

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Par : ABDELLA BENSOUULTANE Rania & LAZLAOUI Lina Meriem

Thème

**MÉTHODES HYBRIDES DE DÉTECTION ET LA
LOCALISATION DES DOMMAGES : APPLICATION À
LA TOUR FLÂT HÔTEL, PINS MARITIMES (ALGER)
R+22 CONTREVENTÉE PAR NOYAU CENTRAL**

Soutenu publiquement le 23 juin 2025 devant le jury composé de :

Mr. M. BENREDOUANE	MCB, ENSTP	Président
Mme. S. LARBI	MCB, ENSTP	Encadreur
Mr. M. ANNAD	MCB, ENSTP	Examineur
Mr. K. TOUNSI	MAA, ENSTP	Membre
Mme. A. ZAHAFI	MCB, ENSTP	Membre

Promotion 2024 / 2025

Remerciement

Toute réussite trouve sa source dans la volonté d'Allah. Je débute donc ce travail en exprimant ma profonde gratitude à Dieu, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires tout au long de ce parcours.

Je tiens ensuite à adresser mes remerciements les plus sincères à ma famille, véritable pilier dans ma vie. Votre soutien inconditionnel, vos encouragements constants et votre confiance en moi ont été une source essentielle de motivation. C'est à vous que je dois l'équilibre et la force qui m'ont permis d'aller jusqu'au bout de ce projet.

Je tiens à remercier chaleureusement Madame Selma LARBI, mon encadrante, pour son accompagnement précieux, ses conseils pertinents et sa disponibilité tout au long de ce projet. Sa rigueur, sa bienveillance et la qualité de son encadrement ont grandement contribué à la réussite de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur Salim TAFRAOUT pour ses orientations, son écoute et ses conseils.

Je souhaite exprimer ma reconnaissance à Monsieur Raouf BENCHARIF et Monsieur Djihad CHABANE pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, ainsi que pour leurs interventions pertinentes et encourageantes, qui ont apporté un éclairage utile à mon projet.

Je tiens à remercier Monsieur Fouzi BELHOUCHE, mon encadrant au sein du bureau d'études BEREP, pour son accompagnement attentif, sa disponibilité et son professionnalisme.

Je remercie aussi Monsieur Djamel MOURACHEDI, directeur de BEREP, pour m'avoir accueillie dans son équipe et offert un environnement favorable à l'apprentissage et au développement de mes compétences.

Je remercie également Monsieur Abdellatif HENNACHI, doctorant au département de Génie Civil de l'ENP pour sa disponibilité et sa précieuse contribution à ce mémoire.

Un remerciement tout particulier à ma binôme Rania ABDELLA BENSOUULTANE, avec qui j'ai partagé cette aventure du début à la fin. Merci pour ton sérieux, ta persévérance et la confiance mutuelle qui ont rendu notre collaboration agréable et efficace.

Enfin, je remercie toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Chacune, à sa manière, a laissé une trace dans ce parcours. Merci du fond du cœur.

Lina

Dédicace

*Je dédie ce mémoire à mes chers parents,
qui ont toujours été à mes côtés et m'ont soutenue tout au long de ces longues années
d'études.*

*En signe de reconnaissance, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude pour
tous les efforts et sacrifices consentis afin de me voir réussir.*

*À ma sœur Ryane et mon frère Noufel, pour leur présence, leur affection et leur soutien
constant.*

*À toute ma famille, pour l'amour, la patience et les encouragements qui m'ont portée
jusqu'ici.*

*À tous ceux qui me sont chers,
à celles et ceux qui m'ont aidée et encouragée, de près ou de loin,
qui ont été présents à mes côtés et m'ont accompagnée tout au long de mon parcours
d'études.*

Lina

Remerciement

Ce mémoire vient clore un chapitre important de mon parcours académique. Il est le résultat de plusieurs mois de travail, d'engagement et d'efforts constants. Mais il est surtout le reflet de tout ce que j'ai appris, construit et partagé grâce à l'accompagnement et au soutien des personnes qui m'ont entouré tout au long de mon parcours.

Avant tout, je remercie Allah, Le Tout-Puissant et Le Bienveillant, de nous avoir accordé le succès, les bénédictions, la santé, et surtout le courage nécessaire pour mener à bien ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma famille, pour son soutien constant, son encouragement et son amour tout au long de ce parcours. Leur présence bienveillante et leur confiance ont été pour moi une source inépuisable de force et de réconfort.

Je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères à Mme Larbi Selma Hanane, mon encadrante, pour son accompagnement tout au long de ce travail. Sa disponibilité, son écoute attentive et bienveillante, ainsi que sa capacité à trouver les mots justes pour nous encourager ont été d'un immense réconfort. Ses conseils avisés, son soutien constant et son expertise ont largement contribué à la qualité de ce mémoire.

Je remercie également M. Salim Taфраout pour son aide précieuse, ses conseils avisés et le temps qu'il nous a généreusement consacré. Son expertise nous a été d'une aide précieuse pour poursuivre ce travail.

Je remercie également Monsieur Raouf Bencharif et Monsieur Djihade Chabane pour le temps qu'ils nous ont accordé, ainsi que pour leurs conseils éclairés et leurs orientations précieuses, qui ont largement contribué à la richesse de ce travail.

Je remercie sincèrement M. Belhouchet Fouzi pour son accompagnement tout au long de mon stage. Sa générosité dans le partage de ses connaissances, son écoute attentive, ses conseils pratiques et son expertise ont contribué à enrichir mon apprentissage et à renforcer mes compétences.

Je tiens à remercier M. Mourached Djamel, directeur du bureau d'étude BEREP, pour son accueil et son accompagnement qui ont contribué au bon déroulement de mon stage.

Je tiens à remercier sincèrement Monsieur Abdellatif HENNACHI, doctorant au département de Génie Civil de l'ENP pour l'aide précieuse qu'il a apportée pour la réalisation de ce travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements à ma binôme, Lazaloui Lina Meriem pour son excellent travail, son sérieux, sa motivation et son engagement tout au long de ce parcours commun. Sa présence et la qualité de notre collaboration ont grandement contribué un travail enrichi.

Enfin, une pensée sincère à toutes les personnes qui m'ont accompagnée et soutenue tout au long de ce parcours. Leur présence, leurs conseils et leur bienveillance ont été essentiels à l'accomplissement de ce travail.

Rania

Dédicace

Portée par mes plus sincères sentiments de respect et de reconnaissance, je dédie ce travail

*À mon paradis sur terre, à ma source de joie et d'amour,
à ma lune et au fil d'espoir qui éclaire mon chemin, à ma moitié, ma chère maman.*

*À mon cher papa, mon pilier, mon guide, pour ta présence à mes côtés dans l'ombre
comme dans la lumière, et pour cet amour que tu m'offres à chaque instant qui me donne
chaque jour la force.*

À mon frère Amine, pour tout l'amour qu'il me réserve.

*À tous les membres de ma grande famille : mon oncle, mes tantes, mes cousines et mes
amis, pour leur affection et leur soutien constants.*

*À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à ma réussite,
et à toutes les personnes qui m'aiment et me portent dans leur cœur.*

Rania

العنوان

طرق هجينة لكشف وتحديد موقع الأضرار، تطبيق على مبنى إستراتيجي.

ملخص

أصبحت مراقبة الهياكل في المناطق الزلزالية مسألة ذات أهمية كبرى في مجال الهندسة المدنية، خاصة عندما يتعلق الأمر بالمباني شاهقة الارتفاع. في هذا السياق تم إجراء دراسة على البرج "B" في الفندق الواقع في منطقة الصنوبر البحري بالجزائر العاصمة، وهو مبنى يتكون من 22 طابقا فوق الأرض وطابقين تحت الأرض ويبلغ ارتفاعه 88,9 مترا ويقع في منطقة زلزالية.

