is to assess the building's compliance with Algerian seismic standards and determine its vulnerability level to an earthquake, both before and after structural retrofitting.

Key word: Modeling, analysis, performance, capacity, law of behavior, resistance, damage.

Résumé :

Le projet de fin d'études porte sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment selon la réglementation algérienne. L'étude se concentre principalement sur l'utilisation de la méthode de la poussée progressive (Push-over), une approche non linéaire statique, afin d'évaluer la capacité du bâtiment à résister aux séismes. Les résultats obtenus à travers cette analyse sont ensuite corroborés et appuyés par une analyse dynamique non linéaire basée sur une sélection simplifiée d'accélérogrammes. Une solution de renforcement conceptuelle a été proposée et évaluée. L'objectif principal de l'étude est d'évaluer la conformité du bâtiment aux normes sismiques algériennes et de déterminer son niveau de vulnérabilité face à un séisme, à la fois avant et après renforcement.

Mot clé : Modélisation, analyse, performance, capacité, loi de comportement, résistance, dommages.

Remercîment

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers notre cher professeur et encadrant, N. Bourahla et M. Remki, pour leur suivi et leur énorme soutien tout au long de la période du projet.

Nous souhaitons également remercier le Dr .A. Nekkrouche pour le temps qu'il a offert et pour les précieuses informations qu'il nous a fournies avec intérêt et compréhension.

Nous adressons également nos vifs remerciements aux membres du jury d'évaluation pour avoir accepté d'examiner et de juger ce travail. Nous exprimons notre gratitude envers tout le personnel avec lequel nous avons été en contact lors de notre stage au sein du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), pour leur accueil chaleureux, leur aide et leur assistance précieuses.

Nous ne laisserons pas passer cette occasion sans remercier tous les enseignants et le personnel de l'École Nationale Polytechnique, et en particulier ceux du département de génie civil, pour leur aide, leurs précieux conseils et l'intérêt qu'ils portent à notre formation. Enfin, nous tenons à exprimer nos remerciements à toutes les personnes qui ont gagné de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail : A Ceux que j'aime :

Je tiens tout particulièrement à exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui m'ont aidé à atteindre le stade où je me trouve aujourd'hui. Je souhaite tout d'abord remercier mes parents, Nawel et Ahmed, à qui je dois tout. Un grand merci également à mon frère Bilel et à mes sœurs Rania, Sernie et Rym, pour leur soutien constant.

Je suis reconnaissant envers mes deux meilleures amies, Souad Hamadouche et Lyndra Bouchekal, qui ont toujours su me soutenir. Je voudrais également exprimer ma reconnaissance envers tous mes autres amis et chaque personne qui a contribué à ma réussite. Votre soutien inestimable et votre encouragement ont été d'une importance capitale tout au long de ce parcours.

Meriem

Dédicace

Je dédie ce travail :

À l'étoile lumineuse qui éclaire mon chemin, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance envers toi, ma mère, pour ton amour inconditionnel et tes innombrables sacrifices.

Au pilier central sur lequel je m'appuie, merci du fond du cœur, mon cher père, pour ton soutien indéfectible tout au long de ma vie.

À mes frères et sœurs, Mohand-Said, Abdelhak, Nawel et Ferial, avec qui j'ai partagé douceurs et amertumes, je vous remercie pour vos encouragements tout au long de ce parcours académique.

À mes grands-parents et à toute ma famille.

À mes amies, Dalila, Loubna, Hanane, et à mes camarades du génie civil, je suis reconnaissante pour votre amitié, votre soutien et les précieux moments partagés durant cette étape de ma vie.

Imen

Table des matières

LISTES DES SYMBOLES

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE :	15
I. Sismicité régionale du site d’implantation de l’ouvrage	14
I.1 Introduction	17
I.1.1 Situation géographique de la ville de Constantine	17
I.1.2 Sismicité historique de la ville de Constantine.....	18
I.1.3 Les failles actives et soupçonnées actives dans la région de Constantine.....	22
I.2 Conclusion.....	22
II. Description de l’ouvrage	17
II.1 Introduction.....	24
II.2 Description de l’ouvrage.....	24
II.3 Expertise de l’ouvrage	28
II.3.1 Superstructure	28
II.3.2 Sol et fondation.....	29
II.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux qui composent l’ouvrage	29
II.4.1 Estimation de la résistance f_c du béton par la méthode combinée	29
II.4.2 Données et Hypothèses.....	31
II.4.3 Caractéristiques mécaniques de béton	35
II.4.4 Caractéristiques mécaniques de l’acier	36
II.5 Critère de classification	36
II.6 Sections équivalentes des poteaux.....	39
II.7 Vérification des sections des poteaux et des poutres.....	40
II.8 Dimensions et ferrailages des poteaux de la structure existante.....	42
II.9 Vérification du ferrailage.....	44
II.10 Conclusion	44
III. Les méthodes d’analyse sismique d’après le code parasismique algérien	45
III.1 Introduction.....	46
III.2 Étapes clés de l’analyse modale des systèmes dynamiques	46
III.3 Choix de la méthode de calcul	46
III.4 Modélisation de la structure par la méthode modalespectrale.....	47
III.4.1 Principe	47
III.4.2 Logiciel adopté	47
III.4.3 Modélisation élastique de la structure	47
III.4.4 Définition des cas de charge.....	48
III.4.5 Définition du chargement dynamique (Analyse modale spectrale).....	48

III.4.6	Modélisation de la masse sismique.....	50
III.4.7	Diaphragme.....	51
III.4.8	Appuis.....	52
III.5	Résultats et vérification de l'analyse linéaire élastique.....	52
III.5.1	Analyse modale.....	52
III.6	Conclusion.....	61
IV.	Etude statique non linéaire.	62
IV.1	Introduction.....	63
IV.2	Définition de l'analyse Pushover.....	63
IV.3	Intérêt de la méthode.....	63
IV.4	Procédure.....	63
IV.5	Rotules plastiques.....	64
IV.5.1	Formation des rotules plastiques.....	65
IV.6	Définition de la distribution de la force latérale.....	66
IV.7	Détermination de la demande sismique.....	67
IV.8	Détermination de la courbe de capacité.....	68
IV.9	Transformation en un système équivalent à un seul DDL.....	69
IV.10	Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité.....	71
IV.11	Détermination du point de performance.....	72
IV.12	Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs DDL.....	74
IV.13	Modélisation non-linéaire (Push-over).....	75
IV.13.1	Définition du comportement non- linéaire des poteaux.....	75
IV.14	Résultats de l'analyse statique non-linéaire (push-over).....	82
IV.14.1	La courbe de capacité de la structure (V-D).....	82
IV.14.2	La courbe de capacité spectrale (ASCE) 41-13.....	85
IV.15	Conclusion.....	98
V.	Étude dynamique non linéaire.....	99
V.1	Introduction.....	100
V.2	Définition du chargement sismique.....	100
V.2.1	Paramètres sismologiques.....	100
V.2.2	Représentation temporelle du chargement sismique.....	101
V.3	Modalisation.....	103
V.3.1	Élaboration du spectre de réponse élastique normalisé.....	103
V.3.2	Choix d'accélérogrammes.....	103
V.3.3	Amortissement dynamique (ou structurel).....	104
V.3.4	Modèle hystérétique.....	107
V.4	Résultat.....	107
V.4.1	Réponse dynamique.....	107
V.5	Conclusion.....	112

VI. Etude préliminaire de renforcement	113
VI.1 Introduction.....	114
VI.2 Étude des différentes solutions proposées.....	114
VI.2.1 Renforts en béton projeté.....	114
VI.2.2 Contreventement par voiles en béton armé.....	114
VI.2.3 Renforts composites.....	114
VI.2.4 Renforcement par des bracons.....	115
VI.3 Choix du type de renforcements.....	115
VI.4 Renforcement adoptée.....	115
VI.4.1 Choix de renforcement	115
VI.4.2 Variantes adoptées.....	116
VI.5 Résultat correspondante au variantes réalisée.....	119
VI.5.1 Analyse modale	119
VI.5.2 Vérification de l'effort tranchant.....	122
VI.5.3 Vérification du déplacement inter-étage.....	124
VI.5.4 Analyse Push-over.....	125
VI.6 Conclusion.....	130
CONCLUSION GENERALE	131
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE	133
Annexe A	136
Annexe B	137

LISTES DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

δy^* : Déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à SDOF.

d^* : Déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

E_m^* : Energie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

F^* : Force d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

M^* : Masse effective d'un système équivalent à SDOF.

SDOF : Single-Degree Of Freedom.

MDOF : Multi-Degree Of Freedom.

ADRS : Accélération Displacement Response Spectrum.

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Q : Facteur de Qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure. $S_e(T)$: Spectre de réponse Elastique.

T_c : Période limite entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes.

T^* : Période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

δy : Déplacement à l'état limite élastique.

δu : Déplacement à l'état limite ultime.

α : Facteur de Participation massique.

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

β : Coefficient de pondération.

d_t : Déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté.

LISTES DES TABLEAUX

Tableau II-1 : Dimensions de la structure.	24
Tableau II-2 : Valeurs des indices de rebondissements.	32
Tableau II-3 : Valeurs des vitesses ultrasoniques.	33
Tableau II-4 : classification de la sismicité de la structure étudié.....	37
Tableau II-5 : Classification du groupe d'usage de la structure étudié.....	37
Tableau II-6 : classification du type de sol de la structure étudié.	38
Tableau II-7: Sections équivalentes.	39
Tableau II-8 : Vérification des conditions de l'RPA.	40
Tableau II-9 : Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres.	41
Tableau II-10 : Ferrailage des poteaux.....	43
Tableau III-1 : Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations.	48
Tableau III-2 : Coefficient de l'études modal-spectral dans notre cas d'étude.....	49
Tableau III-3 : Poids sismiques de la structure.	51
Tableau III-4 : Périodes et facteurs de participation massique du modales.	53
Tableau III-5 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction X.	60
Tableau III-6 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction Y.	60
Tableau IV-1 : Définition de l'échelle de dommage EMS -98. [IV.8]	81
Tableau IV-2 : Etat limite d'élasticité correspondant aux deux types de chargement choisie.	83
Tableau IV-3 : Etat limite de rupture correspondant aux deux types de chargement choisie..	84
Tableau IV-4 : Valeurs du point de performance correspondant aux deux types de chargement choisie.....	88
Tableau IV-5 : Formation des rotules plastiques au niveau du point de performance.	91
Tableau IV-6 : Valeurs des déplacements inter-étages suivant l'axe X.....	94
Tableau IV-7 : Valeurs des déplacements inter-étages suivant l'axe Y.....	95
Tableau IV-8 : État d'endommagement des structures en béton armé (Kahil.A et all, 2010).	96
Tableau IV-9 : Niveau de dommage sens X "Chargement triangulaire "	97
Tableau V-1 : Résultat obtenu en termes de déplacement.	111
Tableau V-2 : Résultat obtenu en termes d'effort tranchant.	111
Tableau VI-1 : Périodes et facteurs de participation massique du modales.....	119
Tableau VI-2 : Poids sismiques de la structure "Après renforcement ".....	123
Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction X après renforcement.....	124
Tableau VI-4 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction Y après renforcement.....	125
Tableau VI-5 : valeurs du point de performance avant et après renforcement.	128
Tableau VI-6 : Courbe bilinéaire de la courbe de vulnérabilité les plus défavorable après renforcement.....	129
Tableau VI-7 : Niveau de dommage sens X "Chargement triangulaire "	130
Tableau 0-1 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 1".....	137
Tableau 0-2 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 2".....	137
Tableau 0-3 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 2".....	138
Tableau 0-4 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 3".....	138
Tableau 0-5 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 5".....	139
Tableau 0-6 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 6".....	139
Tableau 0-7 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 7".....	140
Tableau 0-8 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 8".....	140
Tableau 0-8 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 9".....	141

LISTES DES FIGURES

Figure I-1 : Situation géographique de la wilaya de Constantine.	18
Figure I-2 : Convergence entre les plaques africaine et eurasienne (Mc Kenzi, 1972)	19
Figure I-3 : Principales limites des plaques africaines et eurasiennes et mouvements associés (Laurenti, 2010).....	19
Figure I-4 : Carte des intensités maximales pour 1716 à 1989 (Bezzghoud et al, 1996).....	20
Figure I-5 : Carte des intensités historiques maximales (CGS, 2010)	20
Figure I-6 : Cartes des épïcèntres des séismes dans la région de Constantine (CGS).	21
Figure II-1 : Photo façade principale.....	25
Figure II-2 : Photo façade postérieure.....	25
Figure II-3 : Plans de coffrage des niveaux +2.78 m et +5.56 m.	25
Figure II-4 : Plans de coffrage des niveaux +8.34 m et +11.12 m.	26
Figure II-5 : Plans de coffrage des niveaux +13.90 m et +16.68m.	26
Figure II-6 : Plans de coffrage des niveaux +19.46 m et +22.24 m.	27
Figure II-7 : Plan de coffrage 24,69 m.	27
Figure II-8 : éclatement du béton et apparition des aciers.	28
Figure II-9 : Figure II 9 : Corrosion des aciers.	29
Figure II-10 : Scléromètre à béton et appareil ultrasonique.	30
Figure II-11 : Auscultation avec ultrason.....	31
Figure II-12 : Auscultation avec scléromètre.....	31
Figure II-13 : Abaque donnant la variation de la résistance à la compression en Mpa en fonction de la vitesse des ultrasons (v) et de l'indice de rebondissement (R) du béton.....	34
Figure II-14 : Section des poutres.	40
Figure II-15 : Section des poteaux.	41
Figure II-16 : Section poteau.....	41
Figure II-17 : Ferrailage proposé pour le poteau 35x40.....	43
Figure III-1 : Spectre de réponse RPA99 version 2003.	50
Figure III-2 : Mode 1.....	54
Figure III-3 : Mode 2.....	54
Figure III-4 : Mode 3.....	55
Figure IV-1 : Exemple des rotules plastique sur un portique.....	64
Figure IV-2 : Rotule plastique au niveau des poutres et des poteaux.	65
Figure IV-3 : Formation des rotules plastiques.	66
Figure IV-4 : Apparition des rotules plastiques dans une structure.	66
Figure IV-5 : Distribution des forces horizontales associées à diverses.	67
Figure IV-6 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.	68
Figure IV-7 : Courbe de capacité (push-over) d'une structure.	69
Figure IV-8 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.	71
Figure IV-9 : Transformation de la courbe de capacité.....	72
Figure IV-10 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD).	74
Figure IV-11: Exemple d'un modèle de fibre d'une section transversale d'un poteau.....	76
Figure IV-12 : Définition des rotules plastiques (Elément frame) dans ETABS 2020.....	76
Figure IV-13 : Exemple des courbes de contrainte déformation (ζ - ϵ) du béton non confiné et béton confiné du poteau 30 x80 (modèle de Mander).....	77
Figure IV-14 : La courbe de contrainte déformation (ζ - ϵ) de l'acier (modèle simplifié).	79
Figure IV-15 : Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356.....	80
Figure IV-16 : Courbes de capacités dans le sens X.....	82
Figure IV-17 : Courbe de capacité dans le sens Y.	83
Figure IV-18 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement uniforme).	86
Figure IV-19 : Courbe de vulnérabilité dans le sens Y (chargement uniforme).	86

Figure IV-20 : Courbe de vulnérabilité dans le sens X (chargement triangulaire).	87
Figure IV-21 : Courbe de vulnérabilité dans le sens Y (chargement triangulaire).	87
Figure IV-22 : Formation des rotules plastiques au point de performance	89
Figure IV-23 : Formation des rotules plastiques au point de performance	89
Figure IV-24 : Formation des rotules plastiques au point de performance	90
Figure IV-25 : Formation des rotules plastiques au point de performance.	90
Figure IV-26 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C14 (Béton d'enrobage).	92
Figure IV-27 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C 5 (Acier).	92
Figure IV-28 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C5 (Béton confiné).	93
Figure IV-29 : Présentations de l'état d'endommagement des structures en béton armé.	96
Figure IV-30 : Courbe bilinéaire de la courbe de vulnérabilité les plus défavorable.	97
Figure V-1: Génération de l'accélérogrammes artificiel.	104
Figure V-2 : Évolution du facteur d'amortissement en fonction de la pulsation. [V.5].....	105
Figure V-3 : Calcul de l'amortissement (sens X).	106
Figure V-4 : Calcul de l'amortissement (sens Y).	106
Figure V-5 : Loi M- θ hystérétique du modèle Takeda. [V.5]	107
Figure V-6 : Courbe effort tranchant-déplacement sens X.	108
Figure V-7 : Courbe effort tranchant-déplacement sens Y.	108
Figure V-8 : : Réponse dynamique X(t) sous accélérogramme artificiel (Sens X).	109
Figure V-9 : : Réponse dynamique X(t) sous accélérogramme artificiel (Sens Y).	109
Figure V-10 : Réponse dynamique V(t) sous accélérogramme artificiel	110
Figure V-11 : Réponse dynamique V(t) sous accélérogramme artificiel	110
Figure VI-1 : Coupe de voile en élévation. [II.2]	116
Figure VI-2 : Position des voiles "Variante N°1".	117
Figure VI-3 : Position des voiles "Variante N°2".	118
Figure VI-4 : Mode 1 après renforcement.	120
Figure VI-5 : Mode 2 après renforcement.	120
Figure VI-6 : Mode 3 après renforcement.	121
Figure VI-7 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement uniforme) après renforcement.	126
Figure VI-8 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens Y (Chargement uniforme) après renforcement.	126
Figure VI-9 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement modale) après renforcement.	127
Figure VI-10 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement modale) après.	127
Figure VI-11 : Formation des rotules plastiques au point de performance	129

INTRODUCTION GENERALE :

Introduction générale

Les tremblements de terre sont des catastrophes naturelles imprévisibles et dévastatrices qui posent de multiples dangers pour les communautés, entraînant d'importants dégâts économiques, matériels et humains. Afin de prévenir une catastrophe sismique, il est essentiel d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Cette évaluation vise à garantir le bon fonctionnement des services après un séisme et améliorer la résilience sismique en général.

Dans le cadre de l'étude de la vulnérabilité des bâtiments stratégiques de la ville de Constantine, le siège de la Daïra de la wilaya de Constantine situé à l'avenue Kitouni Abdelmalek a été sélectionné comme un cas d'étude. L'objectif de ce projet est de réaliser une étude de vulnérabilité sismique en utilisant la méthode de conception basée sur les performances. À cet égard, la méthode statique de la poussée progressive (Push-over) ainsi que la méthode dynamique non linéaire ont été utilisées pour évaluer la résistance aux séismes de la structure existante et son comportement après renforcement. Les détails, les conclusions et les recommandations de ce travail sont brièvement décrits dans le contenu des chapitres comme suit :

Ce mémoire est structuré en sept chapitres :

-Chapitre I : Présentation de la situation géographique et la sismicité locale de la ville de Constantine, Il aborde également les caractères généraux du domaine sismique et les failles de la région.

-Chapitre II : Description détaillée de l'ouvrage, comprenant l'expertise de l'infrastructure et de la superstructure, les caractéristiques mécaniques des matériaux, le critère de classification, ainsi que les dimensions et le ferraillage des éléments structuraux existants.

-Chapitre III : Méthodes d'analyse sismique selon le code parasismique algérien. Il comprend la modélisation mathématique par éléments finis, le choix de la méthode de calcul. Une attention particulière est accordée à la méthode Modal-Spectrale, avec une présentation détaillée des résultats et des constatations.

-Chapitre IV : Présentation détaillée de la philosophie de l'analyse pushover, mettant en évidence ses intérêts et les procédures à suivre. La modélisation non-linéaire (Push-over) est également abordée, ainsi que la présentation des résultats et les conclusions à en tirer.

-Chapitre V : Étude dynamique non linéaire, comprenant la définition du chargement sismique, les paramètres sismologiques, la représentation temporelle du chargement sismique, le choix d'accélérogrammes, l'amortissement dynamique et le modèle hystérétique. Les résultats et les conclusions sont également présentés.

-Chapitre VI : Étude préliminaire de renforcement, incluant l'étude des différentes solutions proposées et le choix du renforcement, le renforcement adopté (insertion des voiles), ainsi que les résultats correspondant aux variantes réalisées et les conclusions.

Finalement, le travail se conclut par des recommandations et des conclusions, suivies d'une bibliographie et d'annexes.

I. Sismicité régionale du site d'implantation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Le séisme dévastateur de 2003 à Boumérdes a causé d'importantes pertes humaines, avec 3000 décès, 11000 blessés et plus de 15000 sans-abris, ainsi que des dommages matériels considérables. Cette catastrophe a conduit les autorités algériennes à accorder une attention accrue aux risques naturels, notamment les risques sismiques. La réduction du risque sismique ne vise pas à éliminer le risque lui-même, mais plutôt à évaluer une stratégie pour améliorer la réactivité face à ces enjeux. L'objectif ultime est de renforcer la résistance du territoire sur les plans humain, économique, environnemental et patrimonial.

Pour atteindre cet objectif, des mesures doivent être prises dans différents domaines. Il est nécessaire de mettre en place une planification urbaine prenant en compte les aléas sismiques, de procéder à la réhabilitation parasismique des bâtiments existants et de renforcer les efforts d'information et de prévention des risques. Ces actions visent à augmenter la résilience face aux séismes et à protéger les vies humaines, les activités économiques, l'environnement et le patrimoine.

I.1.1 Situation géographique de la ville de Constantine

Constantine est une métropole du nord-est de l'Algérie, chef-lieu de la wilaya de Constantine qui compte plus de 840 000 habitants. Elle est la troisième ville la plus importante du pays en termes de population.

Constantine, l'une des plus anciennes cités du monde, est une ville importante dans l'histoire méditerranéenne. De son ancien nom Cirta, capitale de la Numidie, elle porte depuis 17 siècles le nom de l'empereur Constantin I^{er} qui la reconstruisit en 313. Constantine est également surnommée la « ville des ponts suspendus » ou bien « ville des aigles ». Ville du malouf, version constantinoise de la musique arabo-andalouse, et des oulémas, elle est la capitale régionale de l'Est du pays. **[I.1]**

Constantine se situe à 431 km à l'est de la capitale Alger, cette ville est la capitale de l'Est algérien, elle occupe une position géographique centrale dans cette région limitée au nord par la wilaya de Skikda, au sud par la wilaya d'Oum El Bouaghi, par l'est la wilaya de Guelma et par l'ouest la wilaya de Mila, étant une ville charnière entre le Tell et les Hautes plaines, au croisement des grands axes Nord-Sud (Skikda-Biskra) et Ouest-Est (Sétif-Annaba). Elle est également la plus grande métropole intérieure du pays, elle assure des fonctions supérieures notamment culturelles et industrielles. **[I.2]**



Figure I-1 : Situation géographique de la wilaya de Constantine.

I.1.2 Sismicité historique de la ville de Constantine

Une série de séismes, survenus depuis le début du 20^{ème} siècle dans le Constantinois, a été rapporté par Rothé (1950), Grangeant (1954), Hee (1950), Roussel (1973), Benhallou (1985), Benouar (1994) et le catalogue du CRAAG (1994). Les plus significatifs étant ceux du **04 août 1908**, du **06 août 1947** et du **27 octobre 1985**. Malheureusement, cette sismicité historique ne couvre pas plus qu'une période de 250 ans et est loin de refléter la réalité sismique de la région. L'étude des séismes passés indique qu'ils peuvent avoir un impact dans un rayon de 50 km autour de l'épicentre. Cette longueur de 50 km correspond à la distance moyenne considérée dans les études d'aléa sismique en Algérie. [I.3]

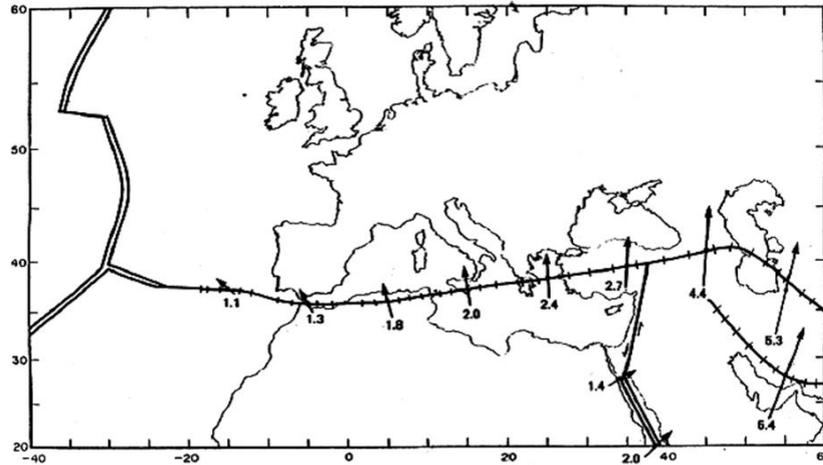


Figure I-2 : Convergence entre les plaques africaine et eurasiennne (Mc Kenzi, 1972)



Figure I-3 : Principales limites des plaques africaines et eurasiennes et mouvements associés (Laurenti, 2010).

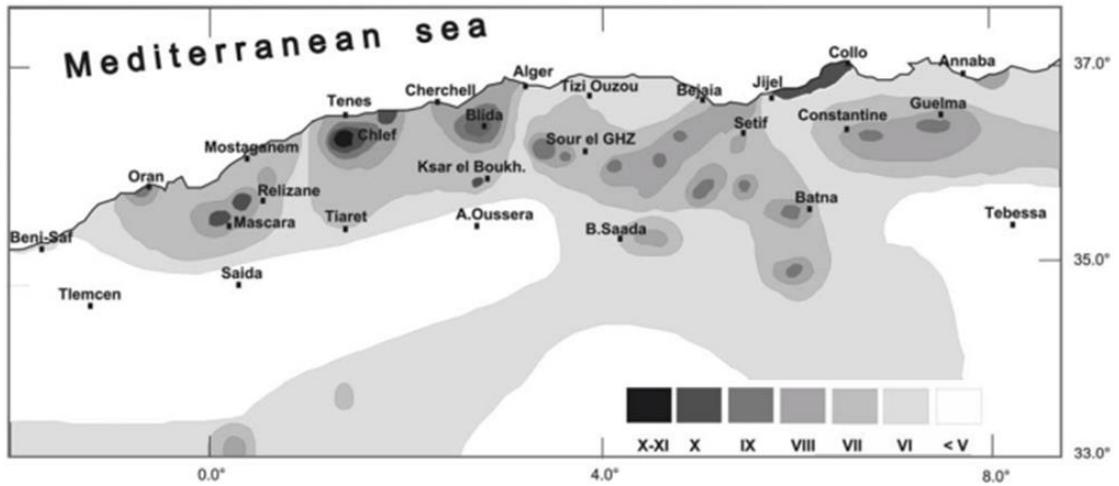


Figure I-4 : Carte des intensités maximales pour 1716 à 1989 (Bezzghoud et al, 1996).

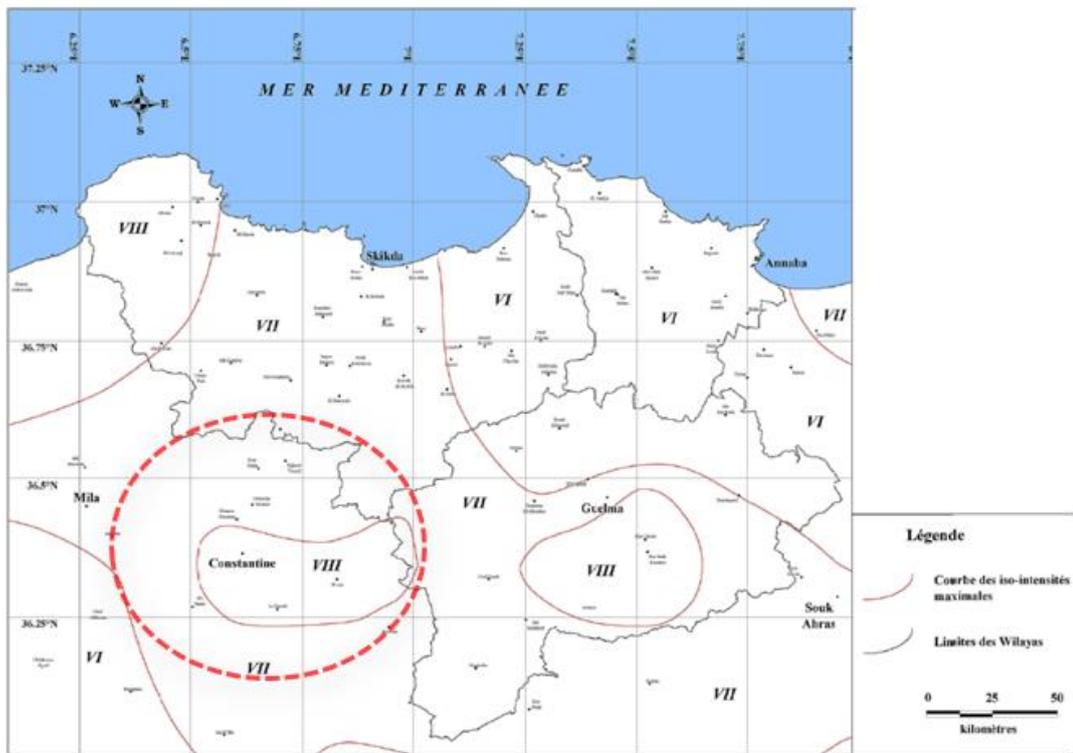


Figure I-5 : Carte des intensités historiques maximales (CGS, 2010)

Le dernier séisme de la région de Constantine s'est produit le 27 octobre 1985 et avait une magnitude de 6° sur l'échelle ouverte de Richter. Son épicentre se trouve proche de la ville de Constantine et son foyer se trouve à 10 km de profondeur. Ce séisme causé par une faille de direction globalement NE-SW avait provoqué de très importantes fissures au niveau du sol et qui sont conservées jusqu'aujourd'hui dans la localité de Kef Tassenga au NE de Constantine. Ce séisme avait provoqué plusieurs dégâts et la mort

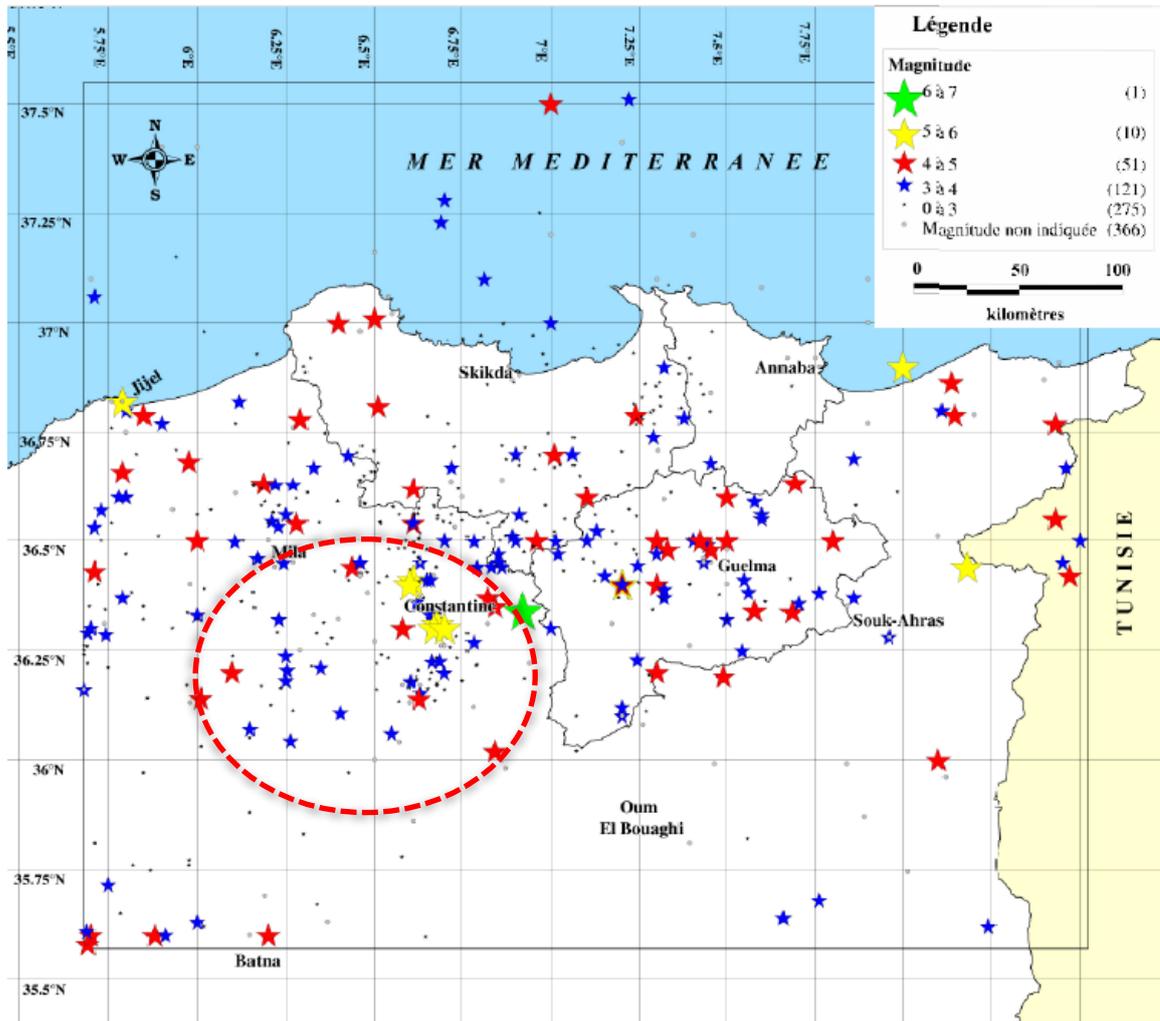


Figure I-6 : Cartes des épocentres des séismes dans la région de Constantine (CGS).