شملت المرحلة الأولى من هذا العمل تطوير نموذج عددي للهيكل باستخدام برنامج ETABS ثم تنفيذ تحليل زلزالي تلاه حساب العناصر الإنشائية وفقاً لأحكام المدونة الجزائرية للبناء المقاوم للزلازل (RPA 2024) أما في المرحلة الثانية، فقد تم تطوير نظام لمراقبة الاهتزازات. حيث استخدمت خوارزمية وراثية بهدف تحسين عدد أجهزة الاستشعار وتحديد مواقعها المثلى، كما تم استخدام شبكة عصبية اصطناعية للكشف عن الأضرار المحتملة، وتحديد أماكنها، وتقدير شدتها، مع التركيز على إمكانية الكشف عن أضرار متعددة في آن واحد اعتماداً على الاستجابات الاهتزازية للهيكل.

يبرز هذا العمل أهمية دمج الأساليب التقليدية للهندسة المدنية مع أدوات الذكاء الاصطناعي، لتعزيز مرونة الهياكل وسلامتها واستدامتها في مواجهة المخاطر الزلزالية.

الكلمات المفتاحية

مراقبة الصحة الهيكلية، الشبكة العصبية الاصطناعية، الخوارزمية الوراثية، RPA 2024، أجهزة الاستشعار، الكشف عن أضرار متعددة، مراقبة الاهتزازات، الذكاء الاصطناعي، نمذجة عددية، ETABS.

Titre

Méthode hybrides de détection des dommages, appliquées à une tour stratégique.

Résumé

La surveillance des structures en zone sismique est devenue un enjeu majeur dans le domaine du génie civil, notamment pour les bâtiments de grande hauteur. C'est dans ce contexte qu'une étude a été menée sur la Tour B du Flat Hôtel des Pins Maritimes, une structure de 22 étages avec deux sous-sols, atteignant une hauteur de 88,9 m et implantée en zone à forte sismicité.

La première phase de ce travail a consisté à modéliser numériquement la structure à l'aide du logiciel ETABS, à réaliser une analyse sismique, puis à calculer les éléments structuraux conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

Dans une seconde phase, un système de surveillance vibratoire a été développé. Un algorithme génétique a été employé pour optimiser le nombre et l'emplacement des capteurs, et un réseau de neurones artificiels (RNA) a été mis en place afin de détecter, localiser et estimer la sévérité des dommages multiples éventuels en se basant sur les réponses vibratoires de la structure.

Ce travail met en lumière l'intérêt de combiner les méthodes classiques du génie civil avec les outils de l'intelligence artificielle, afin de renforcer la résilience, la sécurité et la durabilité des structures exposées aux risques sismiques.

Mots clés

Surveillance de la santé structurelle, Réseau de neurones artificiels ; algorithme génétique, RPA 2024, capteurs, détection des dommages multiples, surveillance vibratoire, intelligence artificielle, modélisation numérique, ETABS.

Title

Hybrid method for detecting and locating damages, Application to a strategic building.

Abstract

Structural Health Monitoring in seismic zones has become a major issue in the field of civil engineering, especially for high-rise buildings. In this context, a study was conducted on Tower B of the Flat Hotel in Pins Maritimes, a 22-story structure with two underground levels, reaching a height of 88.9 meters and located in a high seismic risk zone.

The first phase of this work involved developing a numerical model of the structure using the ETABS software, performing seismic analysis, and then calculating the structural elements in accordance with the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

In the second phase, a vibration monitoring system was developed. A genetic algorithm was used to optimize the number and placement of sensors, and an artificial neural network (RNA) was implemented to detect, locate, and estimate the severity of multiple damage scenarios based on the structure's vibrational responses.

This work highlights the importance of combining traditional civil engineering methods with artificial intelligence tools to enhance the resilience, safety, and sustainability of structures exposed to seismic risks.

Key words

Structural health monitoring, Artificial neural network, Genetic algorithm, RPA 2024, Sensors, Multiple damage detection, Vibration monitoring, Artificial intelligence, Numerical modeling, ETABS.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
-----------------------------	---

CHAPTRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction.....	4
I.2. Les structures contreventées par noyau central.....	5
I.2.1. Définition du noyau central.....	5
I.2.2. Contenu du noyau.....	6
I.2.3. Aspect technique du noyau central.....	6
I.2.4. Détermination de l'emplacement du noyau central.....	6
I.3. Structural Health Monitoring (SHM).....	7
I.4. Surveillance vibratoire	8
I.4.1. Composants d'un système de surveillance vibratoire d'une structure	9
I.4.2. Types des capteurs.....	9
I.4.3. Système d'acquisition	10
I.5. Méthodes d'optimisation des emplacements des capteurs (points de mesure) basés sur les Algorithmes Génétiques	11
I.5.1. Applications dans l'optimisation des emplacements des capteurs :.....	11
I.6. Les méthodes de surveillance vibratoire.....	11
I.6.1. Méthode basée sur la variation des fréquences naturelles.....	11
I.6.2. Méthodes basées sur les déformées modales	13
I.6.2.1. Méthode basée directement sur les déformées modales.....	13
I.6.2.2. Méthode basée sur les courbures modales	14
I.6.2.3. Méthode basée sur la variation de la matrice de flexibilité.....	15
I.6.3. Méthode basée sur l'analyse des variations de l'amortissement.....	16
I.6.4. Méthodes dans le domaine temps-fréquence	16
I.6.5. Méthodes utilisant des outils de l'IA.....	16
I.7. SHM et fiabilité.....	18

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction	19
II.2. Situation géographique	19
II.3. description du projet	20
II.4. Dimensions en plan	21
II.5. Dimensions en élévation.....	21
II.6. Système de contreventement	22
II.7. Implantation de la structure	22
II.7.1. Classification du site	22
II.7.2. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique	23
II.7.3. Classification de l'ouvrage selon son importance	23
II.8. Les caractéristiques des matériaux béton et acier.....	23
II.8.1. Béton.....	23
II.8.2. Résistances caractéristiques du béton	23
II.8.3. Acier.....	25
II.8.4. Résistance caractéristique	25

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

III.1. Introduction	27
III.2. Pré dimensionnement des planchers.....	27
III.2.1. Détermination des épaisseurs	28
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges	29
III.2.2.1. Charges d'exploitation.....	30
III.2.2.2. Plancher terrasse inaccessible.....	30
III.2.2.3. Plancher étage courant.....	31
III.3. Pré dimensionnement des poutres	31
III.3.1. Poutres sens Y.....	31
III.3.2. Poutres sens X	32
III.4. Pré dimensionnement des poteaux	33
III.4.1. Calcul de la surface coffrée de poteau.....	34

III.4.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	35
III.4.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation :	36
III.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024	40
III.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux.....	41
III.5. Pré dimensionnement des voiles	42
III.5.1. Pré dimensionnement de noyau central	43
III.5.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques.....	45

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

IV.1. Introduction	46
IV.2. Modèle numÉrique de la structure.....	46
IV.3. Analyse modale.....	50
IV.3.1. Résultats de l'analyse modale.....	50
IV.3.2. Interprétation des résultats	52
IV.3.3. Vérification de la période fondamentale de la structure	53

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

V.1. Introduction.....	54
V.2. Méthode de calcul	54
V.3. Méthode statique équivalente	54
V.3.1. Modélisation.....	54
V.3.2. Calcul de la force sismique	55
V.4. Méthode dynamique modale spectrale.....	55
V.5. Étude sismique de la structure	56
V.5.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	56
V.5.1.1. Coefficient de correction λ	56
V.5.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A	57
V.5.1.3. Coefficient de site S	57
V.5.1.4. Coefficient d'importance I	57

V.5.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R	57
V.5.1.6. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q	59
V.5.1.7. Facteur de qualité QF	59
V.5.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ	62
V.5.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux η	62
V.5.1.10. Les périodes caractéristiques.....	62
V.5.2. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g	63
V.5.3. Le poids total de la structure W	63
V.6. Méthode d'analyse modale spectrale	64
V.6.1. Paramètre du spectre	64
V.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	64
V.7. Justification de la sécurité.....	65
V.7.1. Vérification des déplacements	65
V.7.2. Vérification des déplacements inter-étages.....	68
V.7.2.1. Justification de non-effondrement.....	68
V.7.2.2. Justification de limitation des dommages	71
V.7.3. Vérification de l'effet $P-\Delta$	73
V.7.4. Justification du système de contreventement.....	77
V.7.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	77
V.8. Conclusion	80

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Introduction.....	81
VI.2. Étude des poteaux	81
VI.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux	81
VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	82
VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations normales	82
VI.2.4. Calcul de ferrailage des poteaux	83
VI.2.5. Exigence de ductilité pour la zone critique	85
VI.3. Étude des poutres	86

VI.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	86
VI.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres	87
VI.3.2. Calcul de ferrailage des poutres	88
VI.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.....	90
VI.4. Étude de voile.....	91
VI.4.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit	92
VI.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	92
VI.4.3. Vérification de la condition d'élançement	92
VI.4.4. Calcul de la hauteur critique.....	93
VI.4.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant	94
VI.4.6. Exigences de ductilité pour la zone critique.....	96
VI.4.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	97
VI.4.8. Armatures transversales dans les éléments de rive.....	98
VI.4.9. Ferrailage de l'âme du voile.....	99
VI.4.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique.....	100
VI.4.11. Conditions de ductilité locale	104
VI.5. Étude des dalles.....	106
VI.5.1. Ferrailage de la dalle :	107
VI.6. Conclusion	108

CHAPITRES VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction.....	109
VII.2. Radier.....	109
VII.2.1. Définition du radier	109
VII.2.2. Mode de fonctionnement	109
VII.3. Caractéristiques du site d'assise	110
VII.4. Approches de calcul	110
VII.5. modelisation de radier.....	111
VII.6. Caractéristiques géométriques du radier.....	112
VII.7. Vérification	112
VII.7.1. Condition de cisaillement.....	112

VII.7.2. Vérification de poinçonnement	113
VII.7.2.1. Vérification du poinçonnement sous poteaux :	113
VII.7.2.2. Vérification de poinçonnement sous voile :	114
VII.7.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	115
VII.8. Ferrailage de radier	117
VII.9. Conclusion	118

CHAPITRES VIII : APPLICATION D'UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES POINTS DE MESURE

VIII.1. Introduction	119
VIII.2. Objectif de l'optimisation.....	119
VIII.3. Études menées sur l'optimisation du placement des capteurs par algorithmes génétiques	120
VIII.4. Optimisation du nombre et Position des capteurs par un algorithme génétique	121
VIII.4.1. Hypothèses de travail.....	121
VIII.4.2. Réduction du nombre des positions des candidats	122
VIII.4.3. Génération de la population initiale.....	122
VIII.4.4. Fonction objectif (fitness).....	123
VIII.4.5. Croisement.....	123
VIII.4.6. Mutation.....	123
VIII.5. Résultats de l'optimisation et interprétation.....	124
VIII.5.1. Emplacement proposé des capteurs	126
VIII.5.2. Emplacement retenu des capteurs.....	126
VIII.6. Conclusion.....	128

CHAPITRE IX : MÉTHODE DE DÉTECTION DES DOMMAGES

IX.1. Introduction	129
IX.2. Types d'endommagement	129
IX.3. Simulation des dommages	130
IX.4. Choix des zones	130
IX.5. Choix de de degré d'endommagement.....	131

IX.6. Utilisation de matrice de flexibilité comme indicateur	132
IX.6.1.1. Processus de la simulation.....	133
IX.7. Les réseaux de neurone	133
IX.7.1. Domaine d'application	134
IX.8. Conception du réseau de neurones conçu pour la detection des dommages.....	134
IX.8.1. L'architecture du RNA choisi	135
IX.8.2. Choix des entrées et sorties	135
IX.8.3. Apprentissage du réseau de neurones	136
IX.9. Analyse des resultats	136
IX.9.1. Estimation de la qualité d'apprentissage du RNA.....	136
IX.9.2. Validation de model	138
IX.9.3. Évaluation de la fiabilité d'un réseau de neurones	140
IX.10. Conclusion	142
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	143
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	146
ANNEXES.....	149

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1:Zonage sismique (RPA 2024).	4
Figure I. 2:Coupe longitudinale et transversale d'une structure contreventée par noyau central.	5
Figure I. 3:Schéma d'une structure à noyau central.	6
Figure I. 4:Contexte de SHM.	8
Figure I. 5:Composants d'un système de surveillance d'une structure.	9
Figure I. 6:Jauges de déformation.	10
Figure I. 7 :Un accéléromètre.	10
Figure I. 8:Un inclinomètre.	10
Figure I. 9:Les capteurs de déplacement.	10
Figure I. 10:Niveaux d'endommagement considérés par Dawari et Vesmawala : (a) dommage léger, (b) dommage moyen, (c) dommage sévère et (d) vue en élévation (adapté de [20]).	15
Figure I. 11:Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée.	17
Figure I. 12:Qualité de la structure en fonction du temps de vie.....	18
Figure I. 13:Schéma de classification des différentes méthodes vibratoire du SHM.....	18

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Figure II. 1:Projet Alger Medina en maquette 3D.	19
Figure II. 2:Localisation du Flat-Hôtel.	20
Figure II. 3:Flat hôtel.....	20
Figure II. 4:Vue en plan de la structure.	21
Figure II. 5:Vue en élévation.	22
Figure II. 6:Vue en plan de système de contreventement.	22

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure III. 1:Vue en 3D d'un poteau.	33
Figure III. 2:Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux C1.....	34

Figure III. 3:Vue 3D d'un voile.	43
Figure III. 4:Noyau central.	44

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

Figure IV. 1:Vue en 3D du modèle numérique de la structure.	46
Figure IV. 2:Vue en plan de 2ème sous-sol.	47
Figure IV. 3:Vue en plan de 1er sous-sol.	47
Figure IV. 4:Vue en plan de RDC.	48
Figure IV. 5:Vue en plan de 1er et 2ème étage.	48
Figure IV. 6:Vue en plan des étages courants (du 3ème au 18ème étage).	49
Figure IV. 7: Vue en plan des étages 19 et 20.	49
Figure IV. 8:Vue en plan des étages 21 et 22.	49
Figure IV. 9:Vue en élévation de la structure.	50
Figure IV. 1 : Représentation du 1er, 2ème et 3ème mode	51

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Figure V. 1:Limites des décrochements en élévation.	61
Figure V. 2:Spectre de réponse.	64
Figure V. 3:Schéma explicatif de l'effet P-Δ.	74