I.1.3 Les failles actives et soupçonnées actives dans la région de Constantine

On se base sur l'histoire des tremblements de terre passés et des recherches approfondies effectuées par des scientifiques. Cette démarche a permis d'identifier un certain nombre de failles actives ou très probablement actives :

- Faille d'Ain Smara.
- Faille de Tamlouka.
- Faille de Sigus.

I.2 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié la géographie et la sismologie de la ville de Constantine, en mettant en évidence les événements sismiques historiques qui ont marqué la région.

II. Description de l'ouvrage

II.1 Introduction

Dans le cadre de l'étude de la vulnérabilité des bâtiments stratégiques de la ville de Constantine, la DUC de Constantine a désigné plusieurs bâtiments à étudier, dont le bâtiment de la Daïra de la wilaya de Constantine situé avenue Kitouni Abdelmalek.

Le présent travail s'étalera sur l'étude de vulnérabilité au séisme du bâtiment de la Daïra de Constantine, qui est classé comme un ouvrage stratégique devant rester fonctionnel immédiatement après un séisme majeur.

Plusieurs visites sur site ont été effectuées par l'équipe du CGS, permettant une expertise préliminaire du bâtiment. À cette occasion, un relevé de l'état des lieux des éléments structuraux a été réalisé, ainsi qu'une auscultation de plusieurs poteaux. Ensuite, une analyse de la structure a été effectuée selon le code parasismique actuel (RPA99/version 2003), suivie d'un calcul de la capacité de l'ouvrage et d'une analyse dynamique non linéaire en utilisant des accélérogrammes de séismes réels.

II.2 Description de l'ouvrage

Le bâtiment de la DAÏRA de la wilaya de Constantine est un ouvrage à usage de bureaux qui se compose d'un seul bloc (voir figures I.1 à I.5) comprenant neuf étages. Aucune information sur la date de sa construction n'a pu être obtenue mais il est connu que l'ouvrage remonte à l'époque coloniale. Sa structure est en béton armé avec des murs remplis de maçonnerie en briques creuses (Voir figure II-1 et II2).

Tableau II-1 : Dimensions de la structure.

Largeur Totale (m)	Longueur Totale (m)	Hauteur Totale (m)	Hauteur du RDC (m)	Hauteur d'étage (m)	Hauteur du dernier niveau (m)	Surface Totale (m ²)
7,50	21,07	24,69	2,78	2,78	2,45	1076,51



Figure II-2 : Photo façade postérieure.



Figure II-1 : Photo façade principale.

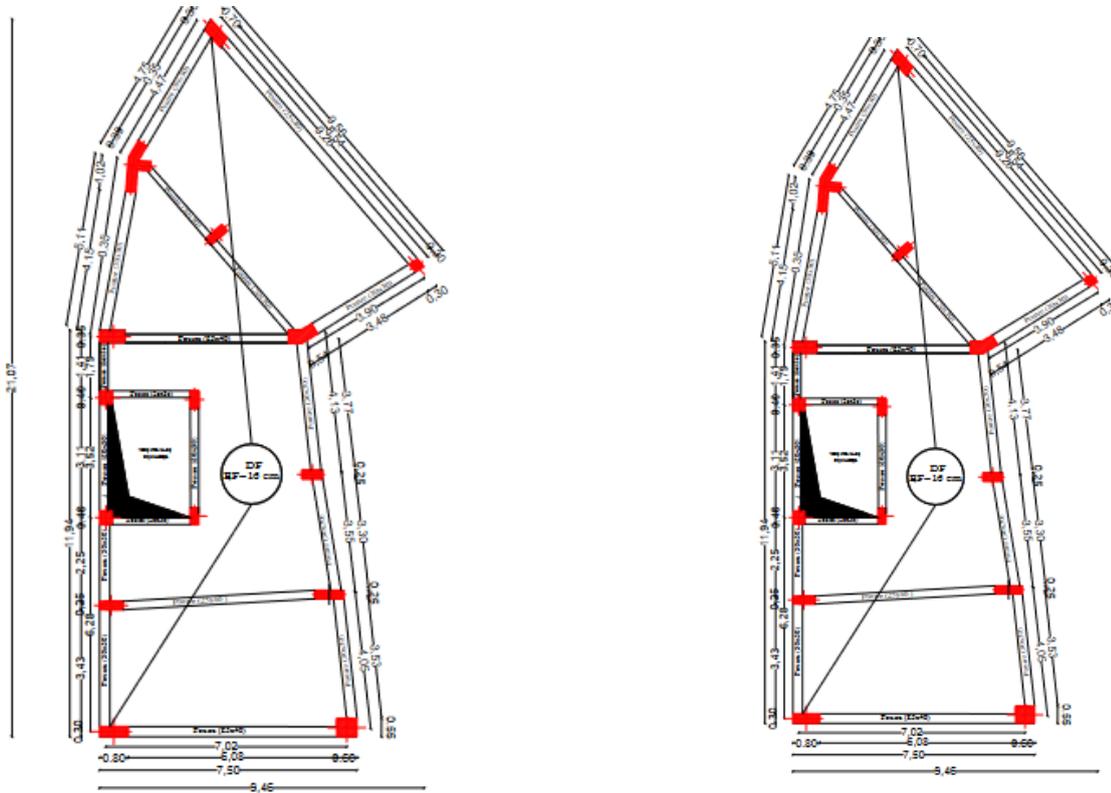


Figure II-3 : Plans de coffrage des niveaux +2.78 m et +5.56 m.

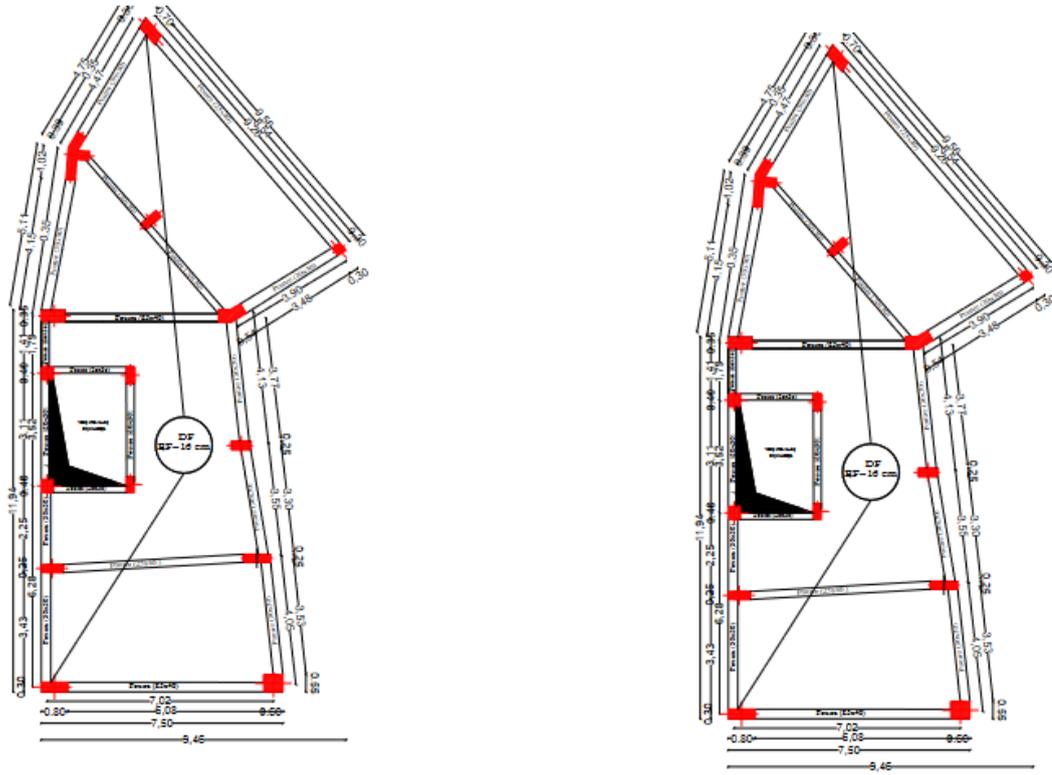


Figure II-4 : Plans de coffrage des niveaux +8.34 m et +11.12 m.

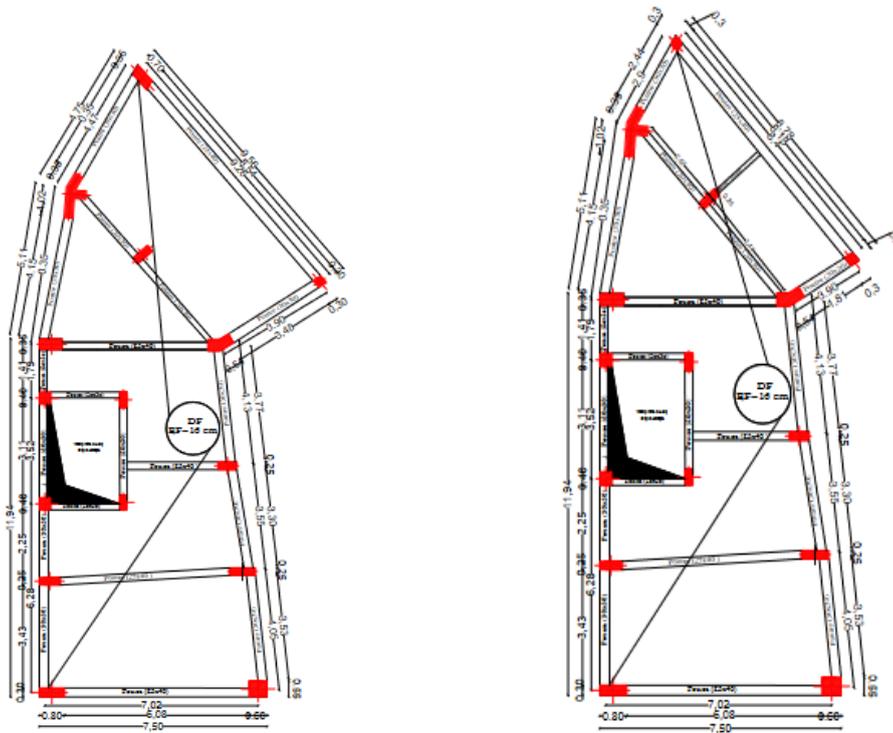


Figure II-5 : Plans de coffrage des niveaux +13.90 m et +16.68m.

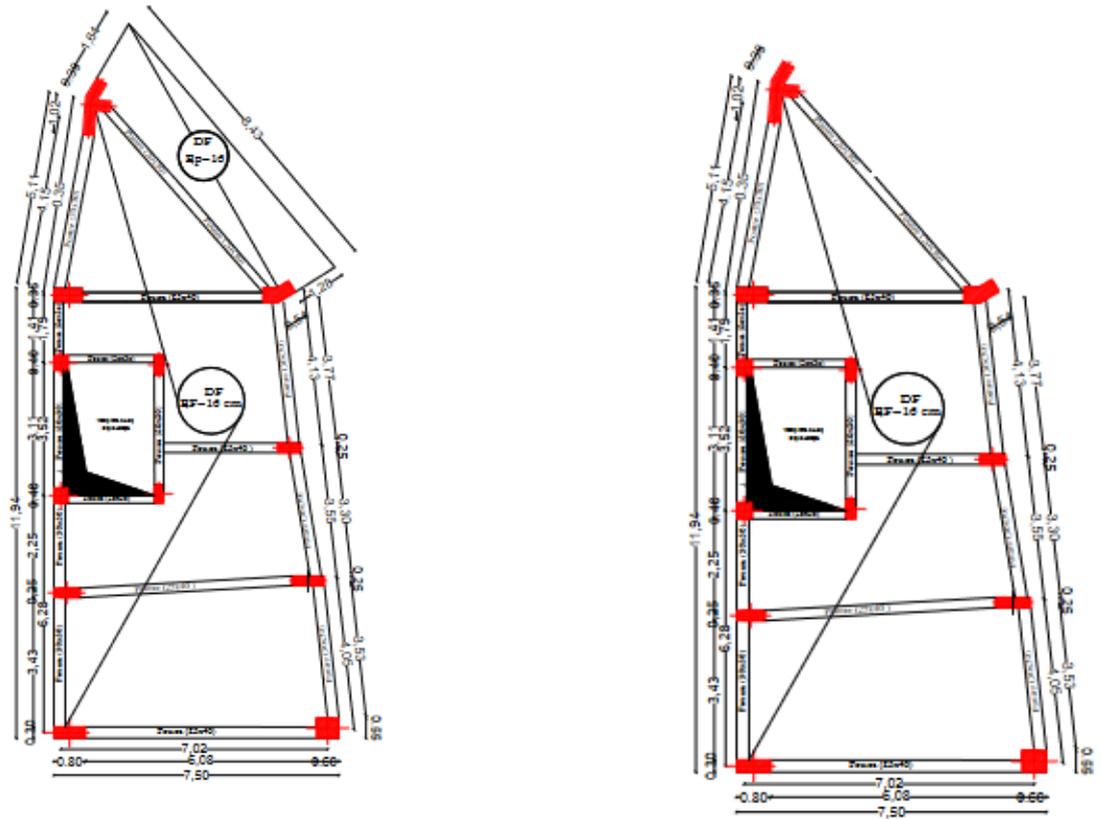


Figure II-6 : Plans de coffrage des niveaux +19.46 m et +22.24 m.

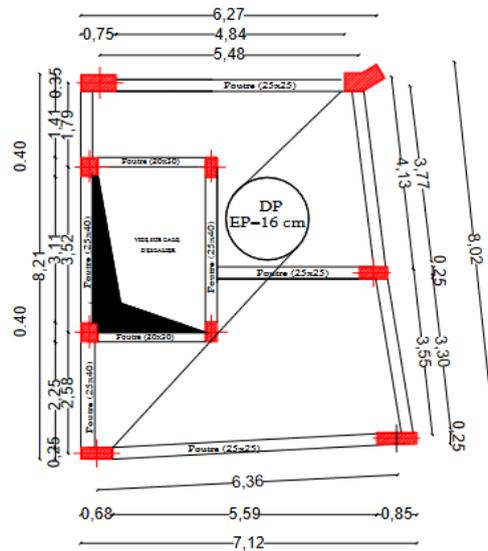


Figure II-7: Plan de coffrage 24,69 m.

II.3 Expertise de l'ouvrage

Lors des visites effectuées pour évaluer l'état du bâtiment, une expertise simultanée a été effectuée afin d'identifier les dommages et les modifications survenues au fil du temps. Cette démarche vise à nous aider à prendre une décision concernant le renforcement, le déclassement ou la démolition du bâtiment.

II.3.1 Superstructure

Après les expertises menées par l'équipe du CGS, un rapport a été rédigé, mettant en évidence les constatations suivantes :

- Sur le plan architectural, le bâtiment est bien entretenu.
- Une discontinuité des éléments verticaux.
- Une étanchéité dégradée.
- La corrosion des armatures et éclatement du béton dans quelques éléments structuraux (voir figures II-8 et II-7)



Figure II-8 : éclatement du béton et apparition des aciers.



Figure II-9 : Figure II 9 : Corrosion des aciers.

II.3.2 Sol et fondation

L'ouvrage est implanté sur l'avenue Kitouni Abdelmlél. Le rapport du sol étant inexistant, nous nous sommes procuré un rapport de sol d'un établissement voisin à celui étudié. À partir de ce rapport, nous avons retenu que (**Annexe A**) :

Le site où l'ouvrage est implanté est **rocheux** malgré l'altération des premiers mètres, la vitesse moyenne sur les 30 premiers mètres dépasse 800m/s ce qui nous permet de classer le site dans la catégorie S1 (d'après la classification du RPA99/2003)

Pour ce qui est des fondations, aucune information n'a été donnée.

II.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux qui composent l'ouvrage

En raison de l'indisponibilité d'une note de calcul de l'ouvrage qui devait nous permettre d'avoir les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux de construction (béton, acier). Nous étions contraints, pour estimer et évaluer la résistance caractéristique à la compression du béton, d'utiliser les essais non destructifs sur le matériau béton (essais normalisés), d'un côté pour ne pas endommager la structure et de l'autre côté, ces mesures peuvent donner des résultats satisfaisants, qui nous permettra de mener à bien notre étude de vulnérabilité.

II.4.1 Estimation de la résistance f_c du béton par la méthode combinée

Le but est d'évaluer la résistance à la compression du béton in situ par utilisation des essais combinés (essai au scléromètre et essai ultrasonique) en développant une relation

de corrélation entre la vitesse de propagation de l'onde, l'indice sclérométrique et la résistance à la compression du béton testé.



Figure II-10 : Scléromètre à béton et appareil ultrasonique.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer la résistance en compression du béton à partir des abaques (figure II-8) donnant la variation de la résistance du béton en fonction de la vitesse des ultrasons et de l'indice de rebondissement $[R (V, N)]$. Cette résistance est corrigée par des valeurs des coefficients d'influences des différents constituants et de leur nature.

Cette technique est utilisée pour la détermination de la résistance en compression en tenant compte à la fois vitesse de propagation de son et l'indice de rebondissement ; elle permet d'attendre une précision accrue. Le principe reste identique et on a recours à un béton standard qui possède une courbe d'étalonnage spécifique. La méthode a été développée pour essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton.

II.4.2 Données et Hypothèses

Les essais non destructifs ont été réalisés à plusieurs endroits du bâtiment. Les figures suivantes montrent l'emplacement et les positions des essais non destructifs (scléromètre et ultrasons) :



Figure II-11 : Auscultation avec ultrason. Figure II-12 : Auscultation avec scléromètre.

Les essais ont été effectués par un scléromètre de type « CONTROLAB » et un appareil ultrasonique de type « TICO » sur les poteaux en béton armé. On néglige l'influence des armatures.

On suppose que le béton testé a les caractéristiques suivantes : Le ciment utilisé est le CPJ et le dosage du ciment est de 350 Kg/m³.

Les résultats des essais sont donnés dans les tableaux suivants :

- Essais au scléromètre :

Tableau II-2 : Valeurs des indices de rebondissements.

Parties testées	Indice de rebondissement R	Valeur moyenne R_m
Poteaux		
1	40_41	40,75
2	38-41	
3	42-44	
4	39-41	
5	38-42	40,12
6	40-42	
7	42-41	
8	36-40	

- La valeur moyenne de l'indice de rebondissement **R** sera alors de **40.43**

- Essais ultrasoniques :

Tableau II-3 : Valeurs des vitesses ultrasoniques.

Distance entre capteurs (cm)		Temps $t(\mu s)$	Vitesse $V(m/s)$	Vitesse Moyenne $V_m(m/s)$
1	20	31.6	1810	1851.25
2	20	32.2	1860	
3	20	44.8	1890	
4	20	44.6	1845	
5	20	49.9	4610	4568
6	20	48.7	4590	
7	20	48.0	4590	
8	20	51.1	4482	

- La valeur moyenne de la vitesse ultrasonique V_m sera alors de **3209.60m/s**.

La résistance à la compression du béton est déterminée à partir de l'abaque suivante :

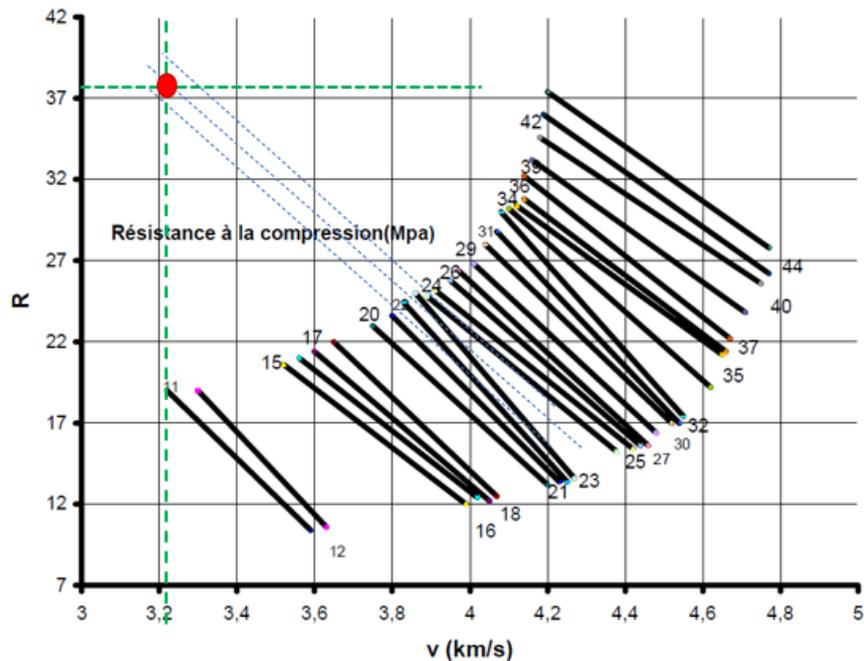


Figure II-13 : Abaque donnant la variation de la résistance à la compression en Mpa en fonction de la vitesse des ultrasons (v) et de l'indice de rebondissement (R) du béton.

La résistance du béton testé est donnée par la formule suivante :

$$F_{is} = F_{ab} * C_t \quad (II.1)$$

Avec :

$$C_t = C_c * C_d * C_{adj} \quad (II.2)$$

F_{is} : la résistance du béton testé

F_{ab} : la résistance déterminée à partir de l'abaque R (V, N)

C_t : Coefficient d'influence total

C_c : Coefficient d'influence du type de ciment

C_d : Coefficient d'influence du dosage en ciment

C_{adj} : Coefficient d'influence de l'adjuvant

D'après la figure II-11 (Abaques), la valeur de F_{is} étant comprise entre 22 MPa et 24 MPa.

Nous avons prendre une valeur moyenne de 23 MPa et compte tenu du manque d'information concernant la formulation du béton, la valeur de C_i a été prise égale à 1.

Alors la valeur de la résistance caractéristique du béton testé est prise égale à :

$$\rightarrow F_c = 23 \text{ MPa}$$

II.4.3 Caractéristiques mécaniques de béton

- $F_c = 23 \text{ MPa}$
- Le module différé du béton $E_{vj} = 3\,700(f_{cj})^{1/3} = 10522,30783 \text{ MPa}$. (Pour les charges de durée $> 24\text{h}$)
- Le module instantané du béton $E_{ij} = 11\,000(f_{cj})^{1/3} = 3128,2536 \text{ MPa}$ (pour les charges de durée $< 24\text{h}$)
- Le coefficient de poisson :

$$\begin{cases} 0,2 & \text{à} & L'ELS \\ 0 & \text{à} & L'ELU \end{cases}$$

- La contrainte limite de compression à l'ELU est :

$$F_{bu} = 0,85 f_{cb}$$

Cas courant : $b = 1.5$

$$f_{bu} = 13,03 \text{ MPa}$$

Cas accidentel : $b = 1.15$

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

- La contrainte admissible de compression à l'ELS est :

$$\sigma_s = 0.6 f_c = 13,8 \text{ MPa}$$

- Contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_v = \min(0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.3 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min (0.13 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.99 \text{ MPa}$$

II.4.4 Caractéristiques mécaniques de l'acier

- Rond lisse **FeE235** pour les armatures longitudinales et transversale des poteaux et des poutres.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s=210\ 000 \text{ MPa}$

- Contraintes de calcul à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Cas courant : $\gamma_b = 1.5$

$$F_{su} = 266,66 \text{ MPa}$$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$

$$F_{su} = 347.82 \text{ MPa}$$

- Contraintes admissibles à l'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $t = \min (23 f_e, 150 \eta)$

Fissuration très préjudiciable : $t = \min (0.5 f_e, 110h)$

II.5 Critère de classification

D'après le RPA 99 /version 2003 un ensemble de classifications est nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. La classification d'un bâtiment se fait alors comme suit :

1. Zones sismiques

Le territoire national est divisé en cinq (04) zones de sismicité croissante, définies comme suit :

Tableau II-4 : classification de la sismicité de la structure étudié.

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zones IIa et IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Cas d'étude : Wilaya de Constantine zone IIa.

2. Importance des ouvrages

Le RPA 99 /version 2003 définit cette classification comme étant le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité, donc chaque bâtiment doit être classé selon les quatre (04) groupes définis ci-après :

Tableau II-5 : Classification du groupe d'usage de la structure étudié.

Groupe 1A	Ouvrages d'importance vitale
Groupe 1B	Ouvrages de grande importance
Groupe 2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne
Groupe 3	Ouvrages de faible importance

Cas d'étude : Groupe 1 (La DAÏRA qui est un ouvrage à usage de bureaux).

3. Sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques :

Tableau II-6 : classification du type de sol de la structure étudié.

S1	Site rocheux
S2	Site ferme
S3	Site meuble
S4	Site très meuble

Cas d'étude : S1 site rocheux.

4. Systèmes de contreventement

Le but de la classification des systèmes structurels se reflète dans les règles et méthodes de calcul, par lesquelles les propriétés de chaque catégorie de la classification, la valeur du coefficient de comportement R.

Cas d'étude : Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide.

5. Régularité des ouvrages

Pour offrir une meilleure résistance aux tremblements de terre, la structure doit d'une part avoir des formes simples, d'autre part, répartir les masses aussi uniformément que possible en termes de rigidité en plan et en élévation.

Le but est d'assurer la meilleure distribution des sollicitations à travers cette structure afin que tous éléments absorbent et dissipent l'énergie par l'action sismique.

La structure d'un bâtiment doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

- **Régularité en plan**

Le premier critère que propose l'RPA99 / Version 2003 pour la régularité en plan cité dans la le paragraphe 3.5.1 "Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la direction des rigidités que pour celle des masse" n'est pas respecté (voir figure II.1 a II.5). Donc la structure est irrégulière en plan.

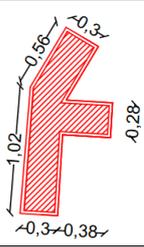
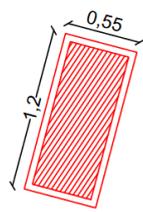
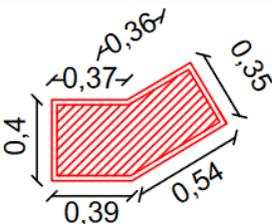
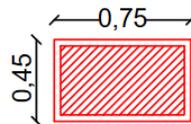
En s'appuyant sur le paragraphe 3.5.4 de l'RPA99/2003 "Un bâtiment est classé régulier s'il est à la fois régulier en plan et en élévation" la structure n'est pas régulière.

II.6 Sections équivalentes des poteaux

Les sections équivalentes sont un principe utilisé par les concepteurs du génie civil pour simplifier les calculs lorsque cela est nécessaire. Dans notre cas d'étude, nous avons appliqué ce concept à certains poteaux présentant des formes inhabituelles, comme indiqué dans les figures (II.1 à II.9). Ce concept repose sur la conservation de la capacité de résistance des poteaux par rapport à leur équivalent, en veillant principalement à préserver la valeur de l'inertie. Cependant, il est également essentiel de prendre en compte une nouvelle disposition du ferrailage appropriée

Dans notre cas d'étude, il a été noté qu'un manque de données sur le ferrailage et l'absence de prise en compte du facteur de disposition ont conduit à une approximation. Cependant, pour améliorer cette situation, il serait nécessaire de procéder à une expertise approfondie en utilisant des outils tels qu'un podomètre.

Tableau II-7: Sections équivalentes.

Section réel	Section équivalente
	
	

II.7 Vérification des sections des poteaux et des poutres

Les dimensions des éléments porteurs verticaux sont de :

(25 x 50), (25 x 60), (25 x 65), (25x80), (30x80), (30x30), (35x40), (35x70)
(35x75), (45x75), (55x60), (55x120).

Cependant, selon le Règlement parasismique algérienne (RPA) de 1999, version 2003, pour les zones sismiques, il est obligatoire de respecter les exigences suivantes :

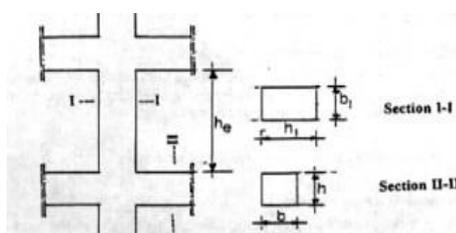


Figure II-14 : Section des poutres.

Tableau II-8 : Vérification des conditions de l'RPA.

Condition RPA99	Cas d'étude	Vérification
$\min(b_i, h_i) \geq 25\text{cm}$	$\min(25,30) \geq 25\text{cm}$	Vérifié
$\min(b_i, h_i) \geq \frac{h_e}{20}$	$\min(25,30) \geq \frac{278}{20} = 13,9\text{cm}$	Vérifié

Donc les poteaux de la structure étudiée respectent les dimensions exigées par les règles RPA99 version 2003.

Pour ce qui est des poutres, voici les dimensions qui leur sont attribuées (20x 30),

(25 x 40) leur disposition est parallèlement à la grande dimension des poteaux, tandis que dans le sens transversal, les poutres ont des dimensions de (30 x 30). Comme pour les poteaux les poutres sont également soumises à des exigences spécifiques selon la réglementation, qui sont les suivantes :

Tableau II-9 : Vérification des conditions de l'RPA sur les poutres.

Condition RPA99	Cas d'étude	Vérification
$\min (b_i) \geq 20cm$	$\min(b_i) = 20cm \geq 20cm$	Vérifié
$\min (h_i) \geq 30$	$\min(h_i) = 30cm \geq 30cm$	Vérifié
$\min \left(\frac{h_i}{b_i} \right) \leq 4$	$\min \left(\frac{h_i}{b_i} \right) = 1,6 \leq 4$	Vérifié
$b_{max} \leq \min (1,5h_i + b_i)$	$b_{max} = 30 \leq \min (1,5.30 + 20)$	Vérifié

→ Donc la section des poutres est conforme aux règles RPA99version 2003

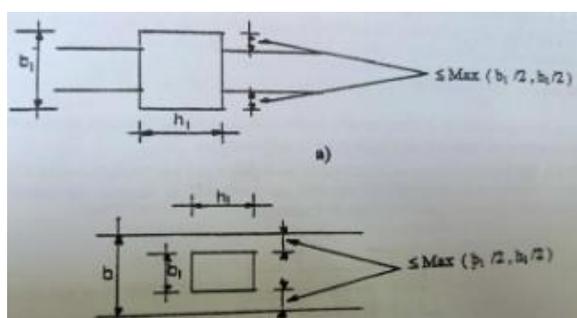


Figure II-16 : Section poteau.

II.8 Dimensions et ferrailages des poteaux de la structure existante

En raison du manque de données précises sur le ferrailage des éléments structuraux, certaines hypothèses ont été adoptées :

1. Les poutres sont modélisées comme des éléments élastiques, cette hypothèse est basée sur le fait que nous avons une dalle pleine qui présente une déformation qui peut être négligeable.
2. Les poteaux ont été dimensionnés selon le code en vigueur à l'époque « BA1945 » de la construction, tel que présenté ci-dessous : **[II.3]**

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage des armatures longitudinales est 0.6% de la section du béton.
- La distance maximale entre deux barres longitudinale consécutives est de $20 + a/5$ (a : la plus petite dimension de la section transversale du poteau).
- L'enrobage est de 2 cm.
- La longueur de recouvrement des barres sans crochets et de $6/10$ de la longueur l_0 de scellements droit ($0.6 l_0$).

- Armatures transversales :

- Le pourcentage des armatures transversale est 0.3% de la section du béton.
- L'espacement entre les armatures transversale est calculé par l'équation suivante :

$$\phi_t = \begin{cases} 0,3 \phi_2 & e = 12\phi_1 \\ 0,3\phi_2 \sqrt{\frac{e}{12\phi_1}} & e < 12\phi_1 \end{cases}$$

ϕ_1, ϕ_2 : Les diamètres le plus faible et le plus fort des barres longitudinales.

ϕ_t : Le diamètres des barres transversales.

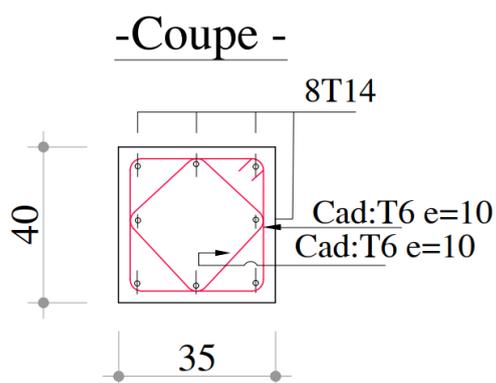


Figure II-17 : Ferrailage proposé pour le poteau 35x40.

Tableau II-10 : Ferrailage des poteaux.

Poteaux				
Dimension (cm ²)	Armature longitudinale		Armature transversal	
	Section d'acier (cm ²)	Ferrailage	Section d'acier (cm ²)	Ferrailage
25 x 50	10,00	4T14 +4T16	03,75	13 T6
25 x 60	12,00	4T14 + 4T16	04,50	15 T6
25 x 65	13,00	4T14 + 4T16	04,88	17 T6
25 x 85	17,00	4T14 + 4T16	06,38	22 T6
30 x 30	07,20	4T14 + 4T16	02,70	13 T6
30 x 80	19,20	4T16+4T20	07,20	26 T6
35 x 40	11,20	8T14	04,02	14 T6
35 x 70	19,60	4T16+4T20	07,35	25 T6
35 x 75	21,00	4T16+6T20	07,88	27 T6
40 x 40	12,80	4T14+4T16	05,60	19 T6
45 x 75	27,00	4T16 +8T20	13,50	26 T8
55 x 60	26,40	4T20+4T25	02,15	9 T8
55x 120	52,80	8T25+4T20	39,60	35 T12

II.9 Vérification du ferrailage

Conformément à la réglementation parasismique algérienne, une section minimale est imposée pour la section de béton, de même que pour la section armatures. Les armatures longitudinales doivent représenter au moins 0,8% de la section de béton en zone IIa. Cependant, cette exigence n'a pas été respectée, comme mentionné précédemment dans le paragraphe, où il est noté que la section autorisée par la réglementation BA45 est de 0,6% de la section de béton.

II.10 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pu présenter les caractéristiques géométriques et mécaniques qui définissent l'ouvrage, ainsi que les paramètres importants nécessaires pour entamer les différentes méthodes d'analyse dans les prochains chapitres.

III. Les méthodes d'analyse sismique d'après le code parasismique algérien

III.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Ce calcul est mené par différentes méthodes qui se basent sur une modélisation mathématique par éléments finis.

III.2 Étapes clés de l'analyse modale des systèmes dynamiques

L'analyse modale comprend des étapes essentielles pour caractériser le comportement d'un système. On commence par modéliser le problème physique avec des éléments finis pour obtenir un modèle mathématique représentatif. Ensuite, les caractéristiques propres du système sont déterminées à partir du système non amorti et non forcé. On utilise la décomposition modale pour résoudre les équations de mouvement, en les séparant en équations indépendantes correspondant à chaque mode propre. Enfin, la réponse physique est obtenue en combinant les contributions modales avec des méthodes telles que SRSS et CQC. Ainsi, ces étapes permettent de comprendre le comportement dynamique d'un système de manière précise et efficace.

III.3 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement parasismique en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes régies par des conditions d'application particulières, qui tiennent compte de la forme des structures à étudier et la qualification du personnel utilisateur. Ces méthodes se présentent comme suit :[II-1]

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente prescrites

par le RPA 99 version 2003, dans le cas du bâtiment étudié, ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan voir chapitre (II.5) nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique, car elle peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4 Modélisation de la structure par la méthode modale spectrale

III.4.1 Principe

Cette méthode vise à identifier, pour chaque mode de vibration, l'effet le plus important généré dans la structure par les forces sismiques qui sont représentées par un spectre de réponse de calcul. Par la suite, ces effets sont combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

III.4.2 Logiciel adopté

Lors de notre étude, nous avons fait le choix de modéliser notre structure avec le logiciel ETABS, qui est un logiciel de calcul conçu spécifiquement pour les bâtiments. Il offre une interface graphique conviviale qui permet de modéliser facilement et rapidement différents types de bâtiments. ETABS offre également de nombreuses fonctionnalités pour l'analyse statique et dynamique, ce qui en fait un outil polyvalent pour notre étude. [III-1]

III.4.3 Modélisation élastique de la structure

- Modalisation géométrique du model

- Choix de l'unités.
- Géométrie de base (nouveau modèle à partir de la bibliothèque).

- Spécification des propriété des éléments

- Définition des matériaux.
- Choix des sections.
- Affectation (matériaux et section).

III.4.4 Définition des cas de charge

III.4.4.1 Définition des charges statiques G et Q

En modélisant les éléments de la structure (poteaux, poutres), le logiciel prend en considération la charge due au poids propre de ces éléments, on introduit les charges (G et Q) dues aux : plancher, murs et acrotère.

Pour l'estimation des charges permanentes et surcharges d'exploitations, les valeurs Considérées sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 : Charges Permanentes et Surcharges d'exploitations. [III-2]

Planchers en dalle pleine $e_p=16\text{cm}$	Charge Permanentes G (KN/m ²)	Surcharges d'Exploitation Q (KN/m ²)
Étage courant	6,4	2,5
Terrasse accessible	6,4	1,5
Terrasse inaccessible	7	1

III.4.5 Définition du chargement dynamique (Analyse modale spectrale)

Le RPA99 version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1} 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & 0 \leq T \leq 3\text{sec} \\ 1,25A(2,5\eta) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3\text{sec} \end{cases} \quad (\text{III.16})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{III.17})$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associés a la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

$$Q=1+ \sum P_q \quad (\text{III.18})$$

P_q : facteur des pénalités.

Nous résumons dans le tableau suivant les valeurs des coefficients obtenues pour notre cas d'étude :

Tableau III-2 : Coefficient de l'études modal-spectral dans notre cas d'étude.

	Valeur	Justification
A	0,25	Groupe d'usage 1A, zone IIa.
R	3,5	Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide
Q_x	1,35	Tous les critères "q" sont non observés
Q_y	1,35	Tous les critères "q" sont non observés
Site	S ₁	Site rocheux d'après le rapport géotechnique
T₁	0.15	Site S1
T₂	0.3	Site S1

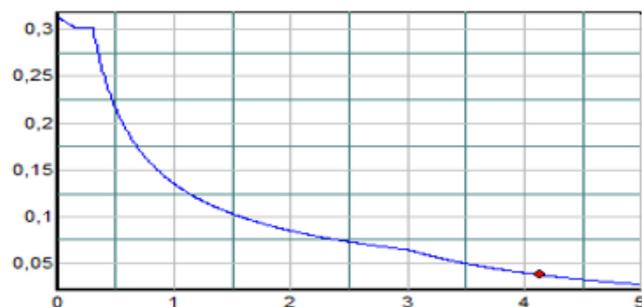


Figure III-1 : Spectre de réponse RPA99 version 2003.

III.4.6 Modélisation de la masse sismique

Le poids massique de la structure W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) par le logiciel ETABS, en utilisant la combinaison suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficients de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de l' RPA99 version 2003.

Le tableau suivant résume les valeurs des poids calculées pour les différents niveaux de notre cas d'étude :

Tableau III-3 : Poids sismiques de la structure.

Niveaux	$h_n(m)$	$W_n(KN)$	
8ème Étage	24.69	350.4107	
7ème Étage	22.24	921.6509	
6ème Étage	19.46	1037.9565	
5ème Étage	16.68	1202.3801	
4ème Étage	13.9	1157.39	
3ème Étage	11.12	1157.39	
2ème Étage	8.34	1157.39	
1ère Étage	5.56	1157.39	
RDC	2,78	1106.885	

Donc on peut déduire le poids total de la structure :

$$W_{tot} = 9300,826 \text{ KN}$$

III.4.7 Diaphragme

Pour assurer une rigidité infinie des planchers, il est nécessaire de relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres, de manière à former un diaphragme.

III.4.8 Appuis

Les poteaux sont considérés comme étant parfaitement encastrés dans les fondations. La modélisation de la structure est terminée, et l'analyse linéaire élastique de la structure peut être lancée en cliquant sur "Run analyses".

III.5 Résultats et vérification de l'analyse linéaire élastique

III.5.1 Analyse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Dans notre cas le nombre de mode à considérer est 08 modes comme l'explique le tableau suivant :

Tableau III-4 : Périodes et facteurs de participation massique du modales.

Cas	N° Mode	Période (sec)	U _x	U _y	R _x	Somme U _x	Somme U _y
Mode	1	1,01	0,69	0,01	0,057	0,69	0,01
Mode	2	0,97	0,03	0,65	0,117	0,72	0,66
Mode	3	0,81	0,03	0,10	0,804	0,75	0,76
Mode	4	0,31	0,02	0,06	0,185	0,78	0,52
Mode	5	0,30	0,09	0,01	0,06	0,87	0,83
Mode	6	0,25	0,00	0,02	0,76	0,87	0,87
Mode	7	0,16	0,01	0,0335	0,176	0,88	0,93
Mode	8	0,15	0,04	0,0065	0,072	0,92	0,91
Mode	9	0,12	0,01	0,0097	0,728	0,92	0,92
Mode	10	0,10	0,00	0,0205	0,173	0,93	0,95
Mode	11	0,09	0,02	0,0024	0,067	0,95	0,95
Mode	12	0,07	0,01	0,0011	0,367	0,95	0,95

Nous remarquons que La somme des masses modales effectives pour les 12 modes retenus (95%) est supérieure à 90% de la masse totale structurel.

Les premiers modes qui représentent les 90% de la participation massique sont les modes de vibration les plus significatifs en termes de mouvement et de répartition de la masse, on cite le comportement des trois premier :

- Mode N°1 : mode couplé « Translation selon X +Rotation ».
- Mode N°2 : mode couplé « Translation selon Y + Rotation ».
- Mode N°3 : mode de torsion.

Ces modes peuvent donner une indication sur les schémas de déformation dominants de la structure dans des conditions spécifiques. Ils jouent un rôle important dans la conception sismique et la compréhension du comportement dynamique global de la structure.

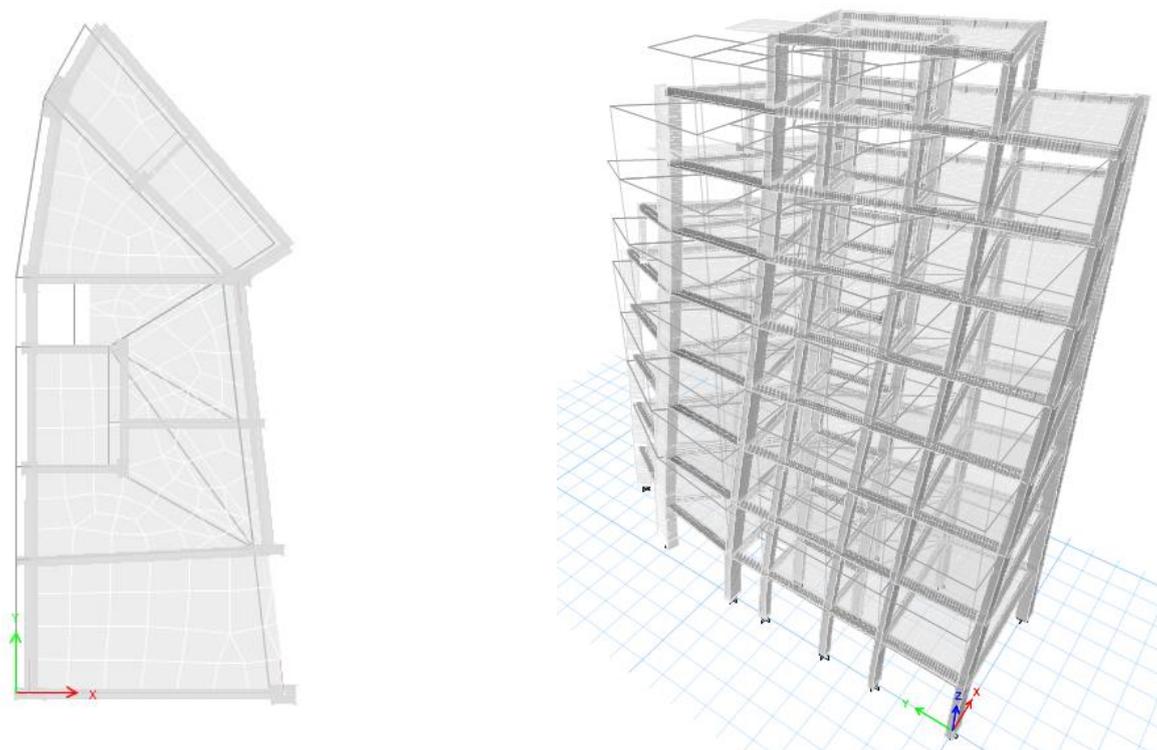


Figure III-2 : Mode 1

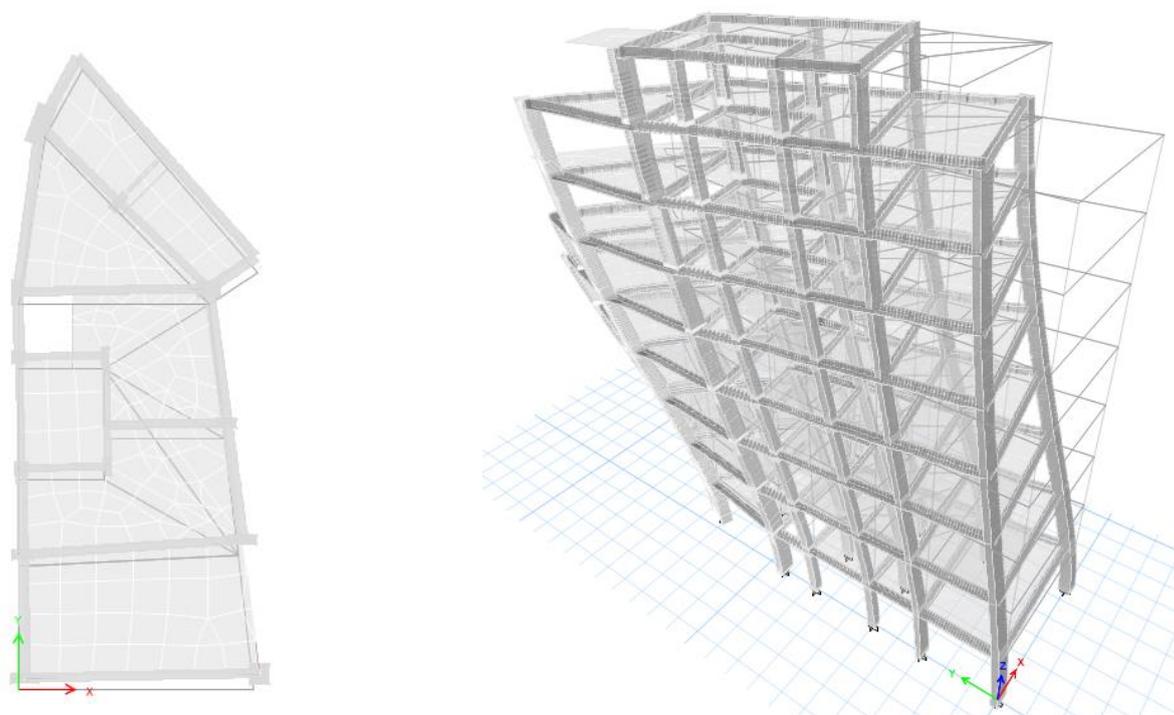


Figure III-3 : Mode 2.

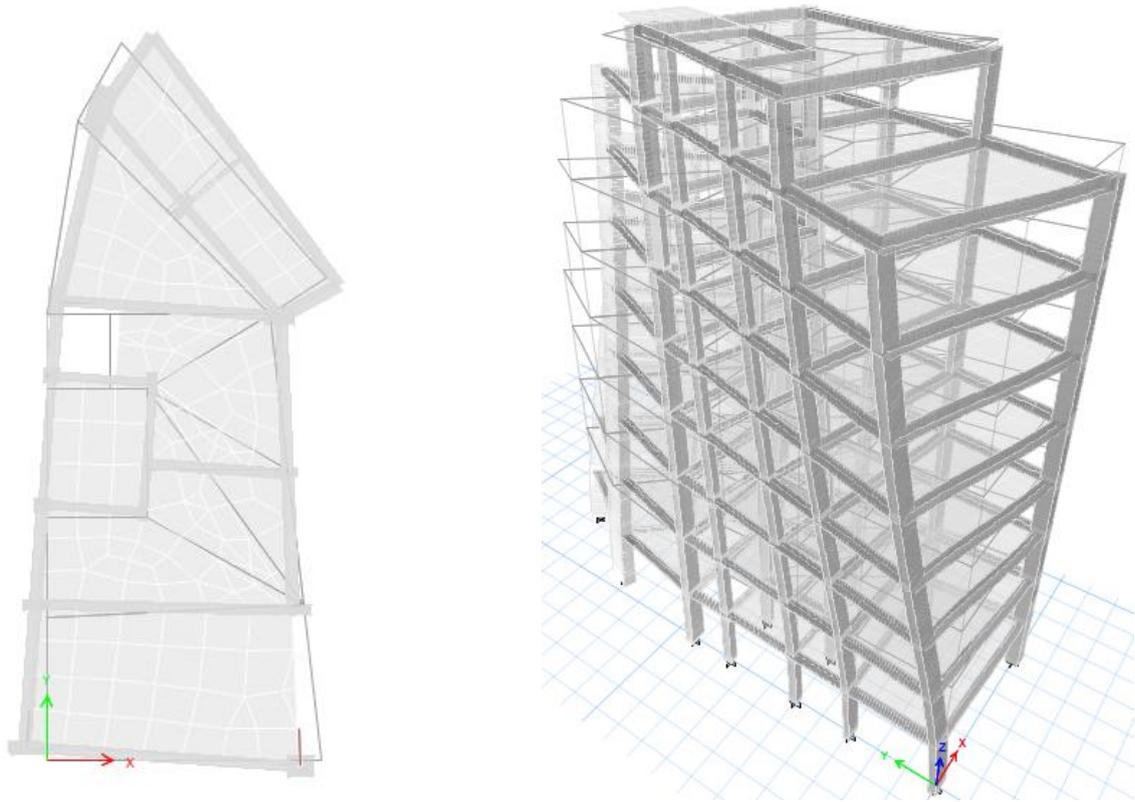


Figure III-4 : Mode 3.

III.5.1.1 Effort tranchant a la base

III.5.1.1.1 Période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

D'après le paragraphe 4.2.4 du RPA99 version 2003, la formule empirique à utiliser est donnée comme suit : (formule 4.6 du RPA99 version 2003).

$$T_e = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{III.19})$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : 24.69 m.

C_T : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **tableau 4.6 du RPA99 version 2003**.

Dans le cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09hN}{\sqrt{D}} \quad (\text{III.20})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données.

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques auto-stables en béton armé, avec un remplissage en maçonnerie, ce qui donne une valeur du coefficient C_t égale à 0,05.

Étant donné que la hauteur totale de la structure est de 24,69, on peut conclure :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 24.69^{3/4} = 0.55s$$

Le calcul est ensuite effectué selon la formule (III.20) dans les directions X et Y, ce qui conduit à :

$$L_x = 9.1 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_{Dx} = 0.73s$$

$$L_y = 21.31m \quad \Rightarrow \quad T_{Dy} = 0.48 \text{ s}$$

Les périodes analytiques prise en considération seront le minimum calculé entre les deux formules ce qui donne :

$$\begin{cases} T_x = 0,55 \text{ s} \\ T_y = 0,48 \text{ s} \end{cases}$$

Pour ce qui es des périodes numériques est celle obtenue par le modèle éléments finis sur le logiciel **ETABS 20**

$$T_{analytique} = 1.015 \text{ s}$$

Après avoir effectué les calculs des périodes analytique et numérique, il reste à vérifier si la condition exigée par le RPA est satisfaite ou non.

$$T_{Analytique} < 1.3 T_{Empirique} \quad \rightarrow \quad 1.015 \text{ s} > 1.3 \times 0.55 = 0.715 \text{ s}$$

⇒ Donc, la condition n'est pas vérifiée.

La période retenue pour le calcul du facteur d'amplification dynamique pour les axes x et y respectivement est de 130% de la période empirique.

$$\begin{cases} T_x = 0,715 \text{ sec} \\ T_y = 0,62 \text{ sec} \end{cases}$$

III.5.1.1.2 Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

La force sismique à la base est donnée par la formule suivante :

$$V_{Statique} = \frac{A.D.Q.W}{R} \quad (III.21)$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (Tableaux II-13).

Q : facteur de qualité (III.18).

R : coefficient de comportement de la structure (Tableaux II-13).

W : Poids total de la structure voire (III.5.3.2).

D : facteur d'amplification dynamique moyen (il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (III.22)$$

L'amortissement est calculé comme expliqué dans le paragraphe (II.5.4.2), en fonction de la période de référence indiquée dans le tableau (II-4). Ainsi, le facteur d'amplification dynamique prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} D_x = 1,4 \\ D_y = 1,53 \end{cases}$$

Et donc :

$$\begin{cases} V_{Statique\ x} = 1255,61\ KN \\ V_{Statique\ y} = 1372,20\ KN \end{cases}$$

III.5.1.1.3 Calcul de l'effort tranchant par la méthode modale spectrale :

Les valeurs des efforts tranchants pour les deux sens X et Y sont prises grâce au logiciel ETABS :

$$\begin{cases} V_{dynamique\ x} = 1127,67\ KN \\ V_{dynamique\ y} = 1354,46\ KN \end{cases}$$

III.5.1.1.4 Vérification de l'effort tranchant

D'après les règles **RPA99 version 2003**, il faut que :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{statique}$.

$$0.80 \times V_{statique\ x} < V_{dynamique\ x} \quad \rightarrow \quad 0.80 \times V_{Statique\ x} = 1004,49\ KN$$

$$0.80 \times V_{statique\ y} < V_{dynamique\ y} \quad \rightarrow \quad 0.80 \times V_{statique\ y} = 1097,76\ KN$$

⇒ Alors la condition est vérifiée.

III.5.1.2 Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » est calculé comme suit :

$$\delta_e = R \times \delta_{ek} \quad (\text{III.23})$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K+1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{III.24})$$

L'une des vérifications préconisées par le **RPA 99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la relation précédente, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

C'est-à-dire :

$$\Delta_K \leq 1.0$$

Les vérifications des déplacements sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau III-5 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction X.

Niveau	δ_{ek}^x (mm)	δ_k^x (mm)	Δ_k^x (mm)	1% h_e (mm)	Observation
8ème	59,676	208,866	7,6755	24.5	Vérifiée,
7ème	61,869	216,5415	16,905	27.8	Vérifiée
6ème	57,039	199,6365	22,3405	27.8	Vérifiée
5ème	50,656	177,296	27,762	27.8	Vérifiée
4ème	42,724	149,534	32,445	27.8	Non vérifiée
3ème	33,454	117,089	35,602	27.8	Non vérifiée
2ème	23,282	81,487	35,7805	27.8	Non vérifiée
1er	13,059	45,7065	30,639	27.8	Non vérifiée
RDC	4,305	15,0675	15,0675	27.8	Vérifiée

Tableau III-6 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction Y.

Niveaux	δ_{κ}^y (mm)	δ_{κ}^y (mm)	Δ_k^y	1% h_e	Observation
8ème	5,457	199,199	5,8905	24.5	Vérifiée
7ème	3,695	193,3085	14,021	27.8	Vérifiée
6ème	5,188	179,2875	18,585	27.8	Vérifiée
5ème	5,449	160,7025	22,463	27.8	Vérifiée
4ème	6,977	138,2395	28,777	27.8	Non vérifiée
3ème	5,857	109,4625	31,969	27.8	Non vérifiée
2ème	4,21	77,4935	33,103	27.8	Non vérifiée
1er	2,456	44,3905	29,365	27.8	Non vérifiée
RDC	0,843	15,0255	15,0255	27.8	Vérifiée

Selon les résultats obtenus, il a été observé que les déplacements relatifs latéraux le long de la direction x-x des niveaux 2, 3, 4, 5 et 6, ainsi que le long de la direction y-y des niveaux 2, 3, 4 et 5, dépassent 1% de la hauteur de l'étage. Cela indique que les déplacements inter-étages dans les niveaux intermédiaires dépassent les limites imposées par la réglementation algérienne, qui fixe une limite de 1% de la hauteur de l'étage pour ces déplacements.

Une des causes possibles de ces dépassements pourrait être une évaluation inadéquate de la flexibilité horizontale et de ses effets sur les déplacements inter-étages lors de la conception

initiale. Si la flexibilité n'a pas été correctement prise en compte, il est possible que les déplacements dans les niveaux intermédiaires aient été sous-estimés, conduisant ainsi à une non-vérification appropriée.

Cependant, pour une étude de vulnérabilité plus réaliste et un avis final, il est recommandé d'effectuer des analyses non linéaires plus approfondies. Les analyses non linéaires prennent en compte les comportements réels des matériaux et de la structure, ce qui permet d'obtenir des résultats plus précis sur les déplacements inter-étages et leur impact sur la performance globale de la structure.

III.5.1.3 Vérification de l'effort normale réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante (**RPA99, Art. 7.4.3.1**) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{III.25})$$

v : effort normal réduit.

N_d : effort normal de compression maximal. (**ETABS 20**)

B_c : section brute de l'élément.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats obtenus sont présentés dans le **ANEXCE B**.

Selon les résultats présentés dans l'annexe B, il a été démontré que les efforts normaux sont vérifiés pour tous les poteaux.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié un bâtiment existant en RDC+08 selon les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur (**RPA 99 version 2003**).

D'après les résultats obtenus, découlant de l'analyse modale spectrale et statique équivalente de la structure, il s'avère que le bâtiment présente certaines non-conformités par rapports aux exigences des RPA99v2003.

A cet effet, une analyse non linéaire de la structure étudiée s'avère nécessaire pour déterminer la capacité de l'ouvrage au-delà de sa limite élastique vis-à-vis des sollicitations sismiques. Cela fera l'objet du prochain chapitre

IV. Etude statique non linéaire.

IV.1 Introduction

La méthode de poussée progressive, le terme en anglais ‘Pushover’, est une méthode de calcul qui a été initialement développée pour l’évaluation de la capacité de résistance sismique des structures existantes dans le cadre des études de vulnérabilité sismique.

Maintenant elle est largement utilisée où elle est admise par de nombreux règlements parasismiques. Comparée à la méthode modale spectrale, elle permet de mieux tenir compte des non-linéarités des matériaux et d’évaluer progressivement le comportement de la structure et l’apparition des dommages. [IV.1]

IV.2 Définition de l’analyse Pushover

Il s’agit d’un calcul statique qui peut prendre en compte un modèle non linéaire équivalent. Dans ce calcul, les charges gravitationnelles sont maintenues constantes, tandis que les forces horizontales sont appliquées aux masses du modèle structurel afin de reproduire la répartition des forces d’inertie qui représentent l’action sismique. Cette répartition est généralement similaire à celle des déplacements du mode fondamental de vibration, qui est multiplié par un facteur croissant jusqu’à atteindre un état de rupture plastique. Cet état de rupture plastique est considéré comme représentant une limite sûre acceptable en termes de sécurité. [IV.2]

IV.3 Intérêt de la méthode

- Vérification du rapport de sur-résistance.
- Identification du mécanisme de ruine et distribution des dommages.
- Évaluation de la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés.
- Bonne approximation du comportement réel de la structure.
- Détermination des modes des ruines possibles.
- Dans le cas de la nouvelle structure, il est possible de s’assurer que l’ordre dans lequel les rotules plastiques ont été formées est conforme aux hypothèses de conception.

IV.4 Procédure

La procédure de calcul des capacités par la méthode statique non-linéaire basée sur :

- Le code parasismique européen EC8 (Méthode N2).
- Evaluation sismique et renforcement des bâtiments en béton ATC 40 (Applied Technology Council).

- Les recommandations de l'agence fédérale américaine de la gestion des urgences dans le document FEMA-356.

IV.5 Rotules plastiques

4.5.1 Définition

La rotule plastique est une zone située sur un élément structurel, comme une poutre, un poteau ou un voile, qui subit des déformations irréversibles. Sa capacité principale réside dans sa capacité à dissiper de l'énergie lors de sollicitations alternées. Lorsque la sollicitation dépasse un certain seuil, la rotule plastique se comporte comme une articulation. [IV.2]

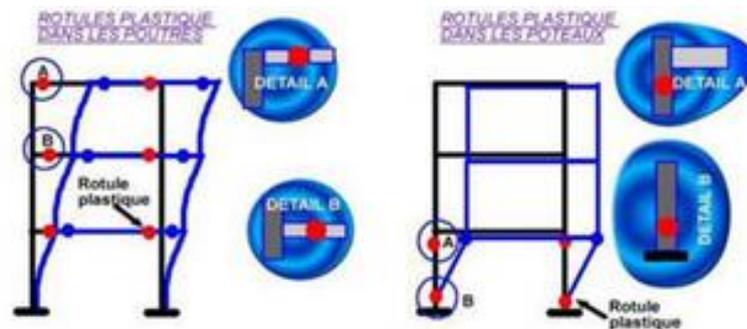


Figure IV-1 : Exemple des rotules plastiques sur un portique.

On prend en compte le comportement non linéaire des poteaux et des poutres en attribuant des rotules plastiques aux extrémités de ces éléments. La flexion des poutres est définie par des relations moment-rotation aux extrémités, tandis que pour les poteaux, on peut déterminer une relation moment-rotation pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules plastiques. Cela est réalisé en utilisant une surface d'interaction force axiale-flexion au niveau des extrémités des poteaux. [IV.3]



Figure IV-2 : Rotule plastique au niveau des poutres et des poteaux.

IV.5.1 Formation des rotules plastiques

L'analyse Push-over nous permet d'évaluer le comportement des éléments d'une structure et de détecter l'apparition de rotules plastiques (zones plastiques) dans ces éléments, tels que les poutres et les poteaux.

D'après l'article 2.5.5 du RPA 99/2003, « le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voiles) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure ». Une fois que les barres longitudinales des poutres commencent à se plastifier, la déformation se concentre dans une région appelée rotule d'élément poutre plastique.

L'étendue de cette zone contrôle le comportement post-élastique de tous les éléments structurels. Cela signifie que la capacité de déformation et de résistance de la structure dépend de la taille et de l'emplacement des rotules plastiques dans les différents éléments.