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Figure VI. 1:Localisation de poteau plus sollicité.	82
Figure VI. 2:Ferraillage des poteaux 125 × 125.	86
Figure VI. 3:Ferraillage des poutres 70× 40 (En appui).	91
Figure VI. 4:Ferraillage des poutres 70× 40 (En travée).	91
Figure VI. 5:Localisation du voile P _{18,X} en plan.	91
Figure VI. 6:Vue en élévation du voileP _{18,X} du bâtiment.	91
Figure VI. 7:Zone critique a la base du voile.	94
Figure VI. 8:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	95
Figure VI. 9:Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P _{18,X} sous la combinaison G+ψQ+E1	95

Figure VI. 10:L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile P18, x sous la (a) combinaison $G+\psi Q-E1$ (b) sollicitations maximales.	96
Figure VI. 11:Élément de rive pour les voiles.	96
Figure VI. 12:Ferraillage de l'élément de rive sur la hauteur critique.	105
Figure VI. 13:Ferraillage de voile sur la hauteur critique.	106
Figure VI. 14:Dimensions du panneau étudié ($7.5 \times 4,5 \times 0,15$).	107
Figure VI. 15:Ferraillage de la dalle (Coupe A-A).	108
Figure VI. 16:Ferraillage de la dalle (Coupe B-B).	108

CHAPITRES VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

Figure VII. 1:Radier avec débord.	109
Figure VII. 2:Actions supportées par le radier.	110
Figure VII. 3:Radier divisé en éléments maillés.	111
Figure VII. 4:Modélisation de radier sur logiciel SAFE.	112
Figure VII. 5:Schéma de transmission des charges sur le radier sous poteau.	113
Figure VII. 6:Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.	114
Figure VII. 7:Les contraintes dans le sol à l'ELS.	115
Figure VII. 8:Les contraintes dans le sol par la combinaison (a) $G + \psi Q \pm 1,4E1$ (b) $G+\psi Q \pm 1,4E2$	116
Figure VII. 9: Ferraillage de la nappe supérieure et inférieure du radier.	118

CHAPITRES VIII : APPLICATION D'UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES POINTS DE MESURE

Figure VIII. 1:Kalaa de Béni-Hammad, Algérie [30].	120
Figure VIII. 2:Le pont d'Oued Dib,Mila.	120
Figure VIII. 3:Dalian International Trade Center, Chine [31].	120
Figure VIII. 4:Pont à haubans de Harbin, Chine [32].	120
Figure VIII. 5:Fonctionnement de l'algorithme génétique.	122
Figure VIII. 6:Résultats de l'évolution de l'algorithme génétique (50 générations) (a) fitness function values (b) number of sensors (c) la somme des éléments off-diagonaux de la matrice MAC.	124
Figure VIII. 7:Emplacement des capteurs proposés par l'AG.	126
Figure VIII. 8:Emplacement final des capteurs.	127

CHAPITRE IX : MÉTHODE DE DÉTECTION DES DOMMAGES

Figure IX. 1:Zones structurelles sélectionnées pour l'analyse des dommages.	131
Figure IX. 2:Ensemble des cas de dommage simulés pour l'apprentissage du modèle. ...	137
Figure IX. 3:Tendance de convergence des erreurs d'apprentissage et de validation.	138
Figure IX. 4:Évolution de la précision sur les ensembles d'entraînement et de validation du modèle.	139
Figure IX. 5:Courbes de régression entre valeurs cibles et prédites pour l'évaluation des dommages dans les trois zones ciblées.....	140
Figure IX. 6:La prédiction comparée au scénario réel de la structure.....	141

TABLE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Tableau II. 1:Dimensions en élévation de la structure.....	21
Tableau II. 2:Résistance du béton.....	23
Tableau II. 3:Contraintes limites de béton.....	24
Tableau II. 4:Les résistances caractéristiques de l'acier.....	25
Tableau II. 5:Les contraintes limites de l'acier.....	26

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau III. 1:Épaisseur minimale des planchers coupe-feu.....	27
Tableau III. 2:Épaisseur du plancher.....	29
Tableau III. 3:Charges d'exploitation.....	30
Tableau III. 4:Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.....	30
Tableau III. 5:Descente de charge du plancher étage courant.....	31
Tableau III. 6:Les valeurs des surfaces revenant aux poteau C1.....	35
Tableau III. 7:Les efforts normaux par étage revenant aux poteau.....	35
Tableau III. 8:La loi de dégression.....	36
Tableau III. 9:Coefficient de dégression des charges d'exploitation.....	36
Tableau III. 10:Pré Dimensionnement de poteau C1.....	38
Tableau III. 11:Pré Dimensionnement de poteau C1.....	39
Tableau III. 12:Vérification des conditions de RPA 2024.....	40
Tableau III. 13:Vérification de condition du flambement poteaux centraux.....	42
Tableau III. 14:Conditions de rigidité aux extrémités.....	44

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

Tableau IV. 1:Résultats de l'analyse modale.....	50
Tableau IV. 2:Vérification de la période fondamentale de la structure.....	53

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau V. 1:Vérification du système noyau.	57
Tableau V. 2:Vérification de la régularité en plan.	59
Tableau V. 3:Vérifications des critères du facteur de qualité Q.....	61
Tableau V. 4:Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.	62
Tableau V. 5:Paramètres du spectre.	64
Tableau V. 6:Vérification de la résultante des forces sismiques.....	64
Tableau V. 7:Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée.....	65
Tableau V. 8:Les déplacements horizontaux suivant X.	65
Tableau V. 9:Les déplacements horizontaux suivant Y.....	67
Tableau V. 10:Justification de non-effondrement suivant X.....	68
Tableau V. 11:Justification de non-effondrement suivant Y.	69
Tableau V. 12:Justification de limitation des dommages suivant X.	71
Tableau V. 13:Justification de limitation des dommages suivant Y.....	72
Tableau V. 14:Vérification de l'effet P- Δ suivant X.....	74
Tableau V. 15:Vérification de l'effet P- Δ suivant Y.	76
Tableau V. 16:Effort tranchant à la base repris par les voiles.....	77
Tableau V. 17:Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X.	78
Tableau V. 18:Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y.....	79

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI. 1:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	82
Tableau VI. 2:Vérification spécifique sous sollicitations normales.	83
Tableau VI. 3:Ferraillage de poteau.....	84
Tableau VI. 4:Armature transversale de poteau.	85
Tableau VI. 5:Longueur critique des poutres.	87
Tableau VI. 6:Armatures longitudinales des poutres.....	88
Tableau VI. 7:Armature transversale des poutres.....	90
Tableau VI. 8:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.....	90
Tableau VI. 9:Vérification spécifique sous sollicitations normales de voile.....	92
Tableau VI. 10:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile.....	92

Tableau VI. 11:Les armatures longitudinales dans les éléments de rive.	98
Tableau VI. 12:Armatures transversal de l'élément de rive.	98
Tableau VI. 13:Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.	99
Tableau VI. 14: Armatures transversales de l'âme du voile.	99
Tableau VI. 15:les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile P18, x au-dessus de la zone critique.	100
Tableau VI. 16:Ferraillage longitudinal aux extrémités.	101
Tableau VI. 17:Ferraillage horizontale de l'âme de voile au-dessus de la zone critique. .	102
Tableau VI. 18:Les acier verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.	104
Tableau VI. 19:Vérification de la ductilité locale.....	105
Tableau VI. 20:Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-.....	107
Tableau VI. 21:Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens Y-.....	107
Tableau VI. 22:Espacement des armatures.	108

CHAPITRES VII : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

Tableau VII. 1:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	113
Tableau VII. 2:Impact du poteau sur la dalle du radier.....	114
Tableau VII. 3:Impact du voile sur la dalle du radier.	114
Tableau VII. 4:Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.....	115
Tableau VII. 5:Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.	116
Tableau VII. 6:Espacement des armatures.....	117