Une distribution appropriée des rotules plastiques dans les poutres permet de mieux contrôler les déformations et de maintenir l'intégrité globale de la structure lors de sollicitations importantes. **[IV.4]**

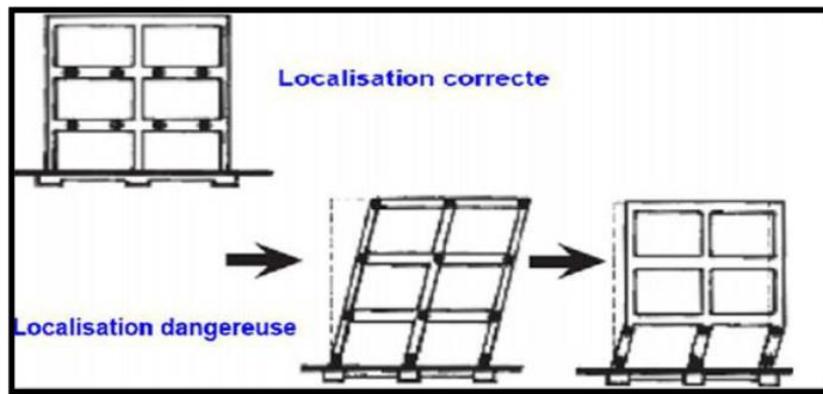


Figure IV-3 : Formation des rotules plastiques.

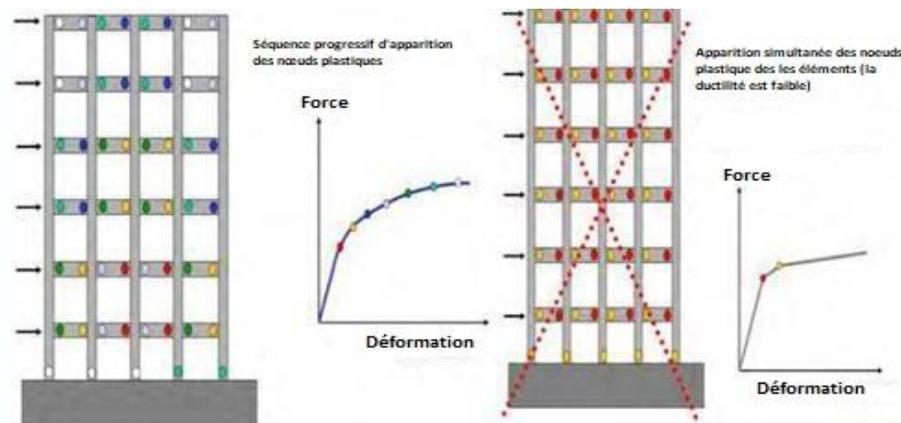


Figure IV-4 : Apparition des rotules plastiques dans une structure.

IV.6 Définition de la distribution de la force latérale

L'utilisation d'une distribution constante des forces horizontales pendant toute l'analyse est une approximation, car en réalité, la distribution des forces varie au cours d'une analyse temporelle élasto-plastique en fonction du schéma de déformation plastique de la structure. Cela tient compte de la contribution de tous les modes dont les périodes sont incluses dans le pas de temps choisi.

Pour remédier à l'incertitude concernant la forme de la distribution, il est recommandé de considérer plusieurs distributions verticales des forces horizontales. L'Eurocode 8, par exemple, recommande l'utilisation d'au moins deux de ces distributions. Cela permet de

prendre en compte différentes configurations possibles et d'obtenir une analyse plus robuste et réaliste des performances sismiques de la structure." [IV.5]

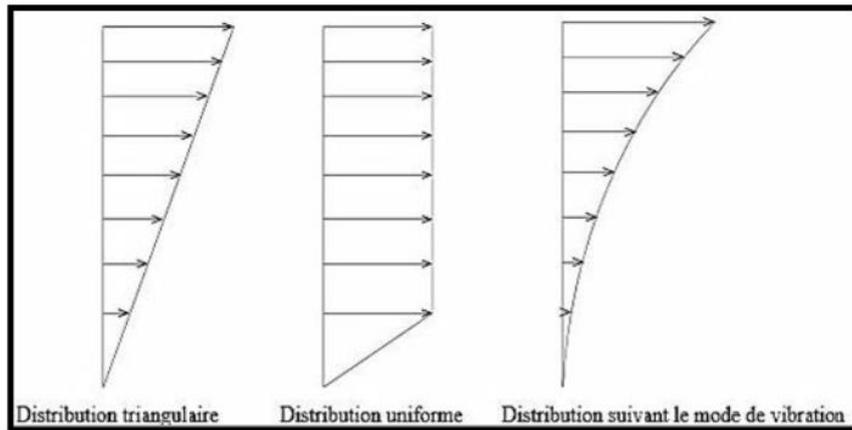


Figure IV-5 : Distribution des forces horizontales associées à diverses.

IV.7 Détermination de la demande sismique

La demande sismique peut être représentée à l'aide du spectre de réponse élastique, tel que défini dans l'RPA99 version 2003, sans prendre en compte la réduction de l'effort sismique. Cependant, ce spectre doit être converti en un spectre d'accélération en fonction du déplacement (ADRS) pour une représentation appropriée.

Le spectre d'accélération en fonction du déplacement (ADRS) permet de prendre en compte les déformations et les déplacements dans l'analyse sismique. Il fournit une représentation plus réaliste de la réponse de la structure en considérant l'interaction entre les différents modes de vibration.

Ainsi, en utilisant le spectre d'accélération en fonction du déplacement (ADRS), on tient compte de la relation entre l'accélération sismique et les déplacements correspondants, ce qui permet une meilleure évaluation des performances sismiques de la structure. [IV.3]

$$S_{de} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (IV.1)$$

S_{de} : Déplacement spectrale.

S_{ae} : Accélération spectrale.

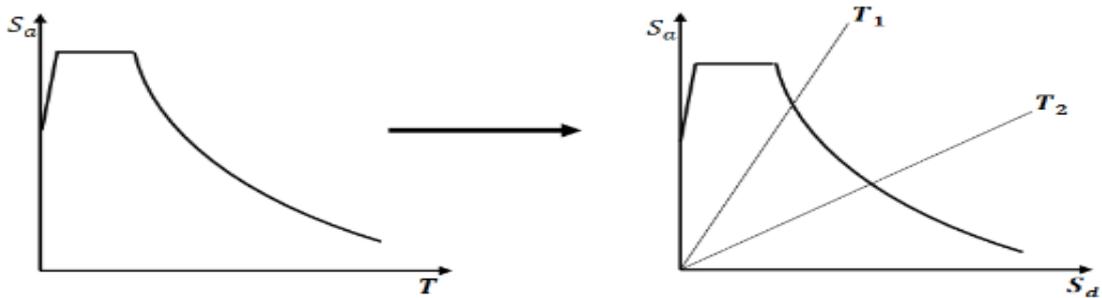


Figure IV-6 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.

IV.8 Détermination de la courbe de capacité

Les résultats de l'analyse Pushover sont utilisés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cette courbe, appelée courbe Push-over, permet de visualiser la réponse non linéaire de la structure face à des charges croissantes, représentant ainsi l'évolution du déplacement relatif entre les étages du bâtiment en fonction de l'effort sismique appliqué à la base.

La courbe Pushover est généralement obtenue en appliquant progressivement une série de charges horizontales croissantes à la structure, simulant ainsi les effets sismiques. Le déplacement au sommet est mesuré à chaque étape, tandis que l'effort tranchant à la base est enregistré. Ces données sont ensuite utilisées pour tracer la courbe Push-over, qui fournit des informations précieuses sur la capacité de résistance et les déformations de la structure face à un séisme. [IV.2]

La Figure IV.7 illustre un exemple de courbe Push-over, où l'axe horizontal représente l'effort tranchant à la base du bâtiment et l'axe vertical représente le déplacement relatif au sommet. Cette courbe permet de déterminer différents points clés, tels que le déplacement ultime, la résistance ultime et les différents niveaux de capacité sismique de la structure.

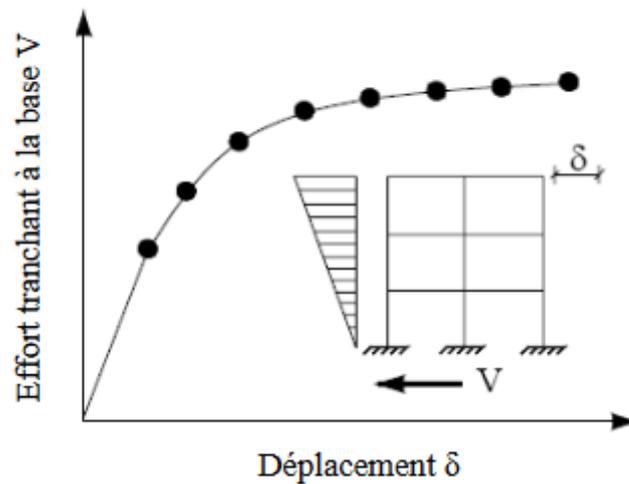


Figure IV-7 : Courbe de capacité (push-over) d'une structure.

IV.9 Transformation en un système équivalent à un seul DDL

L'analyse Pushover ne repose pas sur une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur l'hypothèse selon laquelle la réponse d'une structure peut être liée à la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté.

L'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme :

$$M\ddot{\mu} + C\dot{\mu} + q = -M\{1\}\ddot{\mu}_g \quad (\text{IV.2})$$

M : Matrices masse du bâtiment.

C : Matrices d'amortissement du bâtiment.

Q : Vecteur des forces dans les niveaux.

μ : Vecteur du déplacement relatif.

$\ddot{\mu}_g$: l'action sismique.

Étant donné que dans l'analyse Pushover, on suppose que la réponse du bâtiment est dominée par un seul mode de vibration qui reste constant tout au long de l'analyse.

Le vecteur de déplacement relatif peut être exprimé en termes de vecteur propre, et le déplacement au sommet du bâtiment peut être défini comme suit :

$$\mu = \{\phi\} \Delta \quad (\text{IV.3})$$

En multipliant l'équation (1.1) par T et en substituant l'équation (IV.2) dans (IV.1) :

$$\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\} \ddot{\Delta} + \{\emptyset\}^T C \{\emptyset\} \dot{\Delta} + \{\emptyset\}^T M \{1\} \ddot{\mu}_g \quad (IV.4)$$

Le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté est défini comme suit :

$$\mu^* = \frac{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}}{\{\emptyset\}^T M \{1\}} \Delta \quad (IV.5)$$

Nous obtenons alors l'équation en utilisant l'équation (1.4) que l'on remplace dans l'équation (1.3). L'équation différentielle suivante représente la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté :

$$m^* \ddot{\mu}^* + C^* \dot{\mu}^* + q^* = -m \ddot{\mu}_g \quad (IV.6)$$

m^* , C^* , q^* : représentent les propriétés du système équivalent à un seul degré de liberté et sont données par :

- $m^* = \{\emptyset\}^T M \{1\} \quad (IV.7)$

- $c^* = \{\emptyset\}^T C \frac{\{\emptyset\}^T M \{1\}}{\{\emptyset\}^T M \{\emptyset\}} \quad (IV.8)$

- $q^* = \{\emptyset\}^T q \quad (IV.9)$

- $T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \mu_y^*}{q_y^*}} \quad (IV.10)$

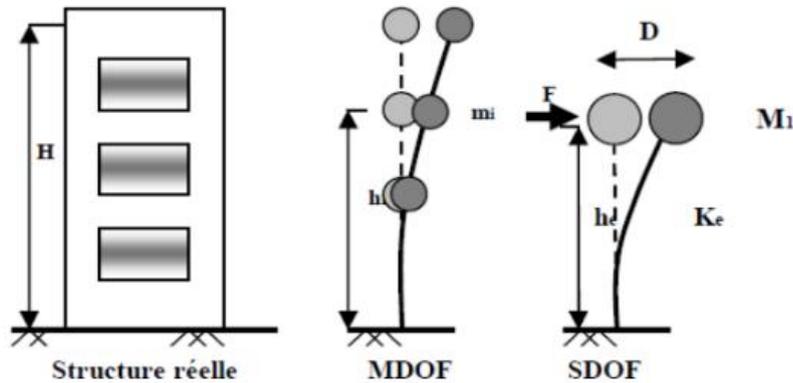


Figure IV-8 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

IV.10 Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité

La courbe Push-over représente la variation du déplacement au sommet d'un bâtiment en fonction de l'effort tranchant à sa base. Cette courbe est spécifique aux systèmes à plusieurs degrés de liberté. Cependant, pour pouvoir déterminer le niveau de performance, il est nécessaire de transformer cette courbe en courbe de capacité appelée $S_{ag}(S_d)$.

La transformation de la courbe Push-over en courbe de capacité est réalisée pour permettre la superposition de deux courbes : la courbe de capacité relative à la structure et la courbe de spectre sous forme d'ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum).

Cette transformation repose sur l'hypothèse selon laquelle la réponse de la structure est principalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme. Des expériences ont démontré que c'est le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

En utilisant cette approche, la courbe de capacité $S_{ag}(S_d)$ est obtenue, ce qui permet d'évaluer la performance de la structure en termes de déplacement relatif. Cette courbe de capacité peut ensuite être superposée avec la courbe de spectre ADRS pour une analyse plus approfondie des performances sismiques de la structure. [IV.2]

- Transformation N°1 :

Effort tranchant à la base V_b → Accélération spectrale S_a

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{IV.11})$$

- Transformation N°2 :

Déplacement réel au niveau du toit U_t → Déplacement spectral S_d .

$$S_d = \frac{d}{P_{f1} \phi_{1S}} \quad (\text{IV.12})$$

α_1 : Coefficient de masse modale.

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

ϕ_{1S} : Amplitude au sommet du premier mode, qui est normalisé à 1.

W : Poids total de la structure.

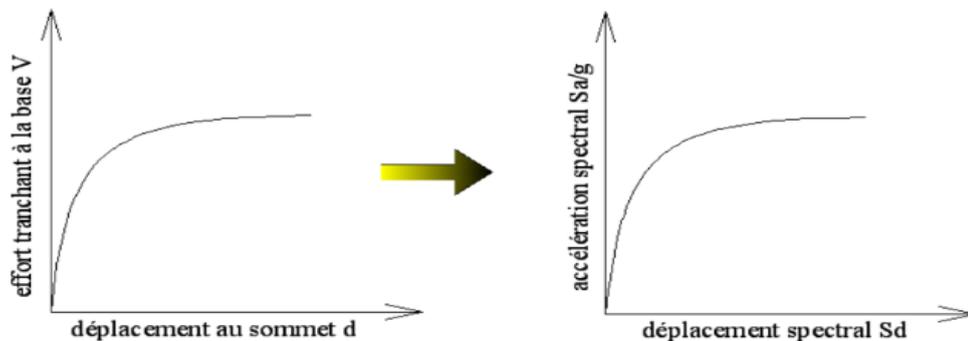


Figure IV-9 : Transformation de la courbe de capacité.

IV.11 Détermination du point de performance

La figure (IV-7) illustre la superposition des courbes de comportement de la structure ($S_d - S_a$) et du spectre de demande. Lorsque la structure réagit élastiquement au séisme, les deux courbes se recoupent dans la partie linéaire de sa capacité.

Cela signifie que la structure est capable de supporter les charges sismiques sans subir de dommages importants.

Cependant, dans le cas où la structure dépasse sa capacité élastique et entre dans le domaine non linéaire, le point de performance doit être déterminé en utilisant une méthode spécifique. Deux méthodes couramment utilisées sont la méthode basée sur la ductilité et la méthode basée sur l'amortissement.

La méthode basée sur la ductilité prend en compte la capacité de la structure à se déformer plastiquement, ce qui lui permet de dissiper l'énergie sismique. Elle repose sur l'analyse du comportement de la structure en termes de ductilité, qui mesure sa capacité à subir des déformations importantes sans défaillance catastrophique. Le point de performance est généralement défini lorsque la structure atteint une certaine limite de ductilité prédéfinie.

Quant à la méthode basée sur l'amortissement, elle se concentre sur la dissipation de l'énergie sismique par le biais des mécanismes d'amortissement présents dans la structure. Ces mécanismes peuvent inclure des dispositifs d'amortissement visqueux ou d'autres éléments spécialement conçus pour absorber l'énergie sismique. Le point de performance est alors déterminé en fonction des caractéristiques d'amortissement de la structure.

En résumé, la superposition des courbes de comportement de la structure et du spectre de demande dans la Figure IV.9 permet d'évaluer le point de performance de la structure lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques. La méthode utilisée pour déterminer ce point dépendra de la capacité de la structure à se déformer plastiquement (méthode basée sur la ductilité) ou de sa capacité à dissiper l'énergie sismique (méthode basée sur l'amortissement). **[IV.5]**

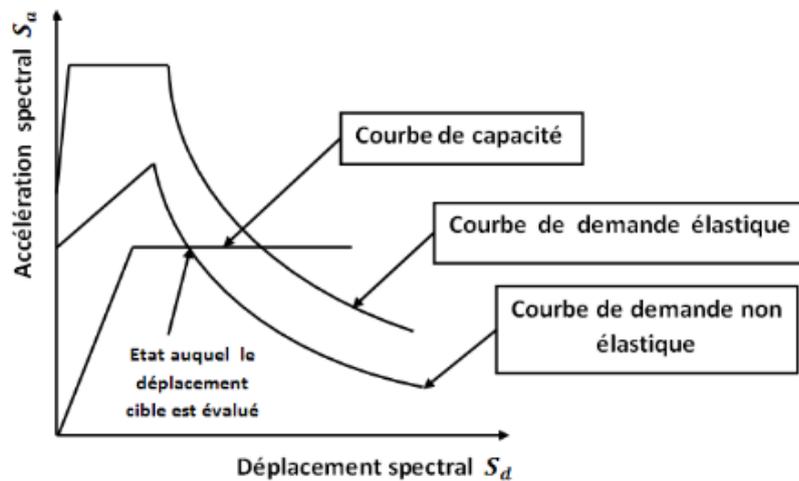


Figure IV-10 : Spectre de demande inélastique et courbe de capacité tracé dans le format (AD).

IV.12 Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs DDL

Dans la méthode Pushover, la détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté est une étape importante. Le déplacement cible est généralement choisi de manière à représenter un niveau de performance spécifique de la structure lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques.

Plusieurs approches peuvent être utilisées pour déterminer le déplacement cible. Voici quelques méthodes couramment utilisées :

- Approche basée sur les réglementations : Certains codes de construction ou réglementations sismiques fournissent des critères spécifiques pour la détermination du déplacement cible en fonction de la catégorie de la structure et du niveau de performance souhaité.
- Approche basée sur les déformations limites : Dans cette approche, le déplacement cible est déterminé en fonction des déformations limites acceptables pour les éléments structuraux clés. Par exemple, des critères peuvent être établis pour limiter les déformations des poutres, des poteaux ou des murs porteurs.
- Approche basée sur les capacités : Cette approche vise à définir le déplacement cible en fonction de la capacité de la structure à résister aux charges sismiques. Des analyses préliminaires sont réalisées pour estimer la capacité de la structure en termes de

déformation, de résistance et de ductilité. Le déplacement cible est ensuite choisi de manière à représenter un niveau de charge sismique correspondant à cette capacité.

- Approche basée sur l'expérience : Dans certains cas, le déplacement cible peut être déterminé en se basant sur des connaissances et des expériences antérieures de structures similaires. Des études de cas, des essais en laboratoire ou des simulations numériques peuvent être utilisés pour évaluer les performances sismiques des structures similaires et définir un déplacement cible approprié. [IV.5]

IV.13 Modélisation non-linéaire (Push-over)

Afin d'effectuer une analyse Push-over dans le programme ETABS, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire (Voir chapitre 3 paragraphe (III.5.3)).
- Modélisation de la structure dans le domaine non-linéaire : Une fois la modélisation élastique linéaire terminée, il est nécessaire de modifier le modèle afin de prendre en compte le comportement non linéaire des éléments structuraux. Cela peut inclure l'ajout de non-linéarités telles que l'endommagement, le fluage ou la plasticité des matériaux. Cette modélisation permet de représenter plus précisément le comportement réel de la structure lorsqu'elle est soumise à des charges sismiques. [IV.4]

IV.13.1 Définition du comportement non- linéaire des poteaux

Les poteaux sont modélisés à l'aide d'éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Pour prendre en compte le comportement non linéaire des éléments, des rotules plastiques sont introduites au niveau des sections où la plastification est possible.

Pour étudier l'effet des caractéristiques des rotules plastiques, nous avons choisi d'utiliser le modèle de rotule en fibres, qui est reconnu pour sa fiabilité et sa robustesse.

Ce modèle permet de représenter de manière précise les lois de comportement du béton et de l'acier. Il est important de valider ce modèle en le comparant aux données expérimentales disponibles.

Le modèle de rotule en fibres ne nécessite pas de détails sur les relations moment-rotation de la section transversale à l'extrémité de l'élément, contrairement à d'autres modèles. Ces relations seront obtenues lors de l'utilisation du modèle de rotule en fibres lors d'une analyse statique non linéaire ou dynamique non linéaire.

Dans un modèle de rotule en fibres, les fibres sont réparties sur la section transversale de l'élément de la structure. Chaque fibre possède des coordonnées (position), une surface et une courbe contrainte-déformation correspondant au matériau utilisé. [IV.6]

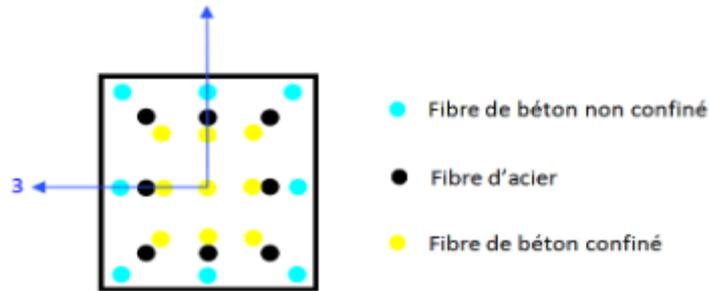


Figure IV-11: Exemple d'un modèle de fibre d'une section transversale d'un poteau.

Les propriétés des différents types de rotules plastiques, définies par défaut dans le logiciel, sont extraites du règlement américain FEMA356.

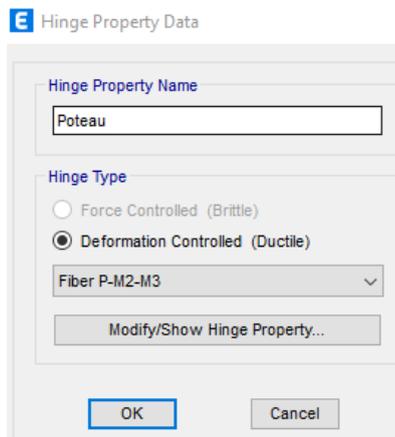


Figure IV-12 : Définition des rotules plastiques (Elément frame) dans ETABS 2020.

IV.13.1.1 Lois de comportement des matériaux béton –acier

De nombreux modèles numériques du comportement des matériaux sont disponibles dans la littérature.

L'approche de modélisation utilisée dans cette étude est basée sur la relation directe entre la réponse non linéaire globale de la structure et le comportement des matériaux qui la composent. L'accent est mis sur la sélection de modèles fiables et robustes qui

représentent les lois de comportement du béton et de l'acier. Il est essentiel de valider les relations choisies à l'aide de données expérimentales. [IV.7]

Dans le cadre de cette étude, deux modèles d'endommagement ont été retenus :

- Le modèle développé par Mander pour le béton confiné et non confiné.
- Le modèle élasto-plastique simplifié (basé sur la théorie de la plasticité) pour l'acier (modèle de Parekh).

Ces modèles permettent de capturer les comportements spécifiques du béton et de l'acier lors de sollicitations sismiques, et ils seront utilisés pour analyser la réponse non linéaire de la structure.

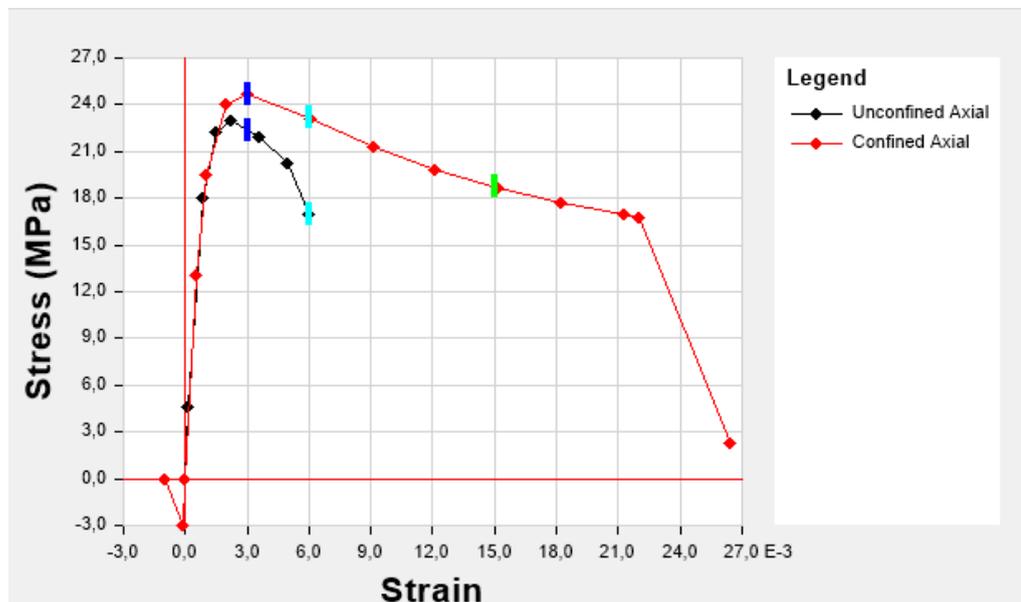


Figure IV-13 : Exemple des courbes de contrainte déformation (ζ - ε) du béton non confiné et béton confiné du poteau 30 x80 (modèle de Mander).

On peut distinguer trois phases de comportement de l'enveloppe de compression :

- La première phase du comportement de l'enveloppe de compression est une branche ascendante presque linéaire, qui se produit jusqu'à un certain pourcentage de la résistance en compression du matériau.
- Ensuite, on observe une courbure graduelle de la courbe, ce qui se traduit par une perte de rigidité. Cette phase est accompagnée d'un adoucissement progressif, caractérisé par une chute presque brutale de la contrainte.
- Enfin, la phase d'adoucissement se poursuit avec une chute continue de la contrainte, témoignant d'une perte de capacité portante du matériau.

On peut distinguer deux phases de comportement de l'enveloppe de traction :

1. La première phase correspond à un comportement quasi-élastique linéaire, où la courbe de contrainte-déformation présente une légère perte de raideur après avoir atteint le pic de résistance.
2. La seconde phase est caractérisée par un adoucissement de la courbe, où la contrainte diminue brusquement. Cette phase d'adoucissement se traduit par une chute presque brutale de la contrainte, indiquant une dégradation de la capacité portante du matériau en traction.

Observations de la courbe du béton confiné par rapport au béton non confiné :

- Augmentation du seuil de résistance F_{c28} , ce qui signifie que le béton confiné peut supporter des charges plus élevées avant de se dégrader.
- Augmentation du domaine plastique, ce qui indique que le matériau confiné présente une plus grande ductilité, c'est-à-dire une capacité à déformer davantage avant la rupture.
- Facteurs intervenant dans la variation du comportement du béton non confiné :
- Caractéristiques mécaniques des armatures transversales sélectionnées, telles que leur résistance et leur configuration.
- Espacement (ou nombre) des armatures transversales, qui influence la capacité du béton à se confiner et à résister à la compression.

- Dimension de l'élément, car les propriétés du béton peuvent varier en fonction de sa taille et de son épaisseur.

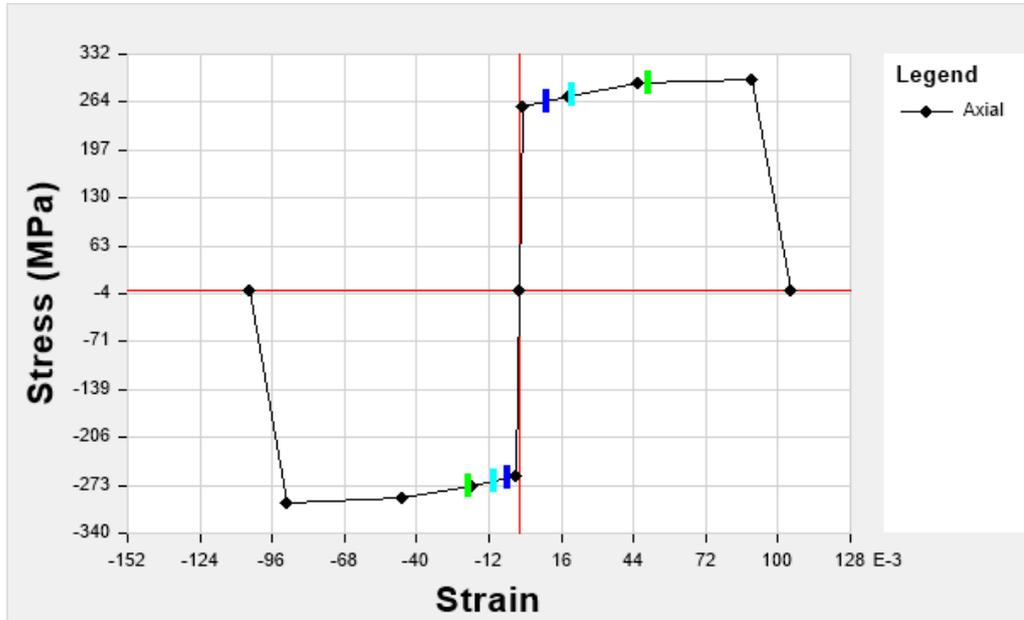


Figure IV-14 : La courbe de contrainte déformation (ζ - ε) de l'acier (modèle simplifié).

La courbe présentée ci-dessus met en évidence le comportement de l'acier, et il est notable que, contrairement au béton, son comportement en traction et en compression est pratiquement identique.

IV.13.1.2 Longueur de la rotule plastique :

Plusieurs équations expérimentales ont été proposées par les chercheurs pour calculer la longueur effective de la rotule plastique, qui représente la zone où la plasticité est uniformément répartie. Dans notre étude, nous avons choisi d'utiliser l'équation de Park and Paulay pour déterminer la longueur de la rotule plastique.

$$L_p = 0,5 h \quad (\text{IV.13})$$

h : est la hauteur de la section.

4.13.2 Définition du chargement de l'analyse Push-over

Comme expliqué dans le paragraphe (II.6.1), les premiers modes de vibration sont des modes couplés de translation et de rotation. Le premier mode se produit selon l'axe X et le second selon l'axe Y, tandis que le troisième mode correspond à la torsion. Cela signifie que le choix d'un chargement modal est possible, mais plus complexe à mettre en œuvre. Dans notre étude, nous avons donc opté pour deux types de chargements : un chargement uniforme qui sollicite l'ensemble des éléments de la structure, ainsi qu'un chargement triangulaire qui convient mieux aux structures élancées, comme celle que nous avons étudiée, en tant que charge latérale.

4.13.3.3 Niveaux de dommage EMS -98

La norme FEMA-356 (FEMA356, 2000) établit les niveaux de performance, comme illustré dans la figure IV-11, en utilisant trois points (IO, LS et CP). Ces points déterminent le niveau de dégradation de chaque section et son degré de déformation plastique. Les charges gravitationnelles appliquées aux bâtiments sont évaluées conformément aux méthodes de calcul traditionnelles, tandis que les charges latérales causées par l'activité sismique sont introduites en utilisant le spectre de réponse. [IV.8]

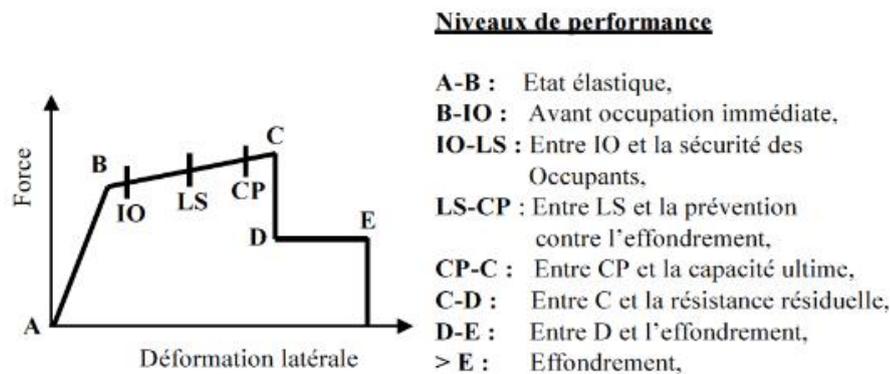
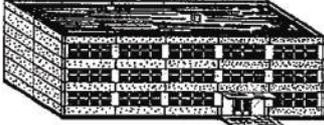
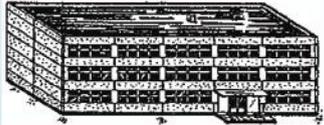
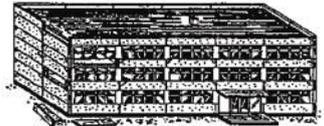


Figure IV-15 : Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356.

Il est important de souligner que la position du point de performance sur la courbe de capacité indique un niveau spécifique de dommages et d'endommagements, représentés graphiquement par la capacité sismique selon l'EMS 98 (Tableau V.3).

Tableau IV-1 : Définition de l'échelle de dommage EMS -98. [IV.8]

Dommage EMS-98	Définition structurelle EMS-98
<p>D1: Légers</p> 	<p>[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. -Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
<p>D2: Modérés</p> 	<p>[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. -Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre. -Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
<p>D3: Importants</p> 	<p>[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. -Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. -Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. - défaillance de certains panneaux de remplissage.
<p>D4: Très Importants</p> 	<p>[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence. - Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. -Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
<p>D5: Destruction</p> 	<p>[dégâts structuraux très importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

IV.14 Résultats de l'analyse statique non-linéaire (push-over)

IV.14.1 La courbe de capacité de la structure (V-D)

Les deux courbes suivantes représentent les courbes capacitaires dans le sens X et Y respectivement, après avoir effectué l'analyse Push-over :

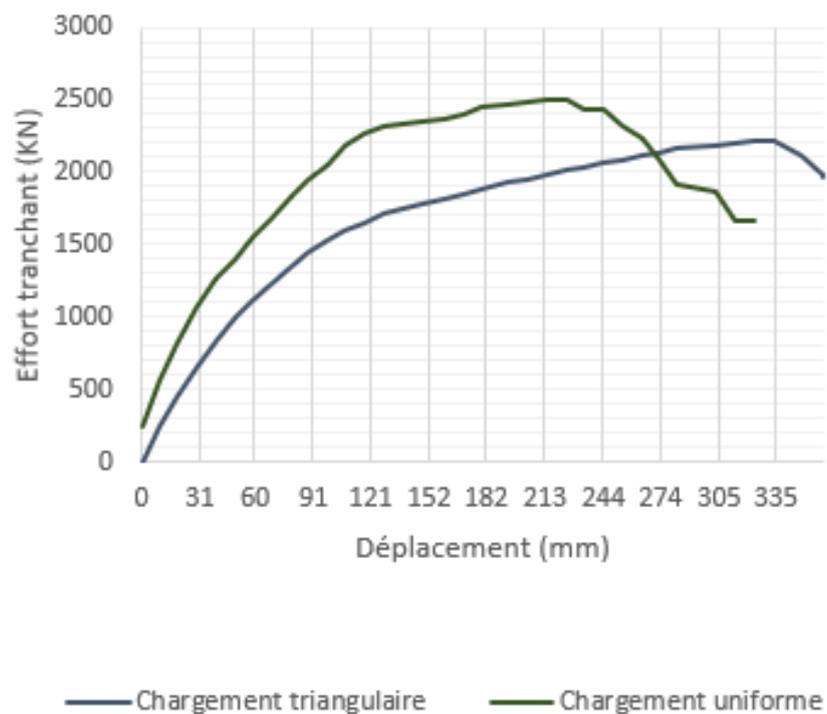


Figure IV-16 : Courbes de capacités dans le sens X

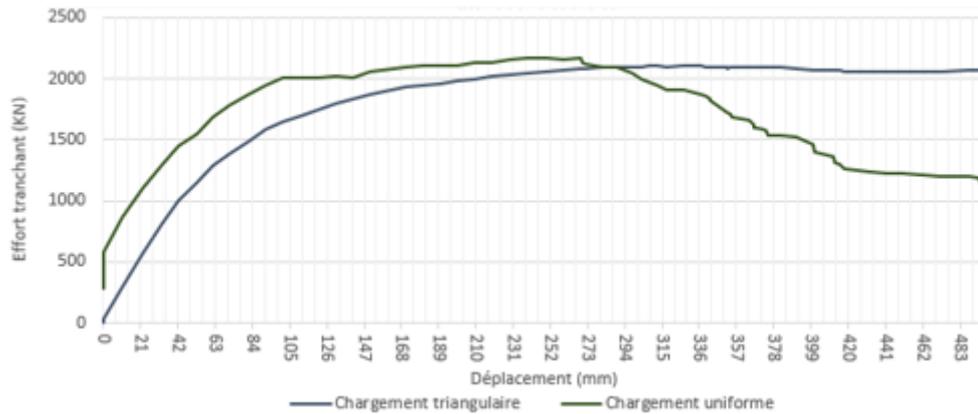


Figure IV-17 : Courbe de capacité dans le sens Y.

En se référant aux deux courbes de capacité précédentes, on déduit les valeurs suivantes :

Tableau IV-2 : Etat limite d'élasticité correspondant aux deux types de chargement choisie.

		Effort Élastique Fy (KN)	Déplacement Élastique Dy (mm)	Raideur latéral initiale (KN/mm)
Sens X	Chargement uniforme	1162,99	46,02	25,27
	Chargement triangulaire	998,29	49,38	20,21
Sens Y	Chargement uniforme	1288,89	49.38	26,1
	Chargement triangulaire	1155,40	52,02	22,21

Le tableau ci-dessus montre les différentes valeurs obtenues pour la raideur initiale, en sachant qu'elle dépend essentiellement du type de sollicitation provoquée par le chargement latéral imposé sur les éléments porteurs, qui dans notre cas est une flexion simple. Nous pouvons déduire que cette dernière dépend des paramètres suivants :

- La rigidité flexionnelle des éléments structuraux, qui dépend de l'inertie de la section, de l'élançement de l'élément, mais aussi du comportement du matériau.
- Le point d'application et l'intensité du chargement.

Nous pouvons remarquer une valeur de raideur initiale dans le sens Y qui est plus importante que celle dans le sens X, et cela est dû à un moment d'inertie plus grand dans ce même sens.

De plus, nous observons également que la valeur de la raideur est plus importante lors de l'application d'une charge uniforme que triangulaire, et cela est justifiable par le fait que plus le point d'application de la force n'ai pas appliqué au même point.

Tableau IV-3 : Etat limite de rupture correspondant aux deux types de chargement choisie.

		Effort Rupture F_U (KN)	Déplacement ultime D_u (mm)	Ductilité D_u/D_y	K_T : Raideur après écrouissage	Rapport de raideur K_T/K_0
Sens X	Chargement uniforme	2506,615	233,28	5,09	07,17	28,39
	Chargement Triangulaire	2213,77	333,51	6,75	04,27	21,16
Sens Y	Chargement uniforme	2167,62	219,14	4,43	05,17	19,83
	Chargement Triangulaire	2101,85	266,06	6,28	03,44	15,49

Selon les tableaux ci-dessus, nous nous intéressons au rapport K_T/K_0 , qui traverse trois phases :

Phase élastique : Les éléments reviennent à leur état initial après la dissipation de la contrainte (chargement sismique), et donc la raideur conserve sa valeur maximale.

Phase plastique : Le rapport K_T/K_0 représente en moyenne 21%, ce qui indique que la formulation du mécanisme de plastification de la structure entraîne une perte d'environ 79% de sa rigidité initiale.

Phase de rupture : Les 21% de rigidité restante diminuent jusqu'à atteindre la rupture totale.

En ce qui concerne la ductilité, nous remarquons que la structure soumise à un chargement triangulaire présente une marge de plastification plus importante que lorsqu'elle est soumise à un chargement uniforme. Cela s'explique par le fait que, pour des éléments présentant des inerties pratiquement similaires à tous les niveaux, les éléments situés aux niveaux inférieurs sont beaucoup plus sollicités avec le chargement uniforme que triangulaire. Par conséquent, ils ont tendance à se plastifier plus rapidement, ce qui réduit la ductilité (voir figure t3 pour les courbes).

IV.14.2 La courbe de capacité spectrale (ASCE) 41-13

Nous avons vu dans le paragraphe 4.1.2 qu'il existe plusieurs réglementations à travers le monde qui fournissent des directives pour la détermination du déplacement cible dans le contexte de l'ingénierie sismique. Dans notre cas d'étude, nous avons choisi de travailler avec la méthode américaine ASCE 41-13 NSP. Cette méthode, l'American Society of Civil Engineers (ASCE) 41-13, offre une approche performante pour évaluer les performances sismiques des structures existantes. Elle se concentre sur les déplacements et les déformations plutôt que sur les forces, ce qui permet une évaluation plus précise du comportement réel de la structure face aux séismes.

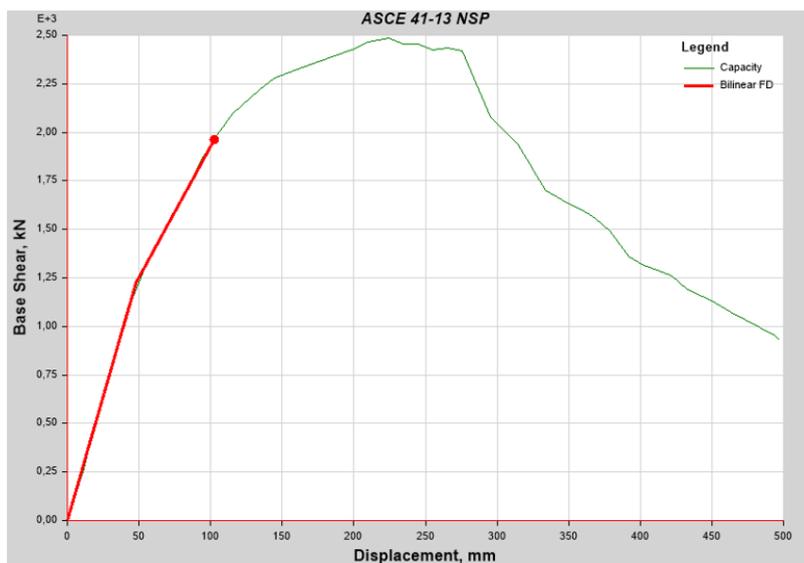


Figure IV-18 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement uniforme).

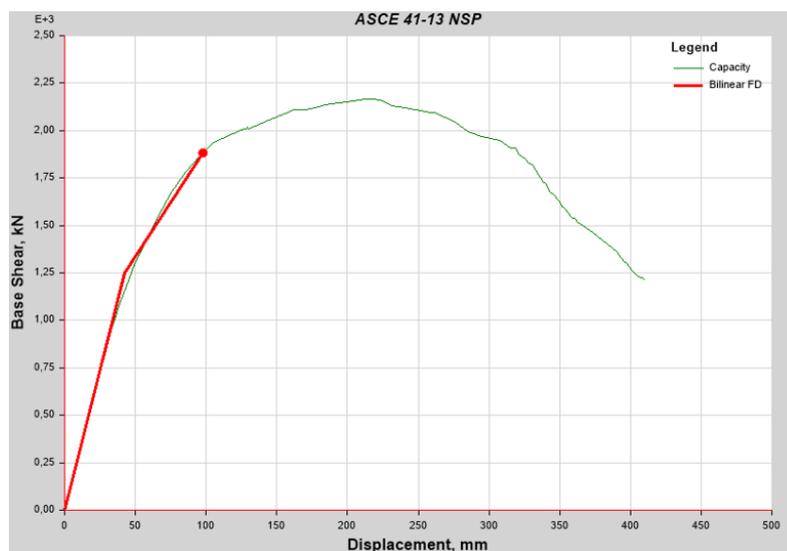


Figure IV-19 : Courbe de vulnérabilité dans le sens Y (chargement uniforme).

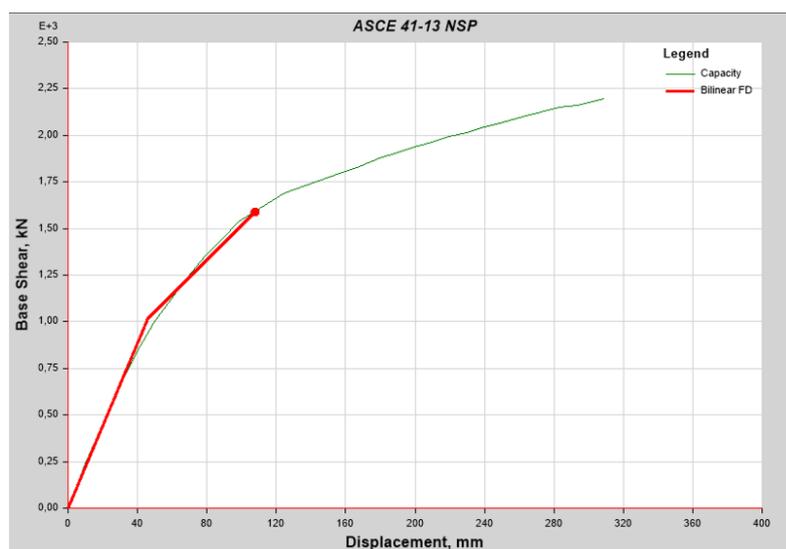


Figure IV-20 : Courbe de vulnérabilité dans le sens X (chargement triangulaire).

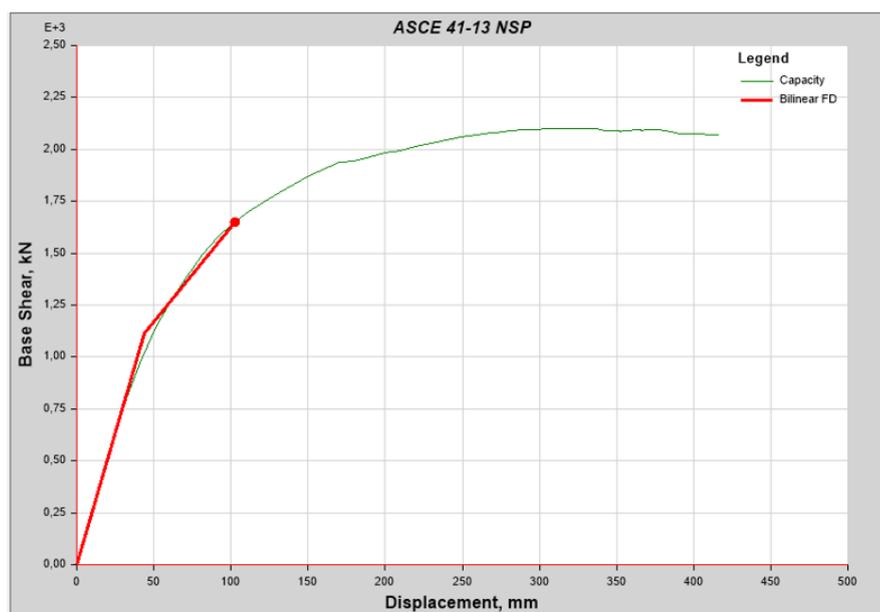


Figure IV-21 : Courbe de vulnérabilité dans le sens Y (chargement triangulaire).

5.14.3 Résultats de la vulnérabilité de la structure (point de performance)

Le tableau suivant regroupe les principaux résultats nécessaires pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui désignent le niveau de performance de la structure.

Tableau IV-4 : Valeurs du point de performance correspondant aux deux types de chargement choisie.

	Point de performance	Effort tranchant Fp (KN)	Déplacement cible Dp (mm)
Chargement uniforme	Sens xx	1963,07	102,69
	Sens yy	1882,94	97,61
Chargement Triangulaire	Sens xx	1590,20	107,58
	Sens yy	1649,62	102,47

D'après les figures et les tableaux précédents nous observons que le cas le plus défavorable et celui dans le sens X soumis à un chargement triangulaire qui correspond au déplacement cible le plus important qui vaut 107,58mm.

5.14.4 Développement des rotules plastiques (mécanisme de ruine)

Les figures ci-dessus montre l'emplacement des rotules plastique dans le bâtiment étudié :

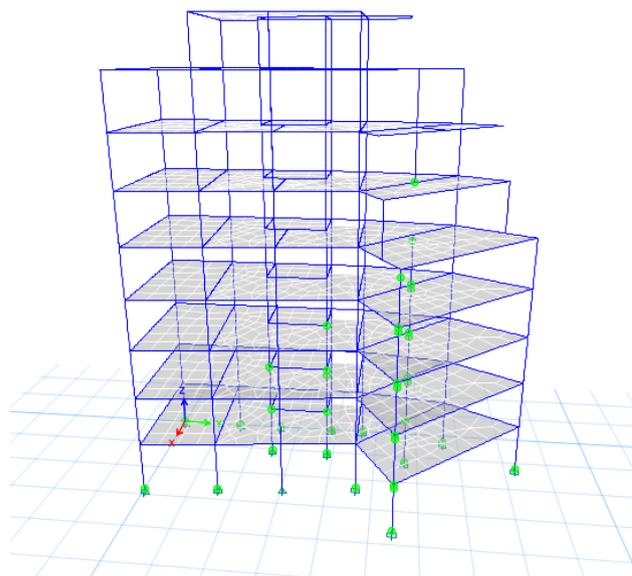


Figure IV-22 : Formation des rotules plastiques au point de performance

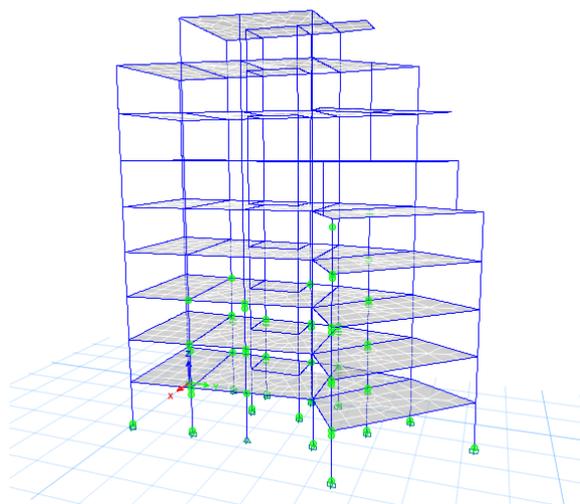


Figure IV-23 : Formation des rotules plastiques au point de performance

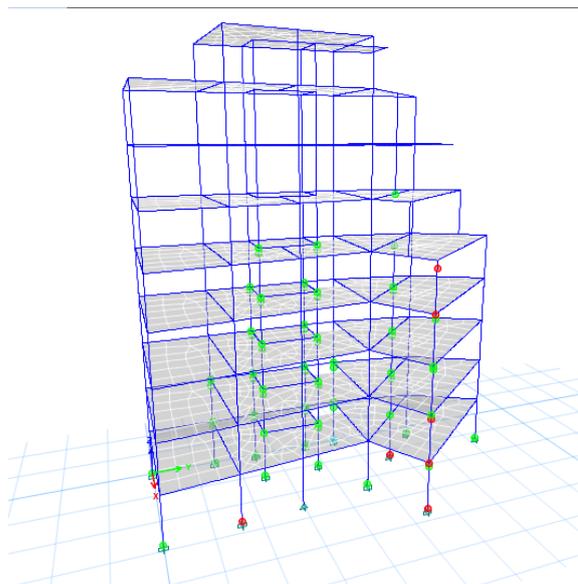


Figure IV-24 : Formation des rotules plastiques au point de performance

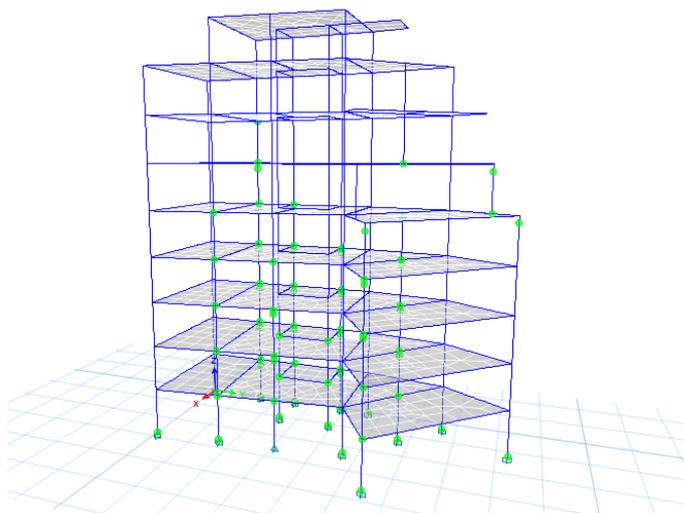


Figure IV-25 : Formation des rotules plastiques au point de performance.

Les tableaux suivants regroupent les résultats relatifs au niveau de performance des différentes fibres (Fiber) :

Tableau IV-5 : Formation des rotules plastiques au niveau du point de performance.

Niveaux de performance		A-B	B-C	C-D	D-E	>E	
Nombre de rotules	Sens X	Chargement triangulaire	173	67	1	0	7
		Chargement uniforme	210	38	0	0	0
	Sens Y	Chargement triangulaire	170	78	0	0	0
		Chargement uniforme	191	57	0	0	0

Dans le tableau ci-dessus, nous pouvons observer que dans le sens Y, pour les deux types de charges, ainsi que dans le sens X pour la charge uniforme, la plastification des rotules se développe jusqu'à atteindre la zone BC. Cependant, la plastification ne se propage pas jusqu'aux fibres pour aboutir à une plastification totale, sauf dans le dernier cas de chargement triangulaire dans le sens X. Dans cette situation, certaines rotules, principalement situées au niveau du rez-de-chaussée, se plastifient complètement. Cette occurrence est attribuable à la sollicitation importante à laquelle elles sont soumises (voir figure I.V.25).

Afin de mieux comprendre les résultats obtenus concernant l'apparition des rotules rouges correspondant à une plastification totale, nous présentons les courbes suivantes qui correspondent au poteau C5 le plus sollicité.

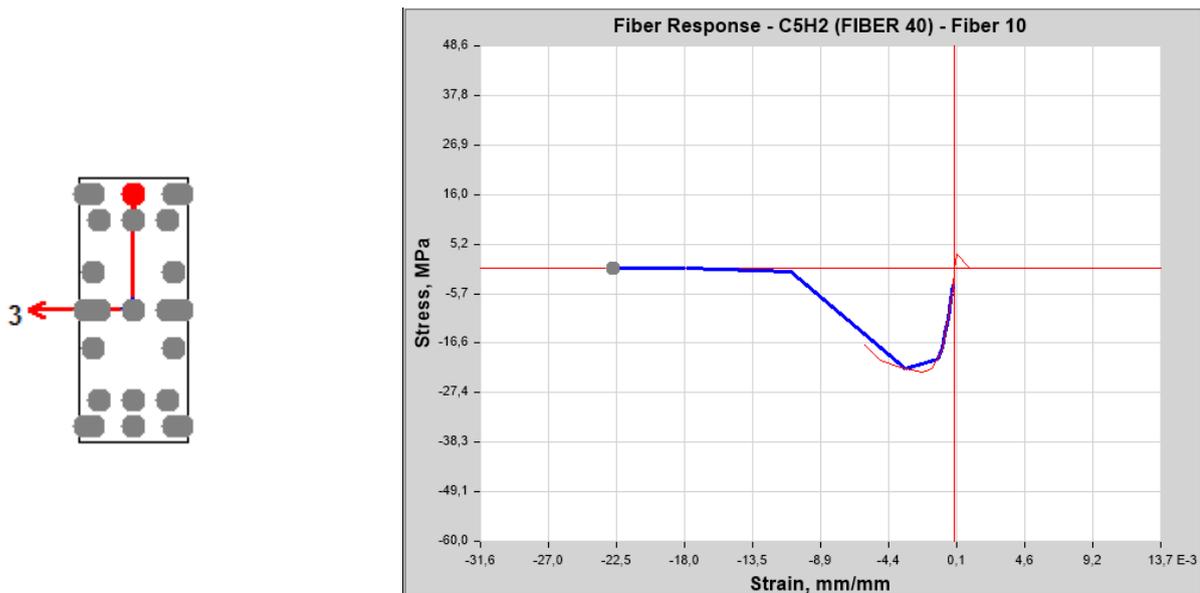


Figure IV-26 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C14 (Béton d'enrobage).

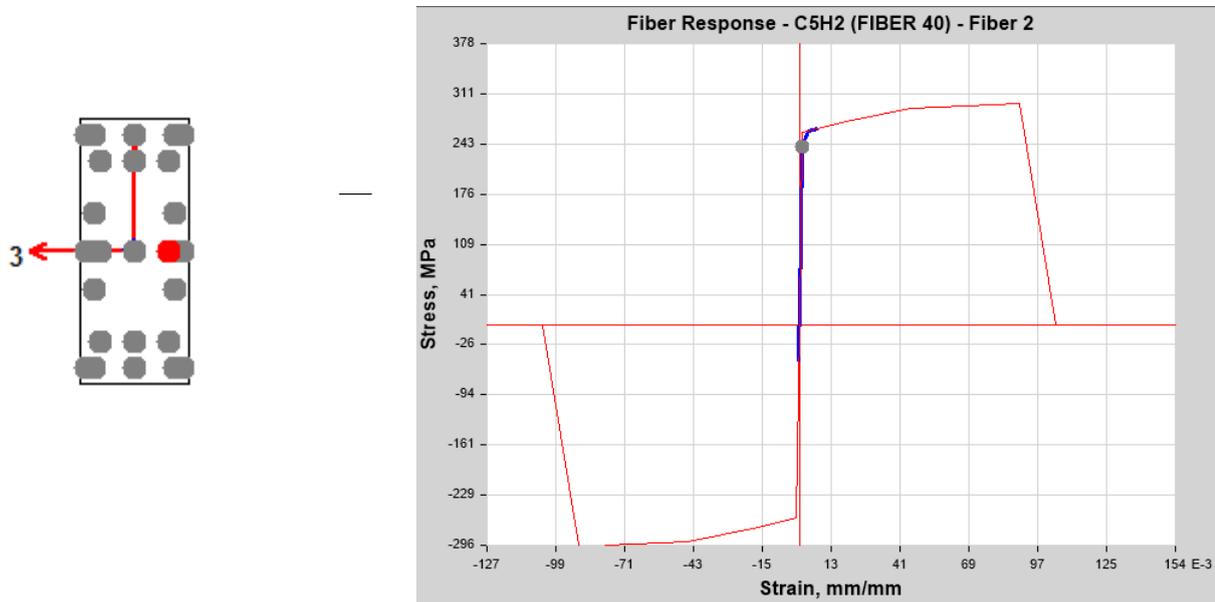


Figure IV-27 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C 5 (Acier).

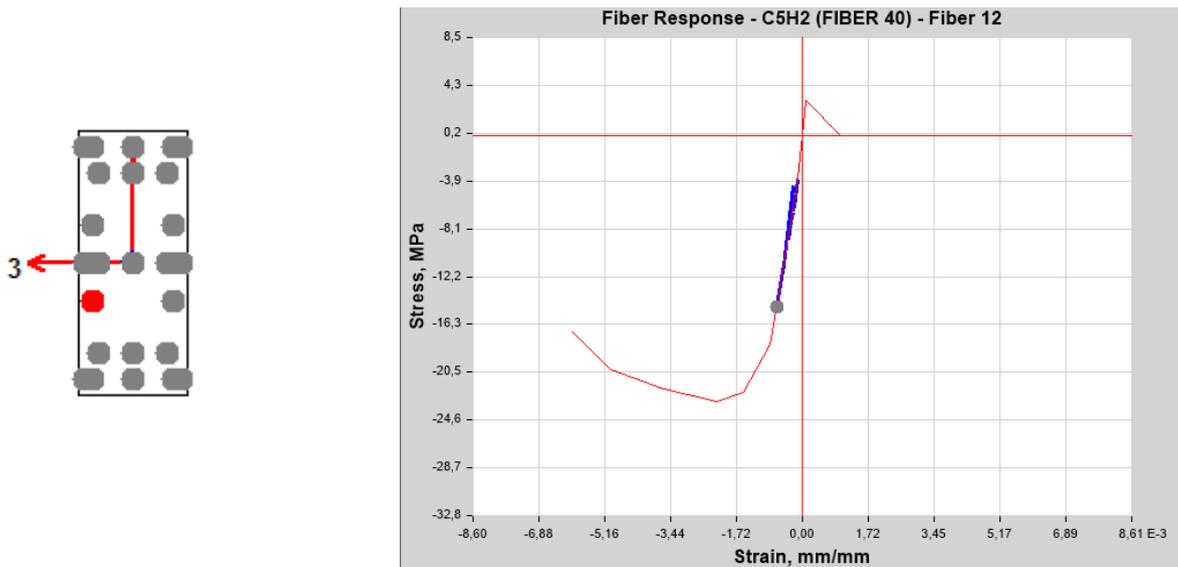


Figure IV-28 : L'évolution de la rotule plastique du poteaux C5 (Béton confiné).

Nous pouvons conclure, d'après les courbes observées précédemment, que les rotules qui apparaissent dans la figure (IV.25) et qui sont complètement plastifiées correspondent au comportement du béton d'enrobage, et non pas celui du béton confiné ou de l'acier. Cette conclusion est logique étant donné que la résistance du béton d'enrobage est la plus faible par rapport aux autres matériaux. Cela se traduit, lors d'un séisme, par l'apparition de fissures sans rupture totale des éléments structuraux.

5.14.6 Déplacements inter-étages

Le déplacement inter étages vas être vérifié selon le type de chargement le plus défavorable déduit précédemment.

Les résultats sont présentés dans le tableaux suivant :

Tableau IV-6 : Valeurs des déplacements inter-étages suivant l'axe X.

Niveaux	Déplacement inter-étages (m)		
Types de chargement	Chargement Triangulaire		Vérification
	Sens X	he/100	
Story9	1,68	27,8	Vérifié
Story8	7,17	27,8	Vérifié
Story7	9,97	27,8	Vérifié
Story6	12,92	27,8	Vérifié
Story5	15,67	27,8	Vérifié
Story4	18,27	27,8	Vérifié
Story3	20,20	27,8	Vérifié
Story2	20,99	27,8	Vérifié
Story1	19,81	27,8	Vérifié

Tableau IV-7 : Valeurs des déplacements inter-étages suivant l'axe Y.

Niveaux	Déplacement inter-étages (m)		
Types de chargement	Chargement Triangulaire		Vérification
	Sens X	he/100	
Story9	1,26	27,8	Vérifié
Story8	4,61	27,8	Vérifié
Story7	6,63	27,8	Vérifié
Story6	8,90	27,8	Vérifié
Story5	12,84	27,8	Vérifié
Story4	15,18	27,8	Vérifié
Story3	16,63	27,8	Vérifié
Story2	16,72	27,8	Vérifié
Story1	14,56	27,8	Vérifié

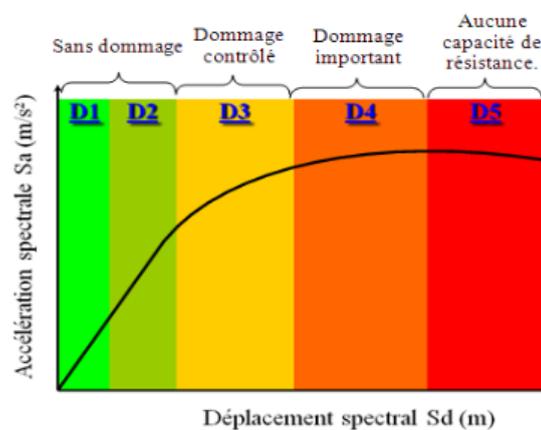
Après avoir effectué une analyse plus approfondie, en réalisant une analyse statique non linéaire, nous avons constaté que les déplacements inter-étages ont été vérifiés. Cela signifie que, pour notre cas d'étude, les coefficients adoptés par la réglementation algérienne pour prendre en compte la non-linéarité de la structure sont considérés comme excessivement prudents en termes de sécurité.

5.14.5 Niveaux de dommage EMS -98

En divisant la courbe de capacité en cinq domaines de dommages (Figure III-16) nous sommes en mesure d'évaluer avec précision les degrés de dommages que la structure subira en fonction de la variation du point de performance (Tableau IV-5). Cette approche nous permet de définir l'état de dommage de la structure pour différentes accélérations sismiques, en se basant sur un intervalle spécifique.

Tableau IV-8 : État d'endommagement des structures en béton armé (Kahil.A et all, 2010).