CHAPITRE IX : MÉTHODE DE DÉTECTION DES DOMMAGES

Tableau IX. 1:Réduction de la rigidité en fonction du niveau d'endommagement.	131
Tableau IX. 2:Comparaison entre les valeurs prédites et les valeurs cibles des dommages par zone.	141

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher

A_t : La section des armatures de confinement dans des éléments de rive de voile

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

b : La largeur de la poutre

b_0 : la largeur du noyau confinée de l'élément de rive de voile

B_r : Section réduite du poteau

b_w : L'épaisseur de voile

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

E : Module d'élasticité longitudinale (module de Young)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant x

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant y

f_{cj} : Résistance à la compression du béton

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28j

f_{tj} : Résistance à la traction du béton

f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28j

f_e : Limite élastique de l'acier

f_{su} : Contrainte limite ultime de l'acier

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton

f_{adm} : La flèche admissible

F_{pk} : Force sismique exercée sur le diaphragme au niveau k

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{ed} : Valeur de calcul de la résistance du béton a la compression

G : Charge permanente

h : L'épaisseur de la poutre

h_e : Hauteur de l'étage

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 h_{cr} : Hauteur critique
 I : Moment d'inertie
 $i_x ; i_y$: Rayon de giration
 I : Coefficient d'importance
 L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis
 L_x : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
 L_y : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis
 l_c : Longueur de l'élément de rive de voile
 l_{cl} : la longueur libre de poteau
 l_f : longueur de flambement
 l_w : La longueur de voile
 l_s : Le rayon de giration massique en plan
 M_{RD} : La résistance à la flexion de calcul
 M_{ED} : Le moment fléchissant issu de l'analyse
 N_u : Effort normal ultime
 Q : Charge d'exploitation
 Q_F : Facteur de qualité
 R : Coefficient de comportement de la structure
 r_x : Le rayon de torsion suivant x
 r_y : Le rayon de torsion suivant y
 S : Coefficient de site
 T_{calcul} : Période fondamentale
 $T_{empirique}$: Période définie par la méthode empirique
 T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
 V : Force sismique totale, Effort tranchant
 \bar{V} : Effort tranchant de calcul
 W : Poids sismique total du bâtiment
 W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
 W_{Qi} : Charges d'exploitation

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service de béton

θ : coefficient dépend de la durée d'application du chargement

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de service de l'acier

η : Coefficient de fissuration

λ : Élançement mécanique, Coefficient de correction

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

η : Coefficient de correction d'amortissement visqueux

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

δ_{ek} : Déplacement horizontal au niveau « k »

Δ_k : Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

v_A : Coefficient réducteur

v_d : Effort normal réduit

\varnothing_l : Diamètre des barres longitudinales

\varnothing_t : Diamètre des barres transversales

z : Distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

α : Coefficient d'efficacité du confinement

χ_u : Position de l'axe neutre



INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION

Face à la croissance urbaine que subit les grandes villes, les constructions en hauteur s'imposent comme une réponse optimale aux besoins modernes en résidences, bureaux et infrastructures multifonctionnels. Parmi elles, les tours de grande hauteur représentent un défi majeur en ingénierie, en raison de l'accentuation des sollicitations auxquelles elles sont soumises : charges permanentes, actions climatiques, effets dynamiques, et parfois sismiques. Car aujourd'hui, l'ingénierie ne se limite plus à la conception d'ouvrages solides, mais cherche également à assurer leur durabilité et leur fonctionnement sûr dans le temps, malgré les contraintes naturelles, notamment les séismes.

En Algérie, plusieurs régions du nord sont exposées à un risque sismique important. L'expérience des séismes passés a mis en évidence la vulnérabilité de nombreuses structures face à ce type d'actions dynamiques, souvent en raison de défauts de conception, d'un vieillissement des matériaux ou de l'absence de systèmes de surveillance efficaces spécialement pour les structures stratégiques.

Pour faire face à ces défis, les ingénieurs algériens s'appuient sur des normes de conception et de construction parasismiques, à savoir le règlement parasismique algérien (RPA2024) mis en vigueur depuis janvier 2025, qui propose des méthodes de calcul et de conception adaptées au contexte Algérien. Cependant, même si les structures sont bien conçues, des dommages peuvent apparaître au fil du temps. Ceux-ci peuvent être visibles (fissures, déformations) ou invisibles (changements dans les propriétés mécaniques). Ces altérations peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage, affecter sa réponse dynamique face aux excitations extérieures, voire entraîner sa défaillance.

C'est dans ce cadre que le contrôle de la santé des structures, appelé Structural Health Monitoring (SHM), prend toute son importance. Il s'agit d'un ensemble de techniques permettant de surveiller l'état d'une structure en temps réel, en détectant tout endommagement possible avant qu'il ne devienne critique. Le SHM repose souvent sur l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure, comme ses fréquences propres, ses modes de vibration, ses réponses fréquentielles, etc.

Par ailleurs, l'évolution des technologies numériques L'évolution des technologies, notamment dans le domaine de l'intelligence artificielle, a conduit aujourd'hui, à l'émergence de nouvelles pratiques en génie civil, notamment la surveillance de la santé structurelle (Structural Health Monitoring – SHM). Ces outils offrent la possibilité de traiter les données en temps réel, automatiser le traitement des données, en comparant l'état actuel de l'ouvrage surveillé avec son état initial sain durant toute sa durée de vie, afin de détecter les zones endommagées et d'évaluer la gravité des dommages, et d'optimiser les méthodes d'interventions.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Objectif de la thèse

La présente étude s'inscrit dans une double démarche, à la fois analytique et prospective. Elle porte sur le calcul structurel d'une tour en R+22 avec deux sous-sols, en prenant en compte les sollicitations permanentes et accidentelles, et propose en parallèle une stratégie de surveillance de santé structurale adaptée à cet ouvrage.

Dans une première phase, un modèle structurel numérique de la tour est élaboré et analysé à l'aide de logiciels spécialisés (ETABS), permettant de vérifier la résistance, la stabilité globale, les efforts internes et les déplacements conformément aux prescriptions et recommandations du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Dans une seconde phase, une stratégie de SHM est développée en s'appuyant sur les principes de l'instrumentation structurale, optimisant le nombre et l'emplacement des capteurs ; et de la détection des dommages via des techniques modernes d'analyse de données basées sur l'Intelligence Artificielle.

L'objectif de ce travail est donc double : démontrer la robustesse du système structurel retenu pour la tour étudiée et proposer une méthodologie pratique et évolutive pour la surveillance continue de son intégrité. Ce couplage entre conception structurelle et monitoring intelligent s'inscrit pleinement dans la dynamique du Bâtiment Intelligent et des infrastructures résilientes, en accord avec les exigences contemporaines du développement durable, de la sécurité et de la performance à long terme.

Organisation de la thèse

Le présent mémoire est constitué principalement de neuf chapitres et d'une conclusion générale, structurés comme suit :

Le chapitre 01 est consacré à une synthèse bibliographique : Il présente les principales notions théoriques liées au comportement des structures et aux sollicitations sismiques, les méthodes de détection et de localisation des dommages, les approches hybrides intégrant l'intelligence artificielle, ainsi que les pathologies courantes observées dans les structures en béton armé.

Le chapitre 02 décrit l'ouvrage choisi pour l'étude, en précisant ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ainsi que le contexte géotechnique et sismique.

Le chapitre 03 se concentre sur l'étape de prédimensionnement des différents éléments structuraux, conformément aux exigences de la réglementation parasismique RPA 2024.

Le chapitre 4 détaille l'élaboration du modèle numérique de la structure et l'analyse modale. Cette étape est essentielle pour évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage et pour préparer l'étude sismique.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le chapitre 5 traite l'étude sismique de la structure. Il expose les méthodes de calcul et les vérifications réalisées conformément aux exigences de la réglementation parasismique algérienne RPA 2024.

Le chapitre 06 présente le calcul du ferrailage des éléments structuraux en béton armé, conformément aux exigences du RPA 2024.

Le chapitre 07 est consacré à l'étude de l'infrastructure de la structure, en particulier les fondations. Cette analyse est réalisée à l'aide du logiciel SAFE, qui permet une modélisation précise des éléments de fondation. Le dimensionnement et le ferrailage sont vérifiés conformément aux exigences du CBA93 et aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

Le chapitre 08 introduit la surveillance vibratoire de la structure par l'application d'un algorithme génétique. Cette étape vise à optimiser le nombre et l'emplacement des capteurs pour une surveillance efficace et fiable de l'ouvrage.

Le chapitre 09 traite l'intégration des méthodes hybrides, en particulier les réseaux de neurones artificiels, pour améliorer la détection et la localisation des dommages multiples. Les résultats obtenus à l'aide de ces outils sont présentés et analysés.

Enfin, ce document se termine par une conclusion générale récapitulant les principaux résultats de l'étude, accompagnée d'annexes fournissant des éléments complémentaires pour une meilleure compréhension du travail mené.



CHAPITRE I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1. INTRODUCTION

La conception parasismique occupe aujourd'hui une place prépondérante dans le domaine des travaux publics, en particulier dans les régions à sismicité élevée, telles que le nord de l'Algérie. Ces zones, exposées à des séismes fréquents en raison de leur exposition aux failles tectoniques actives, nécessitent une vigilance accrue et une approche technique rigoureuse pour assurer la sécurité et la longévité des infrastructures. Les séismes peuvent entraîner des déformations structurelles importants, qui peuvent provoquer des effondrements, générant des pertes humaines et économiques considérables. La nécessité de renforcer la résilience des ouvrages devient donc une priorité absolue dans la conception et la gestion des structures situées en zones sismiques.

Pour répondre à ces enjeux, le Règlement Parasismique Algérien (RPA version 2024) définit les normes et méthodes de calcul à adopter pour garantir une capacité de résistance adéquate des structures face aux secousses sismiques. Cependant, malgré le respect des directives normatives, il existe toujours une marge de risque associée aux comportements dynamiques complexes des bâtiments lors des séismes. La difficulté réside dans l'anticipation des réponses des structures face aux diverses intensités et fréquences des excitations sismiques, et dans l'identification précoce des faiblesses structurelles qui pourraient aggraver les conséquences d'un séisme.

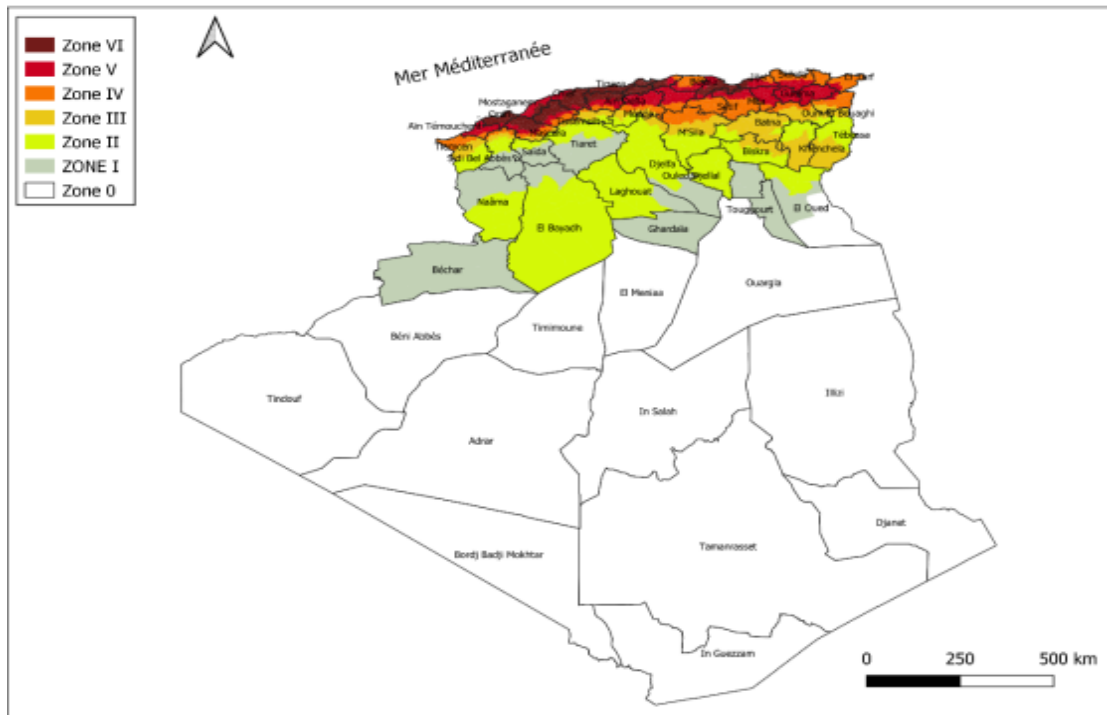


Figure I. 1:Zonage sismique (RPA 2024).

I.2. LES STRUCTURES CONTREVENTÉES PAR NOYAU CENTRAL

Dans la conception des bâtiments de grande hauteur, notamment ceux comptant plus de 20 étages, il est nécessaire d'adopter une approche structurale spécifique, différente de celle utilisée pour les bâtiments de faible hauteur. Les structures de moindre envergure peuvent en effet reposer sur des murs porteurs, mais les immeubles de grande hauteur requièrent des systèmes d'armature squelettique plus développés, assurant leur stabilité face aux sollicitations dynamiques. Ces armatures sont primordiales pour permettre à la structure de résister aux forces générées par des phénomènes tels que les séismes.

En raison de leur hauteur, ces bâtiments sont exposés à des forces sismiques considérables, qui se manifestent sous forme de mouvements horizontaux et verticaux du sol. Ces forces peuvent provoquer des déformations importantes dans la structure, d'où la nécessité de concevoir des éléments capables de les absorber et de les redistribuer efficacement.

Dans ce contexte, l'intégration d'un noyau central s'avère être une solution incontournable. Ce noyau, généralement réalisé en béton armé ou en acier, constitue l'élément central de la structure, concentrant les principaux éléments porteurs et renforçant la rigidité du bâtiment. Il joue un rôle important dans la résistance aux efforts sismiques en limitant les déformations globales de l'ouvrage. De plus, ce noyau sert à intégrer les circulations verticales, telles que les ascenseurs et les escaliers, optimisant ainsi l'utilisation de l'espace tout en assurant la stabilité nécessaire de la structure.

I.2.1. Définition du noyau central

Le noyau central est l'élément garantissant la rigidité de l'édifice, s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment. Il abrite généralement les ascenseurs ainsi que les cages d'escaliers. Ce noyau central joue un rôle déterminant dans la résistance de la structure aux forces horizontales et verticales, en absorbant et redistribuant efficacement les charges sismiques et autres efforts externes. Les bâtiments à grande hauteur dotés d'un noyau central peuvent atteindre des hauteurs de 200 mètres, tout en réduisant l'emprise au sol. Le renforcement de cette structure, ce qui peut aller jusqu'à un doublage ou un triple renforcement permet de dépasser les 280 mètres, offrant ainsi une stabilité accrue tout en optimisant l'utilisation de l'espace.