Niveaux d'endommagement	Degré de dommages	Déplacement spectral associé
Niveau 1	D1	$S_d=0,4 S_{d_y}$
	D2	$S_d = 0,8 S_{d_y}$
Niveau 2	D3	$S_d = S_{d_y} + 0,25 (S_{d_u} - S_{d_y})$
Niveau 3	D4	$S_d = 0,75 S_{d_u}$
Niveau 4	D5	$S_d = S_{d_u}$

**Figure IV-29 : Présentations de l'état d'endommagement des structures en béton armé.**

La courbe de dégradation est établie en utilisant comme référence le déplacement cible, ce qui signifie que les résultats seront fournis pour le scénario le plus défavorable en termes de déplacement. Ce scénario correspond au chargement triangulaire dans le sens X.

Les différentes zones de dommage sont déterminées en spécifiant le point représentant la limite élastique et celui correspondant à la limite plastique. Cela a été réalisé grâce au logiciel Bilan, et les résultats sont présentés ci-dessus :

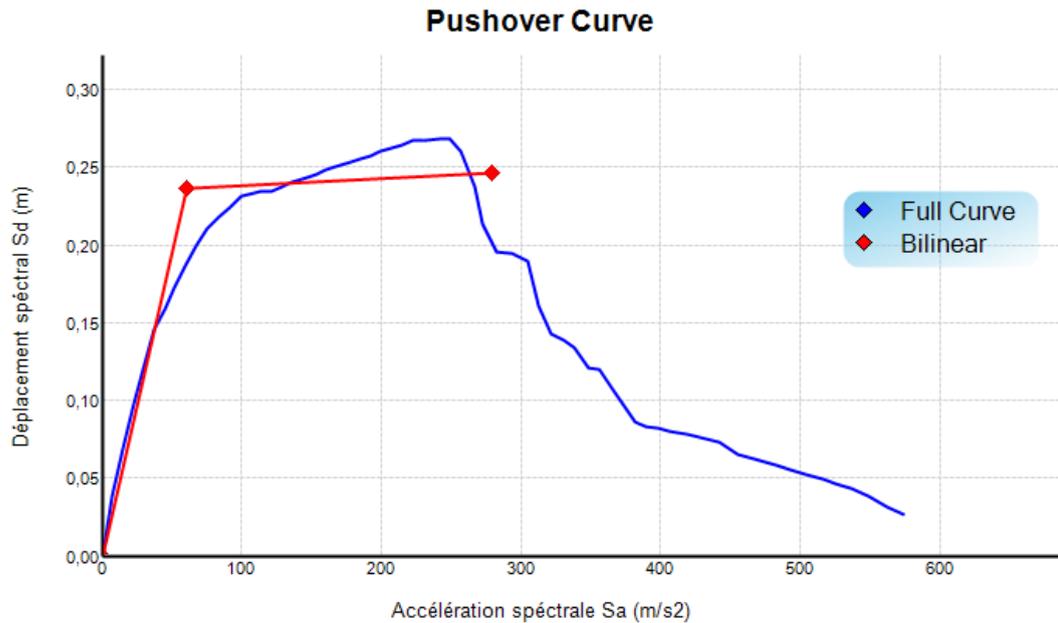


Figure IV-30 : Courbe bilinéaire de la courbe de vulnérabilité les plus défavorable.

Tableau IV-9 : Niveau de dommage sens X "Chargement triangulaire ".

Niveaux d'endommagement	Degré de dommages	Déplacement spectral associé
Niveau 1	D1	24,21
	D2	42,56
Niveau 2	D3	115,35
Niveau 3	D4	209,85
Niveau 4	D5	279,81

En se basant sur les résultats obtenus dans le tableau III-5, on constate que le déplacement cible a une valeur de 107,58mm, ce qui le place dans le domaine D3.

En se référant à la définition de l'échelle de dommage selon EMS-98 (Tableau IV-2), on peut conclure que la structure présente des dommages modérés au niveau de la structure elle-même et des dommages importants au niveau des éléments non structuraux. Cette conclusion est cohérente avec le développement d'une rotule complètement plastifiée, qui affecte uniquement le béton d'enrobage, comme illustré dans la Figure IV.25.

IV.15 Conclusion

L'analyse Push-over a permis d'évaluer la réponse de la structure aux charges sismiques horizontales. Les résultats ont révélé que la performance de la structure varie selon la direction, avec de meilleures performances dans la direction (Y-Y) par rapport à la direction (X-X).

Il est important de noter que malgré la vulnérabilité de la structure aux sollicitations sismiques, sa capacité à résister aux charges reste acceptable. Cela indique que la structure est capable de supporter les forces sismiques avec des dommages contrôlés.

Cependant, il est essentiel de continuer à surveiller et à évaluer régulièrement la performance sismique de la structure, notamment en tenant compte de l'évolution des normes et des réglementations en matière de conception parasismique.

En conclusion, l'analyse Push-over a fourni des informations précieuses sur le comportement de la structure face aux charges sismiques horizontales. Ces résultats serviront de base pour prendre des décisions éclairées concernant d'éventuelles mesures d'amélioration et de renforcement de la structure afin de garantir sa résilience et sa stabilité à long terme face aux séismes.

V. Étude dynamique non linéaire

V.1 Introduction

La dynamique non linéaire englobe les comportements complexes des structures soumises à des charges dynamiques, tels que les tremblements de terre. Elle permet de prendre en compte des phénomènes non linéaires, tels que la plasticité des matériaux et les interactions entre les différentes composantes de la structure. Toutefois, l'analyse de la dynamique non linéaire nécessite généralement des ressources considérables en termes de temps de calcul et de puissance de calcul.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous sommes conscients des limitations liées à l'exploitation approfondie des résultats de la dynamique non linéaire. Par conséquent, nous avons opté pour une approche simplifiée en sélectionnant un accélérogramme artificiels à partir du spectre réglementaire même si cette sélection ne couvre pas tous les critères de choix nécessaires à une étude complète.

Malgré cette limitation, l'utilisation de cette sélection d'accélérogramme nous permet d'explorer les principes fondamentaux de la dynamique non linéaire de manière plus accessible. Nous pourrions ainsi étudier les réponses des structures soumises à des charges dynamiques et obtenir des résultats significatifs qui constitueront une base solide pour des études ultérieures plus approfondies. [V.1]

V.2 Définition du chargement sismique

V.2.1 Paramètres sismologiques

Lorsqu'un séisme se produit, il génère des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions de l'espace. Ces ondes exercent des forces sur les structures dans les directions horizontales perpendiculaires ainsi que dans la direction verticale. Les instruments de mesure enregistrent différents paramètres lors de ces événements, tels que les accélérations, les vitesses et les déplacements. Ces paramètres sont caractérisés par des aspects importants tels que leur amplitude, leur durée et leur contenu fréquentiel. Il est essentiel de comprendre que ces paramètres sont influencés par divers facteurs, notamment la nature du sol, la distance par rapport à l'épicentre du séisme, la magnitude du séisme lui-même, ainsi que d'autres caractéristiques géologiques et géotechniques. Pour une analyse complète, il est nécessaire de prendre en compte tous ces facteurs. [V.1]

V.2.2 Représentation temporelle du chargement sismique

Les mouvements sismiques sont enregistrés par un sismographe, qui produit des représentations analogiques du déplacement, de la vitesse ou de l'accélération en fonction du temps. Les enregistrements des accélérations, appelés accélérogrammes, sont le paramètre principal utilisé dans l'analyse dynamique des structures.

L'accélérogramme est une fonction qui présente des variations irrégulières et rapides autour de zéro pendant quelques dizaines de secondes. Il peut généralement être divisé en trois phases :

- Une phase initiale avec une faible accélération.
- Une phase forte où l'accélération atteint son maximum, suivie d'une phase modérée.
- Une phase finale où l'accélération converge vers zéro.

Lors de l'analyse sismique d'une structure, la durée de la phase forte est particulièrement importante car elle correspond au moment où l'énergie maximale du séisme est atteinte.

Étant donné que chaque séisme est unique en termes de magnitude et de contenu fréquentiel, un enregistrement spécifique ne représente pas l'ensemble des mouvements sismiques possibles sur un site donné. Par conséquent, la sélection des accélérogrammes est un enjeu majeur dans l'analyse dynamique transitoire, afin de répondre aux exigences des règlements parasismiques. Il est recommandé de choisir plusieurs accélérogrammes pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse. Les accélérogrammes peuvent être obtenus à partir de phénomènes naturels (accélérogrammes naturels) ou être générés de manière artificielle (accélérogrammes synthétisés). [V.2]

V.2.2.1 Les accélérogrammes réels

Les accélérogrammes artificiels sont souvent utilisés dans les codes nationaux des pays de petite superficie, où les caractéristiques géologiques peuvent être considérées comme uniformes sur l'ensemble du territoire. Cependant, la plupart des pays disposent d'enregistrements d'accélérogrammes réels qui peuvent être utilisés pour dimensionner une structure.

Si un accélérogramme réel n'est pas disponible, il est possible de rechercher des enregistrements dans des pays voisins ou de recourir à la génération d'accélérogrammes artificiels. Dans certains pays, les normes en vigueur ne permettent pas l'utilisation d'accélérogrammes artificiels ou synthétiques.

Une autre utilisation fréquente d'accélérogrammes réels se fait dans le contexte de la conception d'une structure pour une étude plus approfondie du risque sismique. Des paramètres tels que le type de faille, la distance par rapport au plan de faille et la profondeur focale sont estimés. Ces paramètres permettent ensuite de rechercher dans une base de données d'accélérogrammes, comme le "CD-ROM of European accelerograms", et de sélectionner les enregistrements réels qui représentent le mieux l'action sismique attendue. [V.3]

Les accélérogrammes historiques fournissent une précieuse source d'informations sur les caractéristiques du mouvement du sol, telles que l'amplitude, la fréquence, la durée et le contenu énergétique. Ils reflètent également tous les facteurs qui influencent les accélérogrammes naturels, tels que les caractéristiques de la source, le chemin et le site. Cependant, il n'est pas toujours possible de trouver des accélérogrammes historiques présentant une intensité suffisamment élevée pour répondre aux exigences du code. [V.2]

V.2.2.2 Les accélérogrammes synthétiques

Ce type d'accélérogramme est généré en prenant en compte les caractéristiques géologiques du site étudié. Il est obtenu à partir d'un schéma de rupture le long d'une faille. Cette technique est utilisée uniquement pour des projets spécifiques en raison de la complexité évidente des informations requises pour obtenir des résultats cohérents. Ces projets peuvent être d'importance particulière ou présenter une géologie locale spécifique. [V.3]

V.2.2.3 Les accélérogrammes artificiels

Ce type d'accélérogrammes est généré à partir d'un processus aléatoire dans lequel le spectre de réponse élastique correspond au spectre cible du projet. Lorsqu'aucun enregistrement n'est disponible pour la zone sismique considérée, cette méthode se révèle être la plus rapide, car seul le spectre est nécessaire pour la génération de l'accélérogramme.

Le recours aux accélérogrammes artificiels est motivé par le manque de séismes historiques, ce qui a conduit les sismologues et les ingénieurs à développer des enregistrements sismiques artificiels. Ces accélérogrammes artificiels sont créés sous forme de séries temporelles construites mathématiquement afin de reproduire au mieux les caractéristiques des séismes naturels. [V.2]

Ils sont généralement classés en deux groupes en fonction du type de simulation :

- Stationnaire.
- Non stationnaire.

Les accélérogrammes synthétisés à partir d'une simulation stationnaire présentent un contenu fréquentiel constant dans le temps, sans la présence de phases d'accélération intense. Selon les recherches de Lestuzzi, Badoux et Selami (2008), la simulation stationnaire sous-estime la demande de ductilité lors d'une analyse non linéaire. Par conséquent, elle convient uniquement lorsque le comportement élastique de la structure est pris en compte. Ces auteurs s'accordent sur le fait qu'une simulation non stationnaire est plus appropriée dans d'autres cas. [V.4]

V.3 Modalisation

V.3.1 Élaboration du spectre de réponse élastique normalisé

Pour notre étude de vulnérabilité sismique sur une structure existante et ancienne, nous avons fait le choix d'utiliser un spectre de réponse élastique avec un amortissement visqueux équivalent de 5%, tel que défini dans le chapitre précédent de notre rapport. Ce spectre a été spécifiquement développé pour prendre en compte les caractéristiques de la structure étudiée, en considérant ses propriétés mécaniques, son comportement dynamique et les contraintes sismiques attendues.

V.3.2 Choix d'accélérogrammes

Dans le but de faire une étude simplifier nous avons fait le choix de travailler avec un accélérogramme artificiel générés par le Logiciel Etabs que l'on présente ci-dessus :

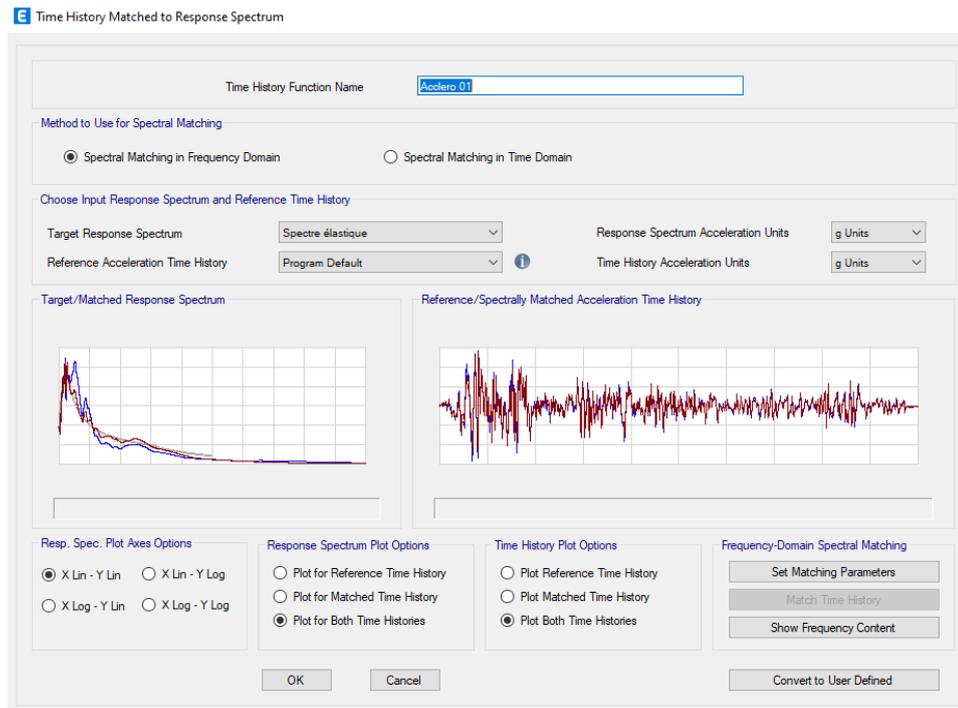


Figure V-1: Génération de l'accélérogrammes artificiel.

V.3.3 Amortissement dynamique (ou structurel)

Le concept d'amortissement structurel, tel que défini par Rayleigh, repose sur la formulation suivante : la matrice d'amortissement structurel C est proportionnelle aux matrices de masse M et de rigidité K . Cette relation peut être exprimée comme suit :

$$C = \alpha M + \beta K$$

Dans cette équation, α et β sont des coefficients de proportionnalité qui déterminent l'importance relative de l'amortissement par rapport à la masse et à la rigidité. Ces coefficients peuvent varier en fonction des caractéristiques spécifiques de la structure et des objectifs de conception.

L'amortissement structurel est utilisé pour modéliser la dissipation d'énergie due aux forces vibratoires dans une structure. Il contribue à réduire les amplitudes de vibration, les résonances et les effets dynamiques indésirables.

La formulation de l'amortissement structurel basée sur la matrice C proportionnelle aux matrices de masse M et de rigidité K est équivalente à fixer un pourcentage d'amortissement critique $\xi_i = c_i / c_{cr}$ pour chaque mode i . La matrice C est ainsi construit

pour représenter les valeurs des facteurs d'amortissement critique ξ pour les modes importants dans le comportement de la structure.

Le facteur d'amortissement ξ s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la pulsation ω et un terme inversement proportionnel à la pulsation, soit :

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (V.1)$$

En utilisant deux paires de valeurs, (ξ_n, ω_n) et (ξ_m, ω_m) , il est possible de calculer les coefficients α et β (équation V.2). La courbe représentée dans la figure V-2 illustre la relation entre le facteur d'amortissement ξ et la pulsation des modes de la structure. En pratique, il est recommandé de sélectionner le mode le plus bas (avec la pulsation ω_n) ainsi qu'un mode supérieur (avec la pulsation ω_m).

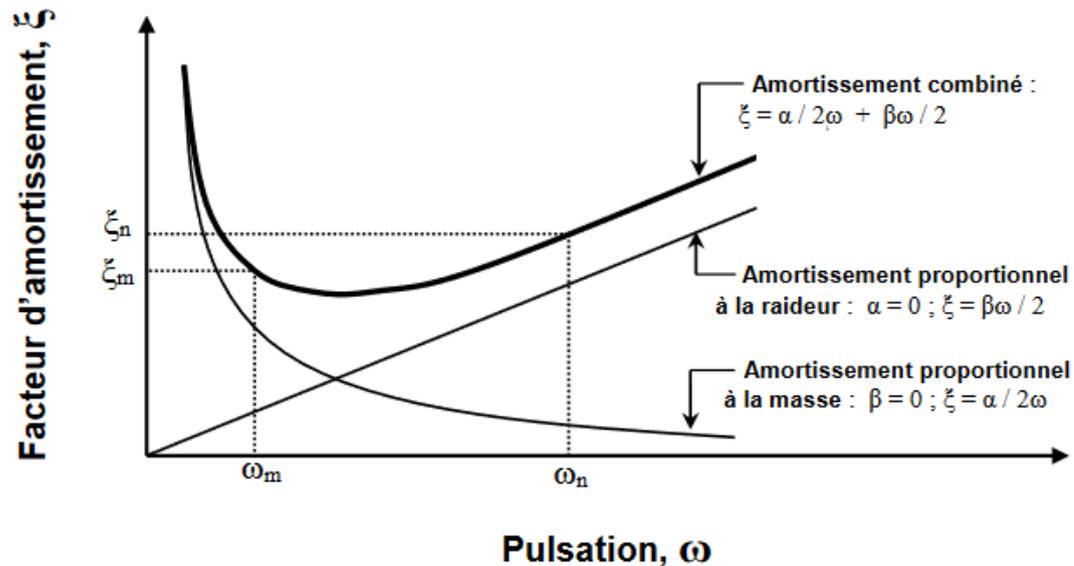


Figure V-2 : Évolution du facteur d'amortissement en fonction de la pulsation. [V.5]

$$\begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \frac{2\omega_n \omega_m}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ 1 & 1 \\ -\omega_n & \omega_m \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \xi_n \\ \xi_m \end{bmatrix}$$

Dans notre cas d'étude, nous avons spécifié les paramètres de masse, de rigidité et de périodes afin que le logiciel dispose des données nécessaires pour effectuer le calcul de l'amortissement.

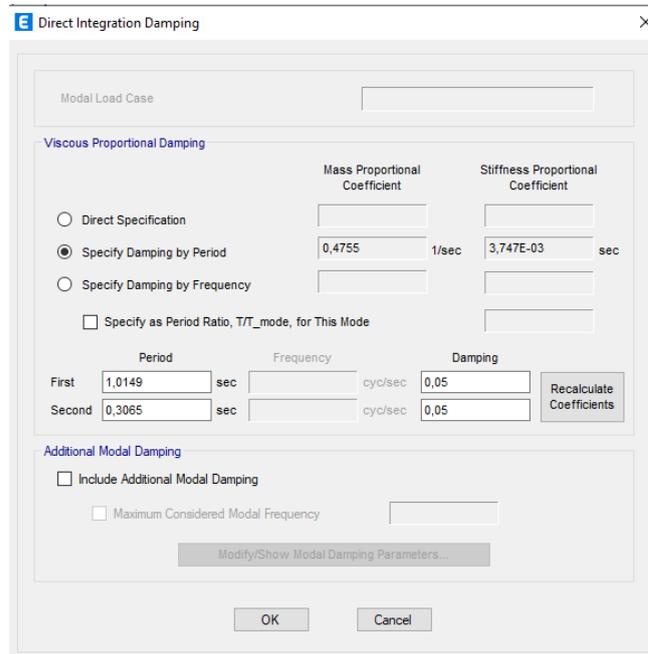


Figure V-3 : Calcul de l'amortissement (sens X).

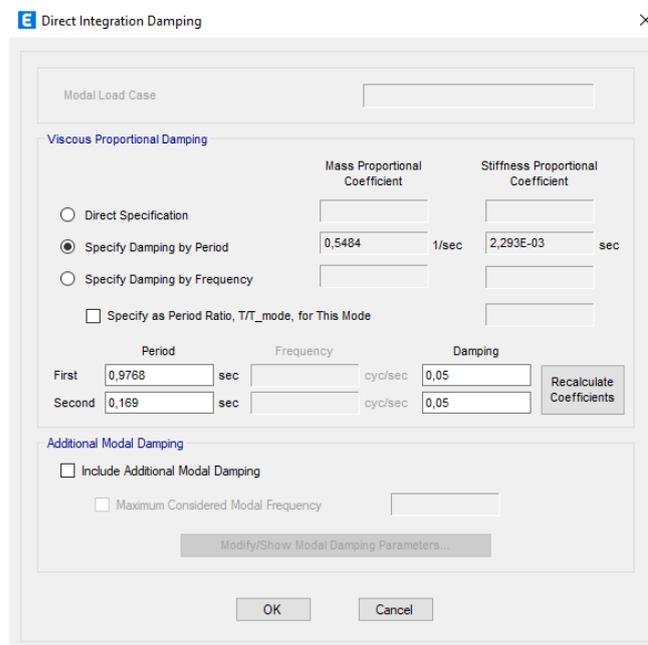


Figure V-4 : Calcul de l'amortissement (sens Y).

V.3.4 Modèle hystérétique

Pour représenter le comportement cyclique non linéaire des éléments structuraux, tels que les poutres et les poteaux, soumis à des sollicitations sismiques dans la structure en portique, nous utilisons le modèle hystérétique de Takeda. Ce modèle à un degré de liberté est particulièrement adapté à la modélisation du béton armé et a été proposé par Takeda, puis largement adopté par de nombreux auteurs.

La relation moment-rotation du modèle de Takeda, qui décrit la loi hystérétique, est mise en œuvre dans le logiciel ETABS. Une représentation de cette loi hystérétique est présentée dans la figure V-5.

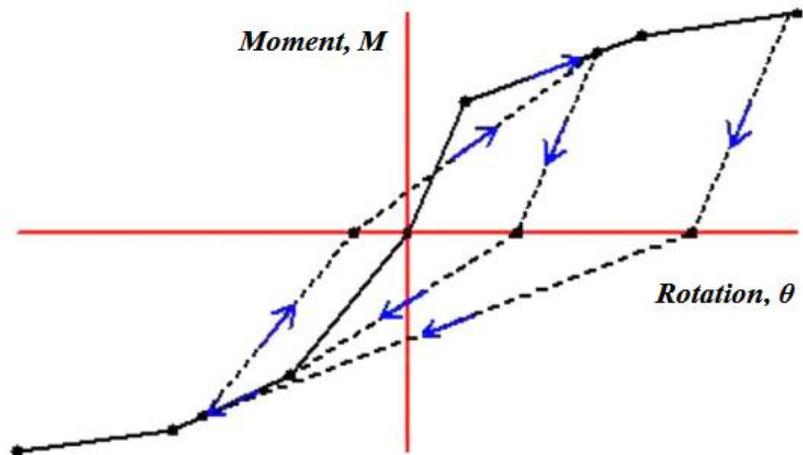


Figure V-5 : Loi M - θ hystérétique du modèle Takeda. [V.5]

V.4 Résultat

V.4.1 Réponse dynamique

Nous vous présentons ci-dessous les résultats correspondants à la courbe capacitaire hystérétique pour les deux sens X et Y :

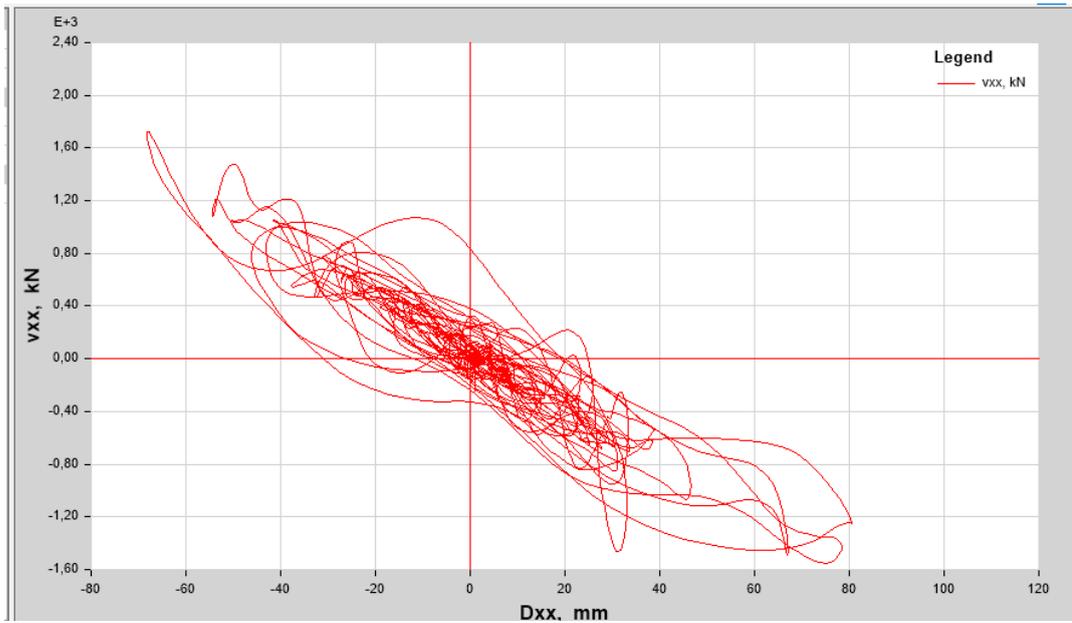


Figure V-6 : Courbe effort tranchant-déplacement sens X.

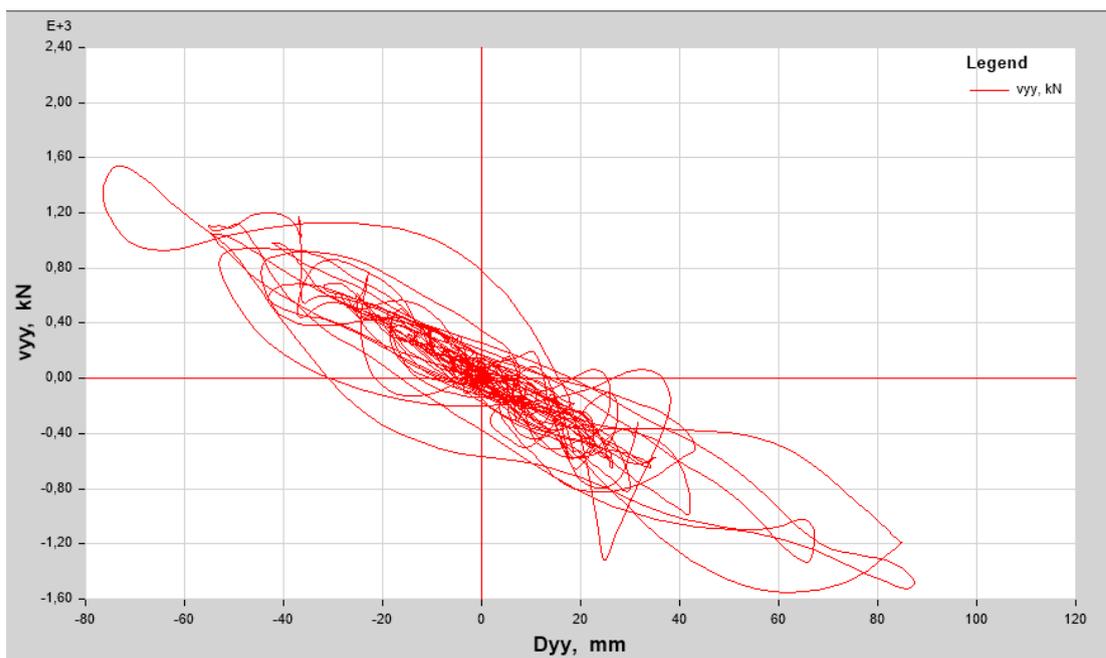


Figure V-7 : Courbe effort tranchant-déplacement sens Y.

Afin de mieux visualiser les résultats obtenus en termes de déplacement et d'effort tranchant à la base, nous présentons les figures ci-dessous :

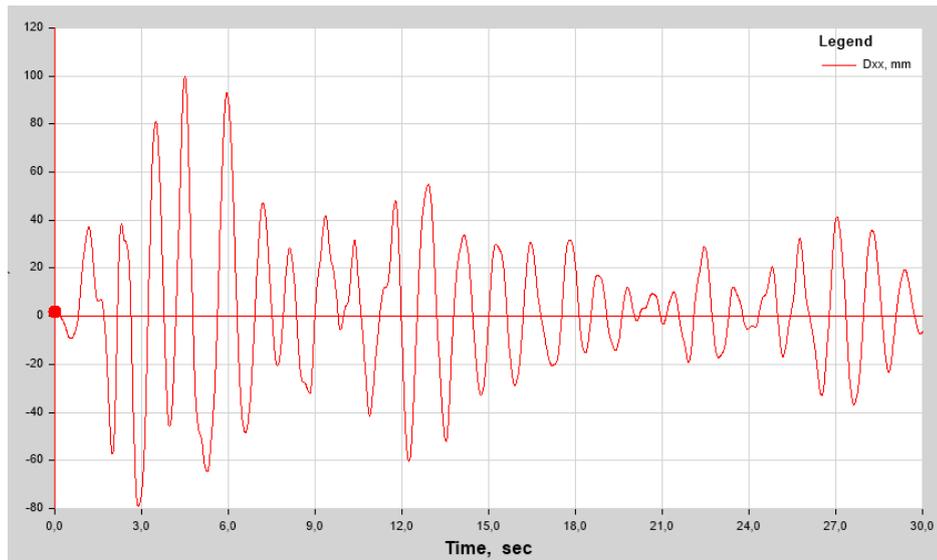


Figure V-8 : : Réponse dynamique $X(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens X).

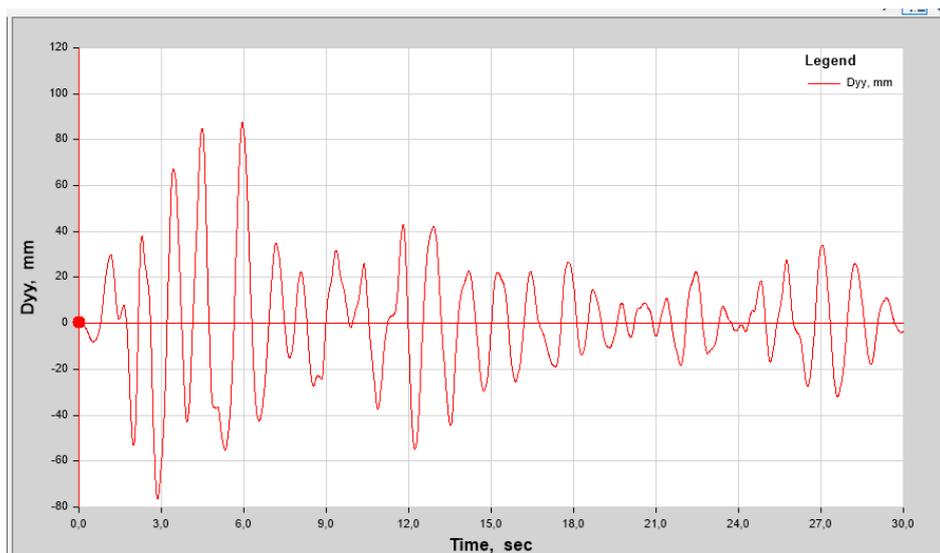


Figure V-9 : : Réponse dynamique $X(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens Y).

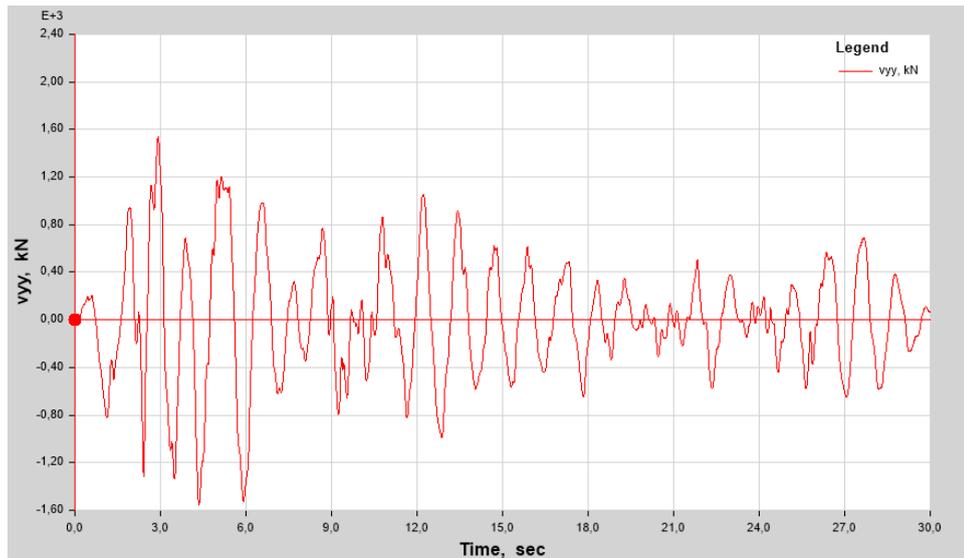


Figure V-10 : Réponse dynamique $V(t)$ sous accélérogramme artificiel

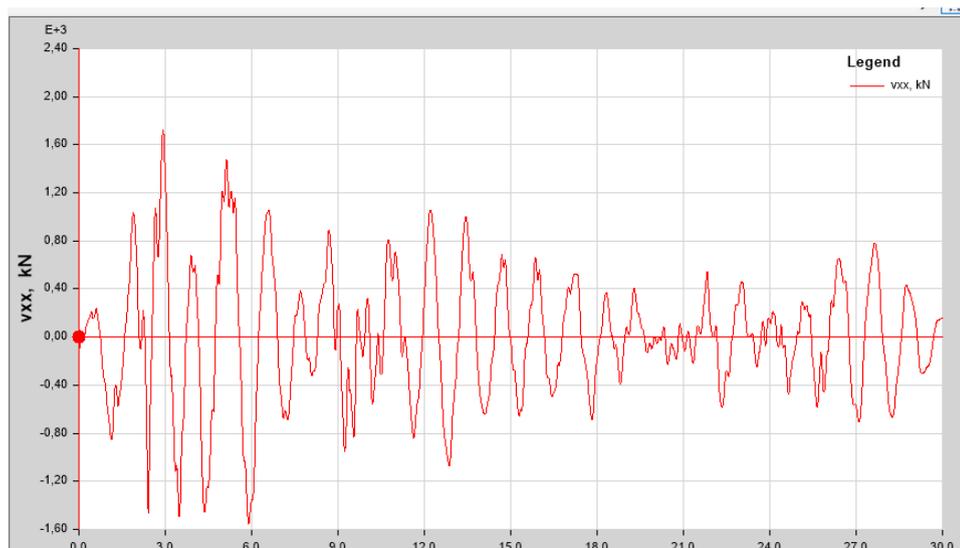


Figure V-11 : Réponse dynamique $V(t)$ sous accélérogramme artificiel (Sens X).

Les graphiques ci-dessus et les résultats de l'analyse statique ont conduit aux résultats suivants

Tableau V-1 : Résultat obtenu en termes de déplacement.

	Déplacement dynamique max (mm)	Déplacement cible Push-over « chargement uniforme » (mm)	Déplacement cible Push-over « chargement triangulaire » (mm)
Sens X	99,72	102,69	107,58
Sens Y	87,39	97,61	102,47

Tableau V-2 : Résultat obtenu en termes d'effort tranchant.

	Effort a la base max (KN)	Point de performance push-over « chargement uniforme » (KN)	Point de performance push-over « Chargement triangulaire » (KN)
Sens X	1721,15	1963,07	1590,20
Sens Y	1541,69	1882,94	1649,62

En nous inspirant des deux tableaux précédents (Tableau V.1 et V.2), nous remarquons en premier lieu que les déplacements trouvés par la méthode statique se rapprochent fortement des résultats trouvés par la méthode dynamique. Cela prouve que les choix effectués lors de la modélisation non linéaire de la méthode Push-over (définition des rotules, loi de comportement des matériaux, etc.) sont adéquats et proches de la réalité.

V.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude dynamique non linéaire en utilisant un accélérogramme ajusté au spectre de réponse de calcul afin de confirmer les résultats de l'analyse statique. Les déplacements obtenus par la méthode statique ont montré une corrélation étroite avec ceux obtenus par la méthode dynamique, ce qui suggère que nos choix de modélisation, tels que la définition des rotules et la loi de comportement des matériaux, sont adéquats et proches de la réalité.

Cependant, il convient de souligner que notre sélection d'accélérogrammes, bien qu'indicative, reste insuffisante pour une évaluation complète du comportement dynamique de la structure. Conformément aux réglementations de l'Eurocode 8[IV.5], il est nécessaire de recourir à une sélection plus rigoureuse d'accélérogrammes.

Il est donc recommandé d'élargir notre étude en utilisant des accélérogrammes plus représentatifs et adaptés aux caractéristiques sismiques de la région. Cela permettra d'obtenir des résultats plus précis et de prendre des décisions éclairées en matière de conception et de renforcement des structures pour résister aux charges sismiques.

VI. Etude préliminaire de renforcement

VI.1 Introduction

Les résultats des analyses linéaires effectuées dans les précédents chapitres ont révélé des insuffisances dans la structure, notamment une flexibilité dans le sens longitudinal, une incapacité à supporter les charges dynamiques, une faiblesse à résister aux efforts tranchants et des déplacements excessifs.

Par conséquent, le bâtiment a été déclaré vulnérable à l'action sismique et il a fallu le renforcer pour augmenter son niveau de performance.

Dans ce chapitre, nous procéderons à l'analyse de la variante de renforcement réalisée après le séisme. [IV.1]

VI.2 Étude des différentes solutions proposées

VI.2.1 Renforts en béton projeté

La solution de renforcement offre une variété d'applications pour renforcer les chaînages des structures, créer des voiles ou accroître la résistance d'éléments existants avec ou sans ajout d'armatures. Elle peut être mise en œuvre dans des espaces clos, ce qui permet des interventions par l'intérieur du bâtiment. Elle est idéale pour le chemisage de poteaux et poutres, le renforcement de voiles de contreventement, l'épaississement des planchers, etc. [IV.1]

VI.2.2 Contreventement par voiles en béton armé

La conception de nouveaux voiles de contreventement en béton armé est souvent nécessaire pour modifier le schéma fonctionnel de la structure pour résister aux séismes. Les voiles transversales peuvent être placées à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment et, pour optimiser la stabilité et la continuité des charges, peuvent être combinées avec des chaînages précontraints [IV.1]

VI.2.3 Renforts composites

Les renforts en tissu bidirectionnel de fibres de carbone, ainsi que les mèches d'ancrage en fibres de carbone, peuvent être utilisés pour renforcer les colonnes en béton armé par confinement, les poutres en flexion, les voiles en tranchant dans le plan, et pour renforcer les chaînages existants. Ces renforts offrent l'avantage de ne pas ajouter de masse et de raidir faiblement la structure, ce qui évite d'amplifier les efforts sismiques auxquels sont soumis les ouvrages et, en particulier, de surcharger les fondations. [IV.2]

VI.2.4 Renforcement par des bracons

Les bracons sont utilisés pour contreventer les plans horizontaux et ainsi transmettre et répartir les forces latérales agissant sur la construction sur les éléments de contreventement verticaux. Ces derniers doivent pouvoir résister aux actions horizontales à chaque étage et guider les charges dynamiques vers les fondations. [IV.1]

VI.3 Choix du type de renforcements

La sélection d'un renforcement d'une conception existante dépend de nombreux facteurs, tels que [IV.3]. :

- L'objectif de renforcement choisi par le maître d'ouvrage ou requis par la réglementation. Ces objectifs sont définis par les trois états limites :(quasi-effondrement NC, dommage significatif SD et limitation de dommages DL) et leur niveau d'action sismique (spectre et accélération au sol).
- Le coût est un facteur déterminant pour le choix de la technique et du niveau de renforcement à appliquer à la structure. Toutefois, d'autres considérations économiques sont également à prendre en compte, telles que les coûts associés à l'interruption de l'utilisation ou l'occupation des locaux pendant les travaux de renforcement ou le coût des installations à protéger à l'intérieur du bâtiment.
- Les considérations architecturales et d'usage sont également importantes lors du choix du renforcement à appliquer à la structure. L'intégration du renforcement dans le système existant est essentielle pour assurer un comportement sismique optimisé, tout en maintenant une fonctionnalité et une esthétique satisfaisantes. Dans le cas de bâtiments patrimoniaux, le choix du renforcement peut être complexe et délicat.
- La faisabilité des travaux et de ses phases provisoires doit prendre en compte les conditions d'accès au bâtiment existant, les conditions de chantier, de l'espace disponible pour l'ajout de structures rapportées, de l'éventualité de reprendre les fondations en sous-œuvre, etc. afin de déterminer la stratégie de renforcement à adopter.

VI.4 Renforcement adoptée

VI.4.1 Choix de renforcement

La structure analysée est une construction auto-stable comprenant neuf niveaux d'une hauteur totale de 24,69 mètres. Dans le cadre de notre étude, notre objectif principal est de garantir la conformité de cette structure aux normes parasismiques en vigueur en Algérie.

Conformément à la réglementation parasismique algérienne, plus précisément au paragraphe 3.4, il est recommandé d'envisager l'ajout de voiles dès lors que la hauteur de la structure dépasse les 17 mètres. Cette recommandation vise à prévenir la formation d'une structure excessivement flexible, susceptible de subir des déformations excessives lors d'événements sismiques.

Ainsi, nous avons pris la décision de renforcer cette structure en y intégrant des voiles. Cette approche de renforcement permettra d'accroître sa rigidité et de la rendre conforme aux exigences de la réglementation en matière de résistance sismique. En combinant la résistance intrinsèque de la structure existante avec l'ajout stratégique de voiles, nous visons à renforcer sa capacité à résister aux forces sismiques et à améliorer sa performance globale en cas de séisme. [VI.3]

VI.4.2 Variantes adoptées

Pour la première disposition nous avons choisi de commencer par les sections minimales proposée par l'RPA99 version 2003.

- **Dimension du voile :**

- Épaisseur :

$$a = 15 \text{ cm} \quad (\text{Article 7.7.1}) \quad \text{[II.2]}$$

- Longueur :

$$l = 4 \times a \quad (\text{voir figure V-3})$$

Donc :

$$\begin{cases} a = 15 \text{ cm} \\ l = 60 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow S_{\text{béton}} = 900 \text{ cm}^2$$

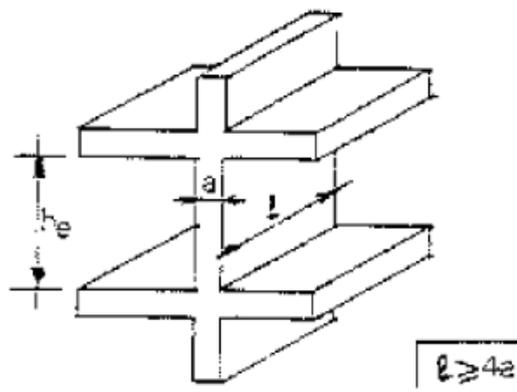


Figure VI-1 : Coupe de voile en élévation. [II.2]

a : épaisseur du voile.

- **Section d'armature**

- Section longitudinale :

$$S_{\text{longitudinale}} = 0.15\% S_{\text{béton}} \quad \text{Article 7.7.3.2 (RPA99 version 2003)}$$

- Section transversale :

$$S_{\text{transversale}} = 0.25\% A_{\text{béton}} \quad \text{Article 7.7.3.2 (RPA99 version 2003)}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_{\text{longitudinale}} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ S_{\text{transversale}} = 2,25 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Caractéristique mécanique des matériaux**

En ce qui concerne les caractéristiques des matériaux, nous avons opté pour l'utilisation de matériaux couramment disponibles sur le marché, conformément aux pratiques standards de l'industrie. Cela nous permet d'assurer une approche pratique dans la mise en œuvre du renforcement de la structure.

- Acier haute adhérence F500 pour les armatures transversales et longitudinales.
- Résistance à la compression du béton de 25 MPa.

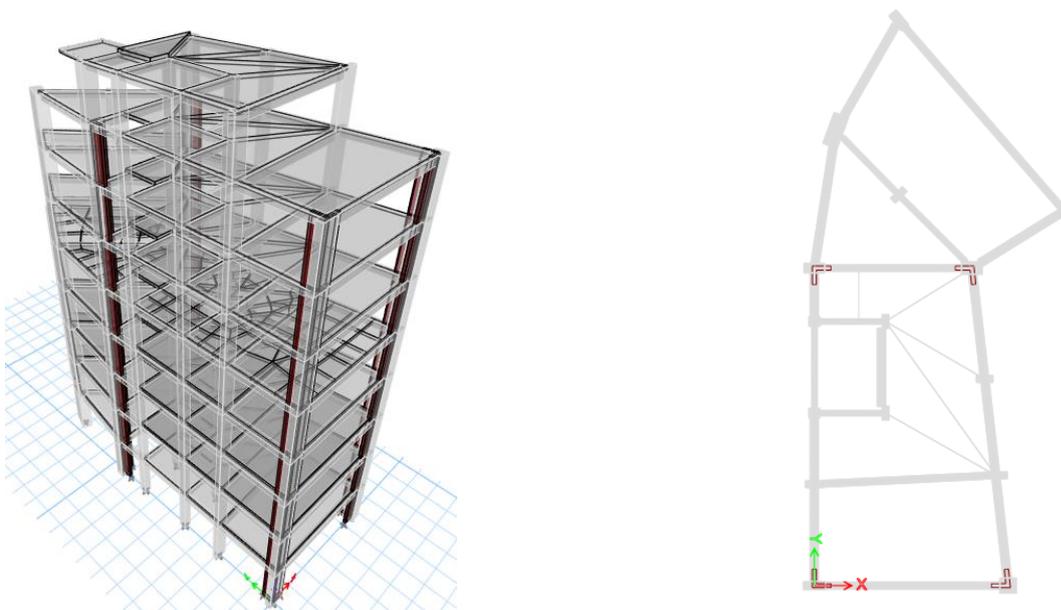


Figure VI-2 : Position des voiles "Variante N°1".

Nous présentons ci-dessous les schémas représentant la 1ere variantes réalisée :

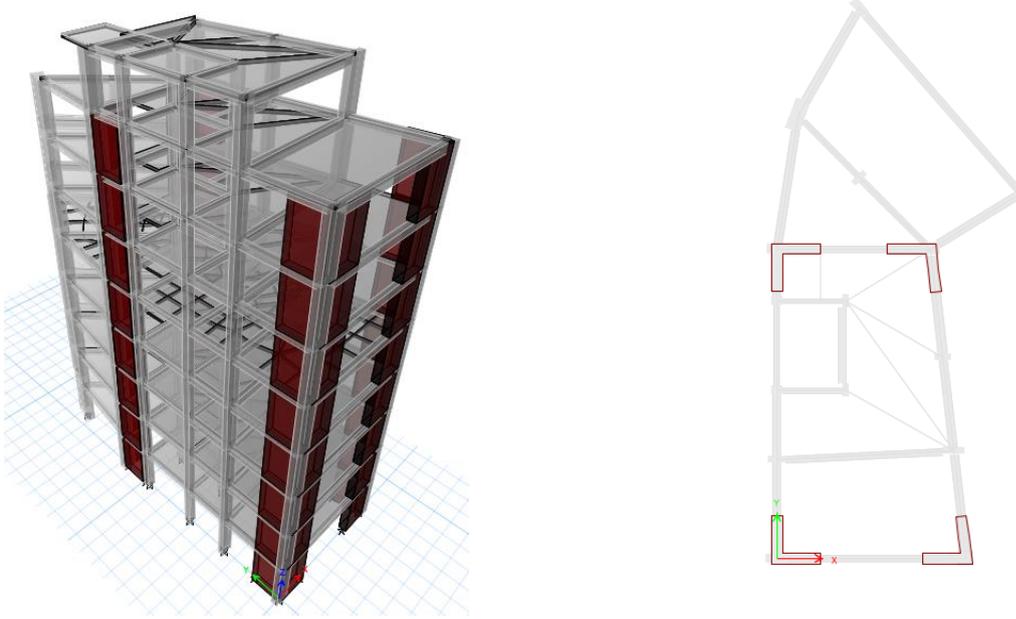


Figure VI-3 : Position des voiles "Variante N°2".

Dans notre deuxième variante, nous avons progressivement augmenté la section du béton jusqu'à atteindre 0,15 % de la section initiale, sans apporter de modifications supplémentaires aux caractéristiques des matériaux utilisés. Cette augmentation de la section du béton a entraîné une correspondante augmentation de la section d'acier dans les éléments de renforcement. Cette approche nous a permis de renforcer la résistance et la rigidité de la structure de manière contrôlée, en assurant une meilleure capacité à supporter les charges et les forces sismiques. En maintenant les caractéristiques des matériaux, nous nous sommes assurés de respecter les normes et les pratiques de l'industrie, tout en optimisant l'utilisation des ressources existantes.

$$\begin{cases} S_{\text{béton}} = 6400 \text{ cm}^2 \\ S_{\text{longitudinale}} = 9,6 \text{ cm}^2 \\ S_{\text{transversale}} = 16 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Nous présentons ci-dessous les schémas représentant des dernières variantes réalisées :

Dans les paragraphes suivants, nous présentons les résultats et les vérifications correspondantes à la dernière variante adoptée.

VI.4.2.1 Fondation

Dans notre cas d'étude, nous avons fait le choix de ne pas prendre en compte l'infrastructure de notre ouvrage en raison d'un manque de données et de contraintes spécifiques. Cependant, il est important de souligner que dans le cas où notre solution serait mise en œuvre, il serait nécessaire de pousser l'expertise jusqu'aux fondations afin de déterminer leur capacité à résister aux efforts induits par la structure renforcée.

Les fondations jouent un rôle crucial dans la stabilité et la résistance d'un ouvrage. Elles sont responsables de la transmission des charges de la structure vers le sol. Par conséquent, lorsqu'une structure est renforcée, il est essentiel de s'assurer que les fondations sont en mesure de supporter les nouvelles contraintes et charges induites par le renforcement.

VI.5 Résultat correspondante au variantes réalisée

VI.5.1 Analyse modale

Tableau VI-1 : Périodes et facteurs de participation massique du modales.

Cas	N° Mode	Période (sec)	U _x	U _y	Rz	Somme U _x	Somme U _y
Mode	1	0,757	0,0095	0,6562	0,055380585	0,0095	0,6562
Mode	2	0,741	0,7075	0,0115	0,017970252	0,717	0,6677
Mode	3	0,588	0,0022	0,0446	0,155994176	0,7191	0,7123
Mode	4	0,21	0,0533	0,0737	0,026702473	0,7724	0,786
Mode	5	0,205	0,0801	0,063	0,004421338	0,8525	0,849
Mode	6	0,16	0,0047	0,0084	0,067973754	0,8573	0,8574
Mode	7	0,097	0,017	0,033	-0,01528548	0,8742	0,8904
Mode	8	0,095	0,0381	0,0145	0,000437057	0,9124	0,9049
Mode	9	0,074	0,0002	0	-0,04384606	0,9126	0,9049
Mode	10	0,068	0,0003	0,026	0,0016933	0,9129	0,9309
Mode	11	0,059	0,0246	0,001	0,000456039	0,9375	0,9318
Mode	12	0,055	0,0037	0,0002	0,027337036	0,9413	0,932

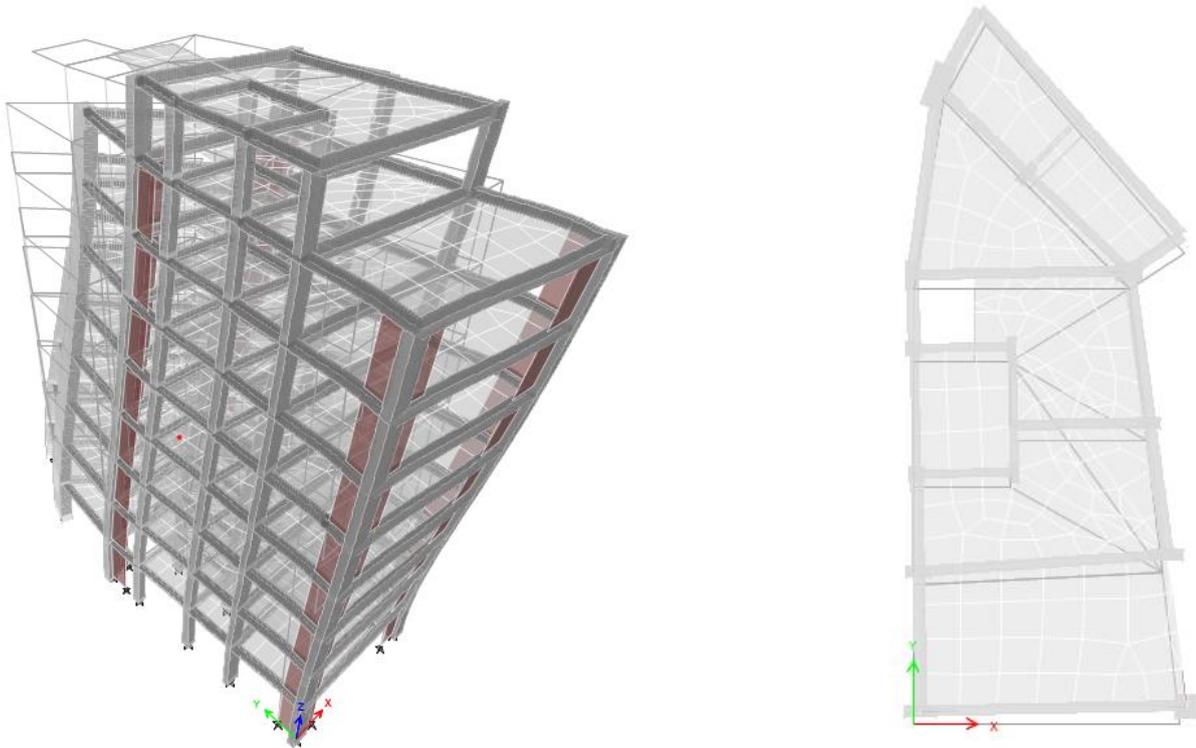


Figure VI-4 : Mode 1 après renforcement.

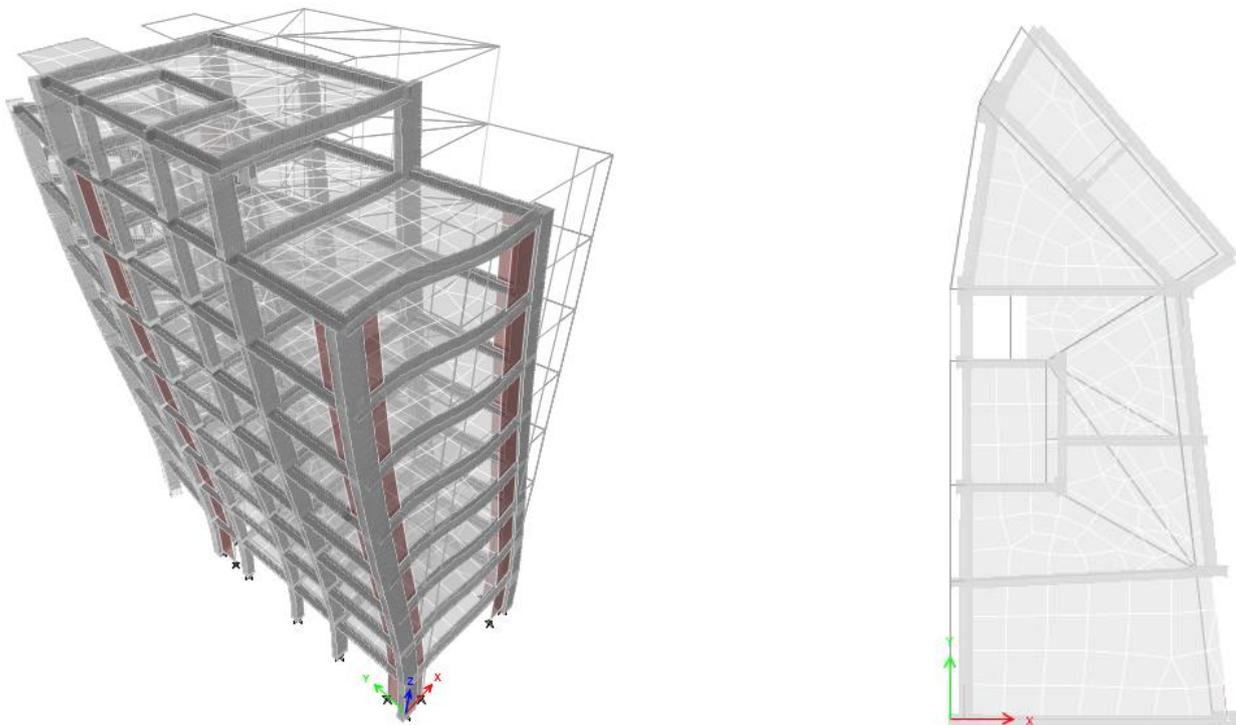


Figure VI-5 : Mode 2 après renforcement.

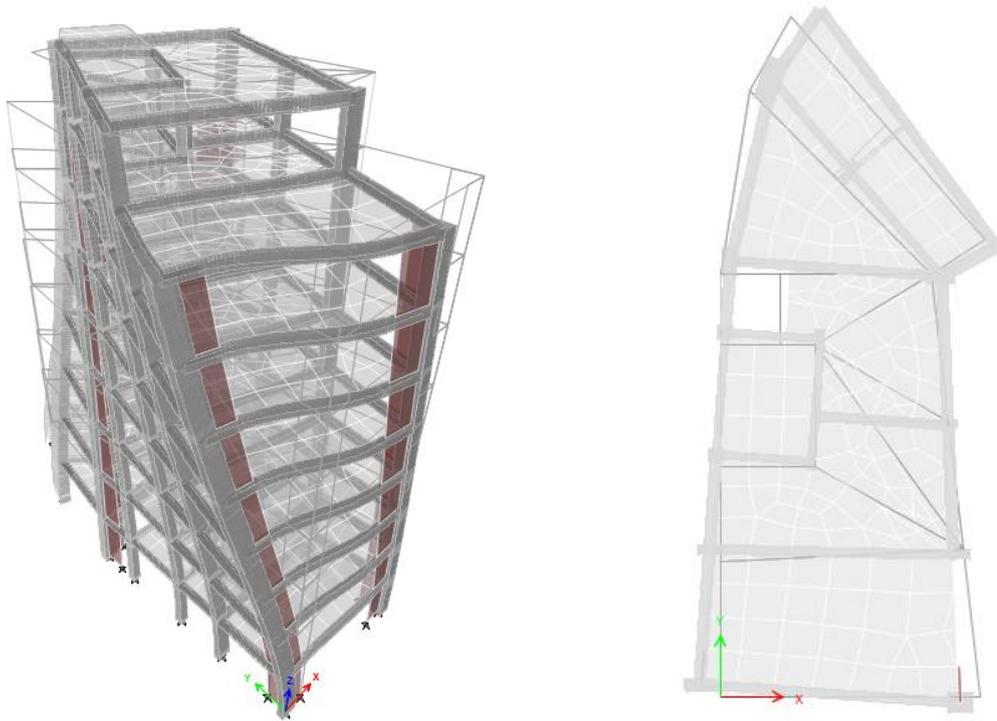


Figure VI-6 : Mode 3 après renforcement.

Nous remarquons que La somme des masses modales effectives pour les 12 modes retenus (92%) est supérieure à 90% de la masse totale structurel.

On cite le comportement des trois premiers modes :

- Mode N°1 : mode de translation selon Y.
- Mode N°2 : mode de translation selon X.
- Mode N°3 : mode de torsion.

Nous observons que par rapport à la structure avant renforcement, les deux premiers modes de vibration ont été modifiés. Cela est dû au changement du centre de rigidité suite à l'ajout de voiles. Le changement constaté est positif, car il se rapproche d'une translation parfaite pour ces deux modes, ce qui est fortement recommandé par la réglementation en vigueur.

En ce qui concerne la période fondamentale, nous observons qu'elle a diminué, ce qui est une conséquence attendue de l'ajout de voiles à la structure. L'ajout de voiles réduit la flexibilité de la structure, ce qui se reflète dans une diminution de sa période fondamentale.

VI.5.2 Vérification de l'effort tranchant

VI.5.2.1 Période fondamentale

Comme expliqué en détail dans le paragraphe précédent (II.6.2.1.1) du chapitre trois, deux périodes doivent être déterminées pour l'analyse de la structure. La première est obtenue à partir d'une approche analytique, tandis que la seconde est calculée à l'aide d'une méthode numérique.

En ce qui concerne la période empirique, la différence réside dans le coefficient C_t qui dépend du contreventement. Cependant, comme indiqué dans le Tableau II-12, sa valeur est la même pour un portique auto-stable en béton armé avec un remplissage en maçonnerie et un contreventement partiel assuré par des voiles. Par conséquent, les valeurs de la période empirique restent inchangées.

Les valeurs des deux périodes sont les suivantes :

$$\begin{cases} T_x = 0,55 \text{ s} \\ T_y = 0,48 \text{ s} \end{cases}$$

Pour ce qui est des périodes numériques est celle obtenue par le modèle éléments finis sur le logiciel **ETABS 20**

$$T_{analytique} = 0,75 \text{ s}$$

Après avoir effectué les calculs des périodes analytique et numérique, il reste à vérifier si la condition exigée par le RPA est satisfaite ou non :

$$\begin{aligned} T_{Analytique} < 1.3 T_{Empirique} &\rightarrow 0,75s > 1.3 \times 0,55 = 0,72 \text{ s} \\ T_{Analytique} < 1.3 T_{Empirique} &\rightarrow 0,75s > 1.3 \times 0,48 = 0,62 \text{ s} \end{aligned}$$

⇒ Donc, la condition n'est pas vérifiée pour les deux sens .

Les périodes retenues pour le calcul du facteur d'amplification dynamique pour les axes x et y respectivement est de 130% de la période empirique.

$$\begin{cases} T_x = 0,72 \text{ sec} \\ T_y = 0,62 \text{ sec} \end{cases}$$

VI.5.2.2 Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

Comme expliqué en détail dans le paragraphe précédent (II.6.2.1.2), l'effort tranchant est calculé à l'aide de la formule (III-21). Dans ce contexte, les modifications suivantes sont prises en compte :

$$\xi = 10\% \quad \text{voir (Tableau II. 2)}$$

Et donc selon la formule (II.17) :

$$\eta = 1,82$$

En ce qui concerne le facteur de qualité, on se réfère au Tableau II-12. Contrairement à la structure avant renforcement, nous constatons que le critère « Régularité en plan » a été observé. Par conséquent :

$$Q = 1,3$$

Enfin nous indiquons dans les tableaux suivants les poids massiques correspondante aux deux variantes :

Tableau VI-2 : Poids sismiques de la structure "Après renforcement ".

Niveaux	hn(m)	Wn(KN)	
8ème Étage	24.69	435,4307	
7ème Étage	22.24	1143,9853	
6ème Étage	19.46	1252,8863	
5ème Étage	16.68	1296,1593	
4ème Étage	13.9	1424,7145	
3ème Étage	11.12	1379,7302	
2ème Étage	8.34	1379,7301	
1ère Étage	5.56	1379,7301	
RDC	2,78	1379,7301	

Cela nous amène à pouvoir estimer la valeur de l'effort tranchant par la méthode statistique équivalente dans les deux directions :

$$\begin{cases} V_{Statique x} = 766,63 \text{ KN} \\ V_{Statique y} = 843,33 \text{ KN} \end{cases}$$

VI.5.2.2.1 Calcul de l'effort tranchant par la méthode modale spectrale

Les valeurs des efforts tranchants pour les deux sens X et Y sont prises grâce au logiciel ETABS.