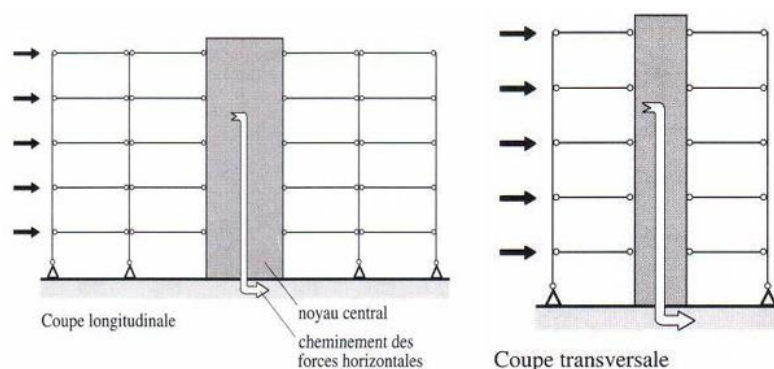


Figure I. 2: Coupe longitudinale et transversale d'une structure contreventée par noyau central.

I.2.2. Contenu du noyau

Le noyau central du bâtiment intègre les circulations verticales, telles que les escaliers et les ascenseurs, ainsi que les conduites nécessaires (eau, électricité, réseaux électriques et de communication). Il concentre également la structure porteuse du bâtiment et joue un rôle essentiel en tant que contreventement, assurant ainsi sa stabilité.

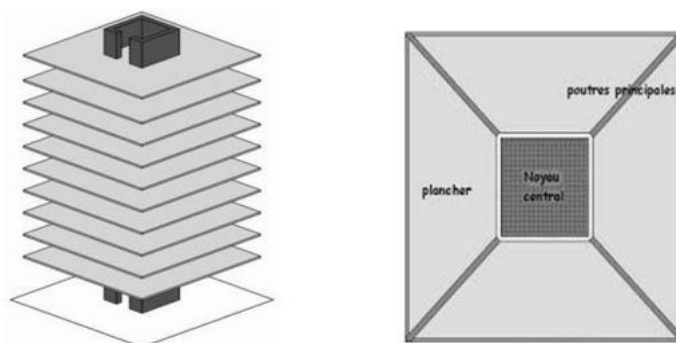


Figure I. 3: Schéma d'une structure à noyau central.

I.2.3. Aspect technique du noyau central

Le noyau central constitue la base fondamentale de toute structure. La stabilité horizontale d'un bâtiment, ainsi que la prise en charge des charges horizontales dues au vent ou aux séismes, est assurée par un ensemble de dalles. Ces dalles, pratiquement indéformables dans leur propre plan, agissent dans le sens horizontal et transmettent ces charges aux noyaux centraux et aux murs de refends.

I.2.4. Détermination de l'emplacement du noyau central

L'importance d'un noyau central dans la conception d'un bâtiment réside tant dans son rôle fonctionnel que dans sa contribution à la sécurité.

Sa position est généralement déterminée par des exigences d'exploitation, mais elle revêt une dimension importante pour garantir des évacuations sûres en cas d'incendie. Par ailleurs, pour optimiser le comportement structurel, les noyaux, ainsi que les murs de refends, doivent être positionnés en plan le plus symétriquement possible afin de limiter les déformations torsionnelles dues aux charges de vent ou aux sollicitations sismiques. En complément, d'autres considérations, telles que le fluage du béton ou les variations de température, influencent également la conception globale.

- Les avantages :

Le noyau central en béton confère une rigidité structurelle importante au gratte-ciel, renforçant ainsi sa stabilité globale. Cette conception assure une excellente résistance aux incendies, le béton étant incombustible et insensible aux températures élevées, contrairement aux matériaux métalliques. Cela garantit une durabilité et une sécurité élevées, même en cas de feu.

De plus, une structure à noyau central permet de réduire la profondeur des fondations nécessaires pour le gratte-ciel. Seul le noyau central exige des fondations profondes, contrairement aux structures en tubes où l'ensemble du bâtiment repose sur des fondations plus importantes.

- Les inconvénients :

Cependant, ce système présente des limites économiques et fonctionnelles pour les grandes hauteurs. À mesure que le bâtiment dépasse 250 mètres, le noyau doit s'élargir proportionnellement, réduisant l'espace utile des étages (jusqu'à 38 %)[1]. De plus, le coût élevé du béton et la nécessité d'une ossature extérieure en acier pour renforcer les tours très hautes augmentent les dépenses. Ces facteurs limitent l'usage du noyau central seul aux bâtiments de hauteur moyenne.

I.3. STRUCTURAL HEALTH MONITORING (SHM)

Le SHM est un domaine de l'ingénierie qui englobe la détection et le diagnostic des défaillances des structures ainsi que la prédiction de leur durée de vie utile restante (RUL : Remaining Useful Life) sur la base de mesures. Un domaine de plus en plus étendu dans le monde, les avantages du SHM sont nombreux et bien connus pour la gestion de la fiabilité et de l'intégrité des structures, car son utilisation permet d'éviter les endommagements catastrophiques qui peuvent mener à la ruine de la structure, et d'établir ainsi un calendrier de maintenance optimisé pour maximiser le temps de service.

Traditionnellement, les méthodes de surveillance étaient principalement réactives, impliquant des interventions ponctuelles et périodiques basées sur des inspections visuelles et/ou des essais non destructifs. Cependant, ces approches étaient limitées dans leur capacité à fournir une évaluation continue et globale de l'état des structures, et plus précisément, une évaluation objective et efficace. De plus, les essais non destructifs sont généralement coûteux et nécessitaient un accès physique à proximité des zones présumées endommagées, ce qui peut être difficile dans certains cas. Plus encore, les jugements peuvent être subjectifs et dépendent de l'expérience de l'expert.

À l'heure actuelle, avec les avancées technologiques dans le domaine du génie civil et des disciplines connexes, la surveillance de la santé des structures a évolué vers une approche plus proactive et continue. Les progrès dans les capteurs et les réseaux de l'Internet des objets (IoT) ont ouvert la voie à une surveillance continue en temps réel, offrant aux gestionnaires une vision plus précise et complète de l'intégrité des structures.

En outre, les SHM basées sur les vibrations sont devenues de plus en plus utilisées en raison de leur possibilité d'intégration dans de nombreuses structures, telles que les ponts, les avions et les véhicules ferroviaires. La technologie de mesure et de traitement des signaux de vibration a considérablement progressé et s'est automatisée dans plusieurs applications, permettant une surveillance plus efficace des structures.

Ainsi, la surveillance de la santé des structures est passée d'une approche réactive et ponctuelle à une approche proactive et continue, grâce aux avancées technologiques et à

l'émergence de nouvelles méthodologies. Cette évolution joue un rôle crucial dans la préservation et la gestion efficace des infrastructures civiles, garantissant leur durabilité et leur sécurité à long terme.

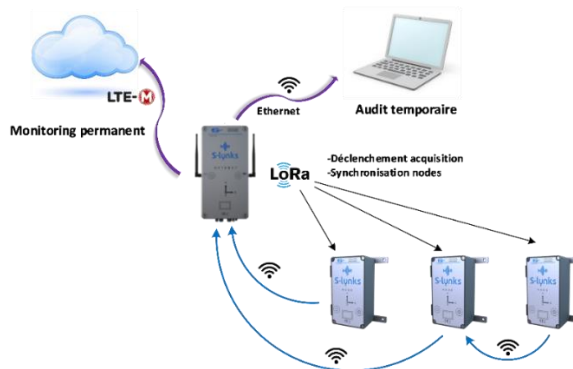


Figure I. 4:Contexte de SHM.