VI.5.2.2 Vérification de l'effort tranchant

D'après les règles **RPA99 version 2003**, il faut que :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{\text{dynamique}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{statique} .

$$0.80 \times V_{\text{statique } x} < V_{\text{dynamique}} \quad \rightarrow \quad 0.80 \times V_{\text{statique } x} = 613,3 \text{ KN}$$

$$0.80 \times V_{\text{statique } y} < V_{\text{dynamique}} \quad \rightarrow \quad 0.80 \times V_{\text{statique } y} = 674,67 \text{ KN}$$

⇒ Alors la condition est vérifiée.

VI.5.3 Vérification du déplacement inter-étage

Les déplacements inter-étages sont calculés comme expliqué dans le paragraphe III.6.3.2. Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction X après renforcement.

Niveaux	d_{ek}^x (mm)	d_k^x (mm)	Δ_k^x	1% h_e	Observation
8ème	20,965	104,825	6,725	24.5	Vérifiée
7ème	19,62	98,1	12,035	27.8	Vérifiée
6ème	17,213	86,065	13,255	27.8	Vérifiée
5ème	14,562	72,81	13,14	27.8	Vérifiée
4ème	11,934	59,67	14,135	27.8	Vérifiée
3ème	9,107	45,535	14,82	27.8	Vérifiée
2ème	6,143	30,715	14,23	27.8	Vérifiée
1er	3,297	16,485	11,445	27.8	Vérifiée
RDC	1,008	5,04	5,04	27.8	Vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification des déplacements inter étages selon la direction Y après renforcement.

Niveaux	d_{ek}^y (mm)	d_k^y (mm)	Δ_k^y	1% h_e	Observation
8ème	22,89	114,45	5,65	24.5	Vérifiée
7ème	21,76	108,8	12,885	27.8	Vérifiée
6ème	19,183	95,915	13,085	27.8	Vérifiée
5ème	16,566	82,83	12,67	27.8	Vérifiée
4ème	14,032	70,16	17,94	27.8	Vérifiée
3ème	10,444	52,22	17,925	27.8	Vérifiée
2ème	6,859	34,295	16,42	27.8	Vérifiée
1er	3,575	17,875	12,6	27.8	Vérifiée
RDC	1,055	5,275	5,275	27.8	Vérifiée

Nous remarquons que, par rapport au modèle initial, les déplacements inter-étages sont vérifiés, ce qui est attribuable à la rigidification de la structure, conduisant ainsi à une diminution des déformations.

VI.5.4 Analyse Push-over

VI.5.4.1 Choix du chargement

Dans le chapitre sur l'analyse statique non linéaire, nous avons souligné la complexité du choix d'un chargement modal en raison des modes couplés. Cependant, après le renforcement de la structure, nous constatons l'apparition de modes de translation. Cela rend l'application d'un chargement uniaxial plus réaliste et se rapproche davantage de l'approche préconisée par la méthode.

Il est important de souligner que, en plus du chargement modal, nous avons également utilisé le chargement uniforme comme une alternative. Cette approche permet de considérer différentes conditions de charge et d'évaluer la réponse de la structure de manière plus globale.

Ainsi, le renforcement de la structure a non seulement permis d'améliorer sa performance sismique et d'envisager l'application d'un chargement uniaxial, mais il offre également la possibilité d'explorer d'autres scénarios de chargement, tels que le chargement uniforme. Cela permet une analyse plus complète de la réponse sismique de la structure et une prise de décision plus éclairée concernant les mesures de renforcement nécessaires.

VI.5.4.2 Courbe de vulnérabilité

Afin d'observer l'évolution du comportement de notre structure après renforcement, nous présentons ci-dessus les nouvelles courbes de vulnérabilité obtenues :

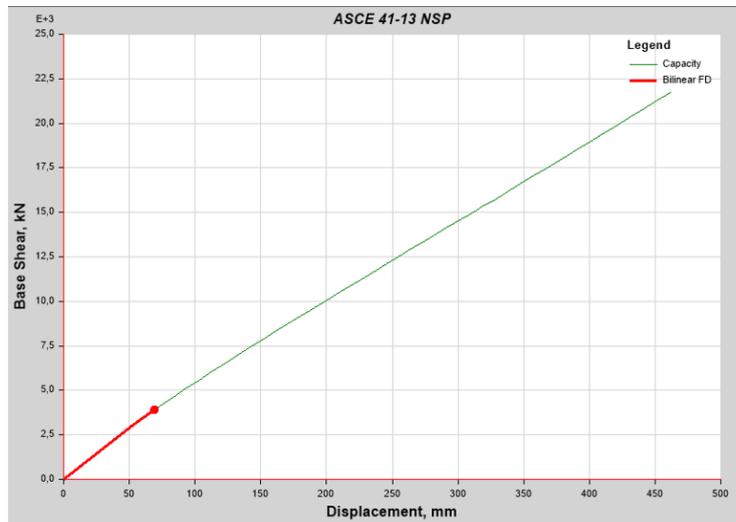


Figure VI-7 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement uniforme) après renforcement.

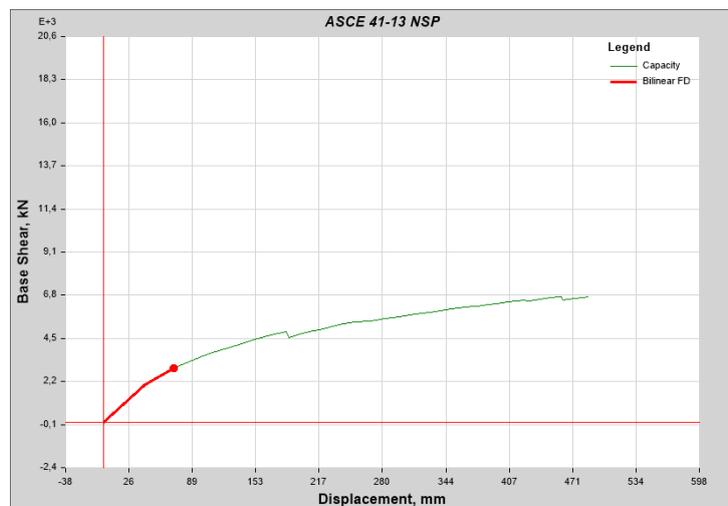


Figure VI-8 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens Y (Chargement uniforme) après renforcement.

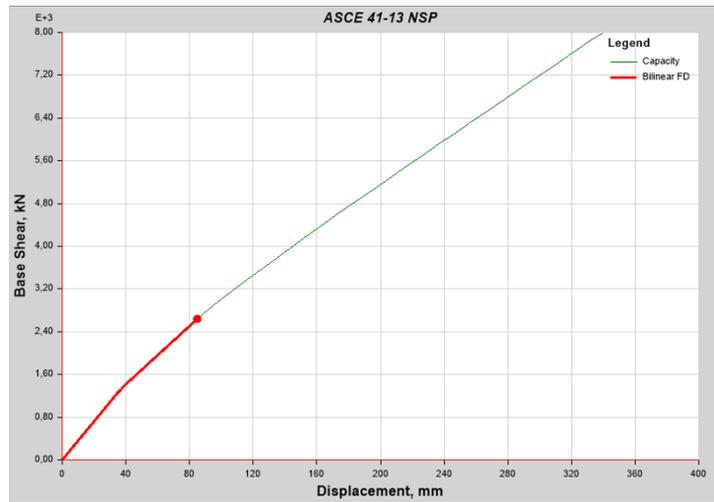


Figure VI-9 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement modale) après renforcement.

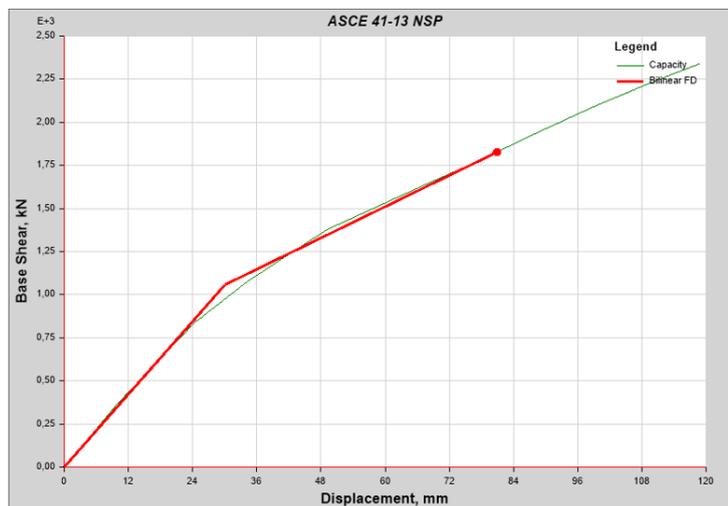


Figure VI-10 : Courbe de vulnérabilité é dans le sens X (Chargement modale) après Renforcement.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats correspondant au point de performance de la structure avant et après renforcement, afin de pouvoir observer son évolution.

Tableau VI-5 : valeurs du point de performance avant et après renforcement.

Point de performance		Effort tranchant F_p (KN)		Déplacement cible D_p (mm)	
		Avant renforcement	Après renforcement	Avant renforcement	Après renforcement
Chargement uniforme	Sens xx	1963,07	3892,36	102,69	69,16
	Sens yy	1882,94	2412,38	97,61	70,42
Chargement triangulaire	Sens xx	1590,20	/	107,58	/
	Sens yy	1649,62	/	102,47	/
Chargement triangulaire	Sens xx	/	2644,40	/	84,99
	Sens yy	/	1828,25	/	80,96

Nous constatons en premier lieu une amélioration significative du déplacement cible, correspondant en moyenne à 85% de sa valeur initiale. Cela démontre l'influence importante de l'ajout des voiles qui renforce la rigidité globale de la structure, réduisant ainsi les déformations et les déplacements indésirables.

Nous remarquons aussi que les voiles contribuent à augmenter la capacité de charge de la structure, permettant de supporter des charges plus importantes sans compromettre sa stabilité.

VI.5.4.3 Dégradation de la structure

Nous avons constaté dans le chapitre 4 que, dans le cas de l'application de la charge triangulaire dans le sens X, certaines rotules correspondant au béton d'enrobage se sont complètement plastifiées. La figure suivante représente ce même cas après renforcement :

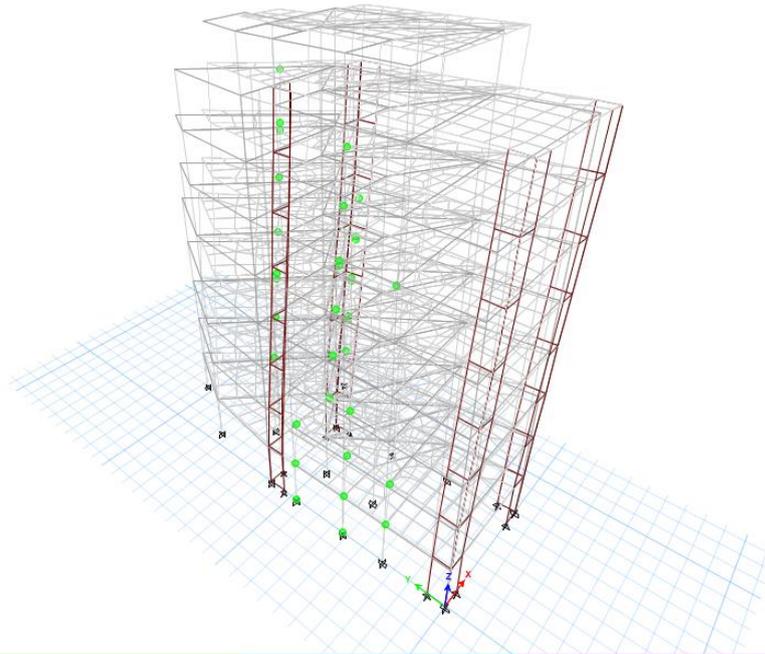


Figure VI-11 : Formation des rotules plastiques au point de performance

Nous constatons que toutes les rotules de la structure sont partiellement plastifiées, ce qui indique un comportement acceptable avec des dommages minimaux. Pour appuyer ces résultats, nous présentons ci-dessus les niveaux de dommages pour le cas le plus défavorable « Sous chargement modale xx » :

Tableau VI-6 : Courbe bilinéaire de la courbe de vulnérabilité les plus défavorable après renforcement.

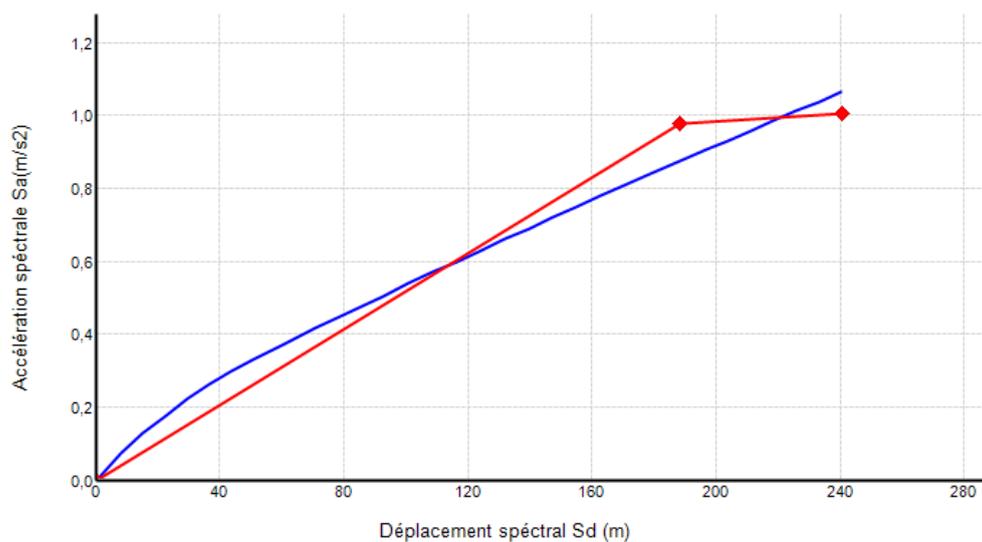


Tableau VI-7 : Niveau de dommage sens X "Chargement triangulaire ".

Niveaux d'endommagement	Degré de dommages	Déplacement spectral associé
Niveau 1	D1	75,26
	D2	150,53
Niveau 2	D3	175,02
Niveau 3	D4	180,57
Niveau 4	D5	240,76

En analysant les résultats présentés dans le tableau V-5, nous constatons que le déplacement cible atteint une valeur de 84,99 mm, ce qui le situe dans la plage D2 selon la classification utilisée.

En nous référant à l'échelle de dommage définie par EMS-98 (Tableau IV-2), nous pouvons conclure que la structure présente des dommages légers au niveau de la structure elle-même, tandis que des dommages modérés sont observés au niveau des éléments non structuraux. Cette conclusion est cohérente avec l'absence de développement d'une rotule complètement plastifiée. De plus, nous notons une réduction significative des dommages par rapport à la structure non renforcée.

Ainsi, les résultats obtenus indiquent que malgré les dommages constatés, la structure a maintenu une certaine résistance et capacité de charge. Les mesures de renforcement mises en œuvre ont permis de limiter les dommages structurels, ce qui est en accord avec l'objectif de préserver l'intégrité et la fonctionnalité de la structure lors d'un événement sismique.

VI.6 Conclusion

Le chapitre "Étude de renforcement préliminaire" de notre projet de fin d'études s'est concentré sur l'utilisation de voiles pour renforcer notre structure afin de la rendre conforme à la réglementation parasismique algérienne. L'objectif principal était de vérifier les conditions requises énoncées dans cette réglementation et de s'assurer qu'elles étaient satisfaites. De plus, nous avons effectué une analyse de poussée pour évaluer l'amélioration des performances de la structure et l'évolution des niveaux de dommage.

Les résultats obtenus ont été prometteurs, car le renforcement à l'aide des voiles a permis de répondre aux exigences de la réglementation parasismique. Les vérifications réalisées ont confirmé que la structure respectait désormais les critères spécifiés, assurant ainsi une meilleure résistance aux séismes.

L'analyse de poussée a révélé une amélioration significative du comportement de la structure, tant du point de vue de sa performance globale que de la réduction des niveaux de dommage attendus lors d'un événement sismique. Cette amélioration renforce la sécurité de la structure et sa capacité à faire face aux sollicitations sismiques.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude constitue la phase finale de notre formation d'ingénieur et représente une opportunité de s'initier à la recherche. Ce travail nous a permis, tout d'abord, de passer en revue les différents types de pathologies dans le domaine du bâtiment, en comprenant leurs origines et les facteurs qui déterminent l'ampleur des dommages. Le diagnostic des pathologies nécessite une évaluation approfondie afin de collecter les informations pertinentes permettant de déterminer l'étendue des dommages dans les différents éléments des structures endommagées. Cette étape est cruciale pour les ingénieurs afin de choisir les bonnes recommandations.

L'étude de l'évaluation de la vulnérabilité sismique commence par un calcul de la structure ou des éléments de structure concernés sur la base des prescriptions parasismiques. Pour ce faire, il faut d'abord estimer la capacité disponible avec un soin particulier. A partir de cette évaluation, une solution de renforcement peut être développée. Dans notre projet, nous avons opté pour la vérification, selon les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA 99 version 2003), d'un bâtiment existant en RDC+08 en forme irrégulière : la Daïra de la wilaya de Constantine sise avenue Kitouni Abdelmalek sans normes parasismiques.

En premier lieu, nous avons vérifié cette structure vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003). D'après les résultats obtenus, découlant de l'analyse dynamique et sismique linéaires de la structure, il a été constaté qu'elle n'est pas suffisamment dimensionnée vis-à-vis d'une action sismique probable.

Afin de consolider cet état, une analyse capacitaire (statique non linéaire) a été réalisée, par la suite, en utilisant la méthode PUSHOVER. Les résultats de cette analyse mettent en exergue la déficience de la structure due à une capacité de résistance et de déformabilité moyenne dans la direction longitudinale, où les valeurs d'effort tranchant et de déplacement obtenus sous l'effet du séisme ne dépassent pas les valeurs de la capacité de la structure. Ainsi, la performance sismique de cette structure est atteinte avec des dommages contrôlés. Ensuite, une analyse dynamique non linéaire par accélérogramme a été réalisée à titre indicatif, confirmant les résultats de l'analyse statique non linéaire. Les résultats obtenus ont montré que même si la structure n'a pas vérifié toutes les conditions du RPA, en particulier en ce qui concerne la vérification des déplacements inter-étages, notre structure, après une analyse non linéaire, démontre une performance et une ductilité acceptables. Cela nous amène à avancer que le RPA 99 version 2003 présente une marge de sécurité dans son critère de conception parasismique.

Ces conclusions nous incitent à rechercher des solutions de renforcement pour rendre la structure conforme au règlement parasismique algérien, c'est-à-dire la rendre plus sûre. Enfin, après avoir choisi le renforcement.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [II.1]** RPA, Règlement parasismique algérienne RPA99/Version 2003.
- [II-2]** ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems
- [II-3]** BA1945, règles d'utilisation du béton armé 1945.
- [III.1]** ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems.
- [III.2]** DTR B.C .2.2 : Charges permanentes et surcharge d'exploitations.
- [IV.1]** Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : Theory and preliminary evaluation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.
- [IV.2]** FEMA P-58-1. (2012). *Seismic Performance Assessment of Buildings : Volume 1 - Methodology* (FEMA P-58-1/February 2012). Federal Emergency Management Agency.
- [IV.3]** ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council.
- [IV.4]** Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of the capacity of existing buildings to resist seismic effects. *Earthquake Spectra*, 10(4), 617-653.
- [IV.5]** Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [IV.6]** Gélébart, L., & Chataigner, S. (2007). *Mécanique des matériaux composites*. Dunod.
- [IV.7]** Ragueneau, F., & Mazzilli, C. (2013). *Modélisation des matériaux en mécanique des structures*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [IV.8]** Earthquake Engineering Research Institute (EERI). (1998). EERI seismic damage scale. *Earthquake Spectra*, 14(2), 557-586.

- [V.1]** Chopra, A. K. (2001). Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall.
- [V.2]** Boore, D. M. (2003). Simulation of ground motion using the stochastic method. Pure and Applied Geophysics, 160(3-4), 635-676.
- [V.3]** Fahjan, Yasin.M. 2008. « Selection and Scaling of Real Earthquake Accèlèrograms to Fitthe Turkish Design Spectra ». vol. 19, p. 4423-4444.
- [V.4]** Mestat P.H., Prat M. et al. (1999) Ouvrages en interaction, Hermès publications,Paris
- [V.5]** Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N. (1970) Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes, Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-257
- [VI.1]** Léger, M. (2014). Renforcement parasismique des bâtiments existants : Guide d'application. Éditions du CSTB.
- [VI.2]** Gélébart, L., & Chataigner, S. (2007). Mécanique des matériaux composites. Dunod.
- [VI.3]** AFNOR. (2005). Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3: Évaluation et renforcement des bâtiments. AFNOR.
- [IV.1]** BOUMERDES Project. (2004). Report on the Boumerdès Earthquake of 21 May 2003. BRGM.
- [IV.2]** Yelles-Chaouche, A. K., Bard, P. Y., & Derras, B. (2007). Site effects assessment in the city of Boumerdès (Algeria) using seismic noise and earthquake recordings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27(6), 515-530.
- [IV.3]** Lamara, S. (2014). Constantine, des origines à l'époque ottomane. Editions El Djazair. Amarouche, F. (2010). Constantine, carrefour entre les régions Est et Nord-Est de l'Algérie. In Actes du 1er colloque international sur l'Est Algérien (pp. 33-46). Editions CRASC.
- [IV.4]** Bracène, R., & Messaoudi, F. (2017). Géologie et ressources minérales de l'Algérie. Editions ANEP.

[IV.5] Bounif, A. (1990). La région de Constantine : étude géodynamique. Mémoires de la Société Géologique de France, 156, 1-198.

[IV.6] Bounif, A., Sellaou, M., Deschamps, A., & Meghraoui, M. (1987). Les séismes de Constantine : avril-mai 1985. Bulletin de la Société Géologique de France, 8(1), 59-68.

Annexe A

La synthèse des données géomorphologiques, géologiques, géotechniques nous a permis de donner à grands traits les conclusions et recommandations suivantes :

- Les sols sous-jacents sont formés essentiellement par une alternance de marnes avec de bonnes caractéristiques géomécaniques.
- Les sols sont non gonflants et non agressifs envers les bétons.
- La valeur de la contrainte pour l'ensemble du site n'est donnée qu'à titre indicatif.
- Une carte géotechnique de synthèse a été fournie en annexe de ce rapport afin de mettre en évidence le zoning indiquant des recommandations sur les aménagements futurs.
- Le site est stable à l'heure actuelle avec des surcharges importantes et cela malgré des actions anthropiques illicites.
- D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003, la zone sismique de la wilaya de Constantine serait classée dans la zone IIa de sismicité faible à modérée. Ce paramètre doit être pris en considération par les concepteurs des projets.
- La carte de synthèse géotechnique établie a essentiellement une valeur de mise en garde et qu'elle ne dispense pas les décideurs de réaliser des études géotechniques ponctuelles et plus précises des zones qu'ils envisagent d'aménager.
- L'historique de l'aménagement du site et les données de la présente étude nous indiquent que le site est aménageable dans toutes ses dimensions.
- Sur la partie nord en pente il y a lieu de faire adapter les projets au site et non le site aux projets.
- Le traitement éventuel des talus doit être fait à base de données de stabilité.
- Les ruissellements des eaux de tout forme qu'elle soit doivent faire l'objet d'études spécifiques et par des organismes spécialisés .
- Les rives des oueds parcourant le site dans sa partie sud doivent être bien endiguées pour éviter leur débordement.

Annexe B

Les tableaux ci-dessous illustrent les diverses valeurs des efforts réduits et leur conformité avec les exigences de la réglementation parasismique en Algérie :

Tableau 0-1 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 1".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	712,42	0,00014183	0,3	Vérifié
55x60	783,22	0,00011078	0,3	Vérifié
25x65	841,35	0,00020737	0,3	Vérifié
25x85	1080,78	0,00024615	0,3	Vérifié
35x40	643,62	0,00020977	0,3	Vérifié
25x50	515,76	0,00017882	0,3	Vérifié
25x60	332,58	0,00011531	0,3	Vérifié
25x50	580,98	0,0002288	0,3	Vérifié
35x40	533,91	0,00010345	0,3	Vérifié
35x75	1040,38	7,23E-05	0,3	Vérifié
55x120	1265,49	0,00017528	0,3	Vérifié
45x75	629,34	0,00011358	0,3	Vérifié
60x25	799,12	0,00026045	0,3	Vérifié
30x30	407,47	0,00022597	0,3	Vérifié
35x70	829,91	0,00032684	0,3	Vérifié

Tableau 0-2 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 2".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	537,39	0,000106982	0,3	Vérifié
55x60	592,84	8,38505E-05	0,3	Vérifié
25x65	630,4	0,000155378	0,3	Vérifié
25x85	828,57	0,00018871	0,3	Vérifié
35x40	545,81	0,000177893	0,3	Vérifié
25x50	418,67	0,00014516	0,3	Vérifié
25x60	328,03	0,000181915	0,3	Vérifié
25x50	265,85	9,21746E-05	0,3	Vérifié
35x40	250,4	9,86137E-05	0,3	Vérifié
35x75	240,68	4,66326E-05	0,3	Vérifié
55x120	233,75	1,62505E-05	0,3	Vérifié
45x75	225,7	3,12617E-05	0,3	Vérifié
60x25	210	3,79013E-05	0,3	Vérifié
30x30	150,35	2,0825E-05	0,3	Vérifié
35x70	145,77	2,6309E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-3 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 3".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	537,39	0,000106982	0,3	Vérifié
55x60	592,84	8,38505E-05	0,3	Vérifié
25x65	630,4	0,000155378	0,3	Vérifié
25x85	828,57	0,00018871	0,3	Vérifié
35x40	545,81	0,000177893	0,3	Vérifié
25x50	418,67	0,00014516	0,3	Vérifié
25x60	328,03	0,000181915	0,3	Vérifié
25x50	265,85	9,21746E-05	0,3	Vérifié
35x40	250,4	9,86137E-05	0,3	Vérifié
35x75	240,68	4,66326E-05	0,3	Vérifié
55x120	233,75	1,62505E-05	0,3	Vérifié
45x75	225,7	3,12617E-05	0,3	Vérifié
60x25	210	3,79013E-05	0,3	Vérifié
30x30	150,35	2,0825E-05	0,3	Vérifié
35x70	145,77	2,6309E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-4 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 4".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	537,39	0,000106982	0,3	Vérifié
55x60	592,84	8,38505E-05	0,3	Vérifié
25x65	630,4	0,000155378	0,3	Vérifié
25x85	828,57	0,00018871	0,3	Vérifié
35x40	545,81	0,000177893	0,3	Vérifié
25x50	533,91	0,000185115	0,3	Vérifié
25x60	602,35	0,000334045	0,3	Vérifié
25x50	265,85	9,21746E-05	0,3	Vérifié
35x40	580,98	0,000228804	0,3	Vérifié
35x75	533,91	0,000103447	0,3	Vérifié
55x120	1040,38	7,2328E-05	0,3	Vérifié
45x75	1265,49	0,000175283	0,3	Vérifié
60x25	629,34	0,000113585	0,3	Vérifié
30x30	799,12	0,000110686	0,3	Vérifié
35x70	407,47	7,35412E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-5 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 5".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	448,53	8,92917E-05	0,3	Vérifié
55x60	495,59	7,00956E-05	0,3	Vérifié
25x65	528,98	0,000130381	0,3	Vérifié
25x85	703,6	0,000160248	0,3	Vérifié
35x40	494,07	0,000161029	0,3	Vérifié
25x50	363,92	0,000126177	0,3	Vérifié
25x60	467,65	0,000259344	0,3	Vérifié
25x50	230,1	7,97795E-05	0,3	Vérifié
35x40	210,24	8,27977E-05	0,3	Vérifié
35x75	457,45	8,86325E-05	0,3	Vérifié
55x120	9840,84	0,000684142	0,3	Vérifié
45x75	1545,45	0,00021406	0,3	Vérifié
60x25	629,34	0,000113585	0,3	Vérifié
30x30	799,12	0,000110686	0,3	Vérifié
35x70	407,47	7,35412E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-6 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 6".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	358,9	7,14485E-05	0,3	Vérifié
55x60	397,18	5,61766E-05	0,3	Vérifié
25x65	429,38	0,000105832	0,3	Vérifié
25x85	579,13	0,000131899	0,3	Vérifié
35x40	441,22	0,000143804	0,3	Vérifié
25x50	306,39	0,00010623	0,3	Vérifié
25x60	316,89	0,000175738	0,3	Vérifié
25x50	192,69	6,68088E-05	0,3	Vérifié
35x40	150,78	5,93809E-05	0,3	Vérifié
35x75	145,89	2,82667E-05	0,3	Vérifié
55x120	206,78	1,43755E-05	0,3	Vérifié
45x75	487,84	6,75707E-05	0,3	Vérifié
60x25	874,8	0,000157886	0,3	Vérifié
30x30	435,78	6,03598E-05	0,3	Vérifié
35x70	345,65	6,23838E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-7 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 7".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	268,96	5,35436E-05	0,3	Vérifié
55x60	298,13	4,21671E-05	0,3	Vérifié
25x65	331,47	8,16992E-05	0,3	Vérifié
25x85	450,9	0,000102694	0,3	Vérifié
35x40	348,74	0,000113663	0,3	Vérifié
25x50	246,07	8,53166E-05	0,3	Vérifié
25x60	5,35	2,96695E-06	0,3	Vérifié
25x50	154,77	5,36613E-05	0,3	Vérifié
35x40	475,87	0,000187409	0,3	Vérifié
35x75	876,98	0,000169918	0,3	Vérifié
55x120	789,78	5,49061E-05	0,3	Vérifié
45x75	324,75	4,49811E-05	0,3	Vérifié
60x25	228,97	4,13251E-05	0,3	Vérifié
30x30	573,86	7,94853E-05	0,3	Vérifié
35x70	678,45	0,000122448	0,3	Vérifié

Tableau 0-8 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 8".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	179,31	3,56964E-05	0,3	Vérifié
55x60	198,99	2,81449E-05	0,3	Vérifié
25x65	235,07	5,7939E-05	0,3	Vérifié
25x85	321,85	7,33027E-05	0,3	Vérifié
35x40	258,82	8,43556E-05	0,3	Vérifié
25x50	121,22	4,2029E-05	0,3	Vérifié
25x60	124,45	6,90162E-05	0,3	Vérifié
25x50	118,1	4,09472E-05	0,3	Vérifié
35x40	110,14	4,33759E-05	0,3	Vérifié
35x75	112,46	2,17895E-05	0,3	Vérifié
55x120	80,94	5,62701E-06	0,3	Vérifié
45x75	79,75	1,10462E-05	0,3	Vérifié
60x25	65,78	1,18721E-05	0,3	Vérifié
30x30	62,78	8,69565E-06	0,3	Vérifié
35x70	60,5	1,09192E-05	0,3	Vérifié

Tableau 0-9 : Vérification de l'effort normale "Niveaux 9".

Poteau	Nd (KN)	V (KN)	Condition	
30x80	179,31	3,56964E-05	0,3	Vérifié
55x60	198,99	2,81449E-05	0,3	Vérifié
25x65	235,07	5,7939E-05	0,3	Vérifié
25x85	321,85	7,33027E-05	0,3	Vérifié
35x40	258,82	8,43556E-05	0,3	Vérifié
25x50	121,22	4,2029E-05	0,3	Vérifié
25x60	124,45	6,90162E-05	0,3	Vérifié
25x50	118,1	4,09472E-05	0,3	Vérifié
35x40	110,14	4,33759E-05	0,3	Vérifié
35x75	112,46	2,17895E-05	0,3	Vérifié
55x120	80,94	5,62701E-06	0,3	Vérifié
45x75	79,75	1,10462E-05	0,3	Vérifié
60x25	65,78	1,18721E-05	0,3	Vérifié
30x30	62,78	8,69565E-06	0,3	Vérifié
35x70	60,5	1,09192E-05	0,3	Vérifié