I.4. SURVEILLANCE VIBRATOIRE

Dans le domaine du génie civil, la durabilité et la sécurité des ouvrages constituent des enjeux majeurs, notamment dans un contexte où de nombreuses infrastructures vieillissantes sont soumises à des sollicitations croissantes. Face à ce constat, le besoin d'outils de diagnostic efficaces, non invasifs et fiables s'impose comme une nécessité pour garantir un suivi régulier de l'état de santé des structures. C'est dans ce cadre que s'inscrit la surveillance vibratoire, une approche basée sur l'analyse du comportement dynamique des ouvrages.

La surveillance vibratoire repose sur le principe selon lequel tout endommagement ou altération matérielle d'un ouvrage induit une modification de ses caractéristiques vibratoires, telles que les fréquences propres, les modes de vibration ou les taux d'amortissement. L'analyse de ces paramètres permet ainsi de détecter l'apparition d'anomalies, de localiser les zones affectées et, dans certains cas, d'estimer la gravité des dégradations. Cette méthode offre un avantage considérable par rapport aux techniques de contrôle traditionnelles, en ce qu'elle permet une évaluation globale de la structure, sans nécessiter d'accès direct aux zones suspectées de défaillance.

Grâce à l'évolution des capteurs, des systèmes d'acquisition et des outils d'analyse de données, la surveillance vibratoire connaît aujourd'hui un essor considérable dans différents domaines du génie civil : ponts, barrages, bâtiments à grande hauteur, ou encore infrastructures sensibles. Elle constitue un pilier fondamental de la maintenance préventive et prédictive, contribuant à améliorer la sécurité des usagers tout en optimisant les coûts d'inspection et d'intervention

I.4.1. Composants d'un système de surveillance vibratoire d'une structure

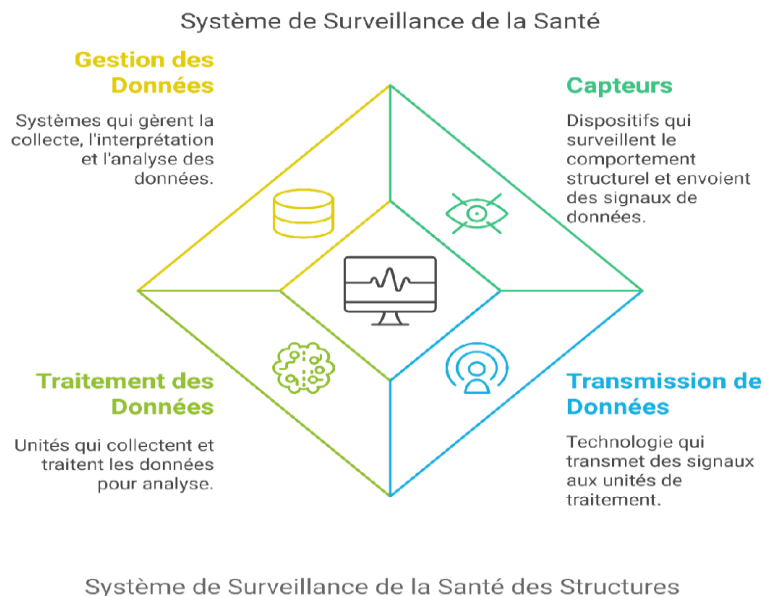


Figure I. 5: Composants d'un système de surveillance d'une structure.

I.4.2. Types des capteurs

Les capteurs de mesure sont des dispositifs utilisés pour surveiller différents paramètres des structures (déformations, contraintes, vibrations, mouvements, etc.) en temps réel. Ils sont installés directement sur les ouvrages et transmettent les données collectées à des systèmes d'analyse pour faciliter la prise de décision.

- **Jauges de déformation** : Mesurent les déformations des structures, utilisées pour évaluer les contraintes dans le béton, l'acier ou le bois.
- **Accéléromètres** : Mesurent les accélérations, utilisés principalement pour surveiller les vibrations.
- **Inclinomètres** : Mesurent l'inclinaison des structures, utiles pour les mouvements de terrain ou de structures souterraines.
- **Capteurs de déplacement** : Mesurent les déplacements dans des structures comme les ponts, tunnels ou bâtiments.
- **Capteurs de pression** : Mesurent la pression des fluides, surtout dans les barrages, canaux et conduites.
- **Capteurs de température** : Surveillent les variations de température, notamment dans les structures en béton ou acier.

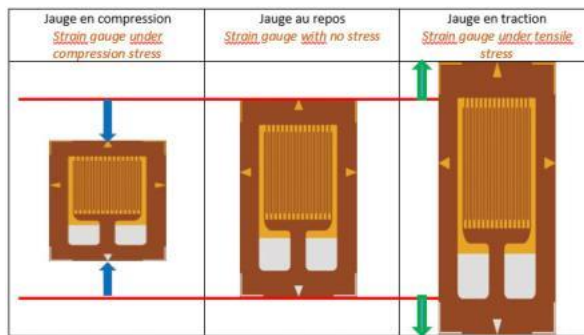


Figure I. 6:Jauges de déformation.



Figure I. 7:Un accéléromètre.



Figure I. 8:Un inclinomètre.

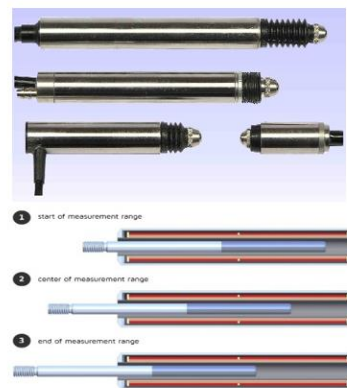


Figure I. 9:Les capteurs de déplacement.

I.4.3. Système d'acquisition

Pour la transmission de données dans le cadre du monitoring d'un ouvrage, il existe plusieurs options possibles, notamment :

- Réseau filaire : Les capteurs peuvent être connectés à un réseau filaire, comme un réseau Ethernet ou RS485, pour transmettre les données vers un système central de gestion. Cette méthode peut offrir une transmission rapide et fiable, mais peut être coûteuse à installer, surtout si le bâtiment est déjà construit.
- Réseau sans fil : Les capteurs peuvent également être connectés à un réseau sans fil, comme Wi-Fi ou Bluetooth, pour transmettre les données vers un système central de gestion. Cette méthode peut être plus facile à installer que le réseau filaire, mais peut-être moins fiable en raison de la distance et des interférences.
- Réseau cellulaire : Les capteurs peuvent utiliser une connexion cellulaire pour transmettre les données vers un système central de gestion. Cette méthode peut être pratique pour les bâtiments situés dans des zones reculées ou difficiles d'accès, mais peut être coûteuse en termes de frais de données.

I.5. MÉTHODES D'OPTIMISATION DES EMBLEMES DES CAPTEURS (POINTS DE MESURE) BASES SUR LES ALGORITHMES GENETIQUES

Le placement des capteurs est une étape importante dans la conception d'un système SHM car il influe directement sur le coût et la qualité des données collectées. Les méthodologies de détermination de la configuration des capteurs varient selon le type d'ouvrages. Pour les structures régulières avec un nombre relativement faible de degrés de liberté (DOF), la meilleure configuration de capteur peut être facilement déterminée à partir de quelques possibilités. Cependant, la SHM est principalement utilisée pour surveiller l'état structurel ou détecter des dommages dans des structures étendues et complexes. Pour de telles constructions, une optimisation du placement des capteurs est nécessaire pour déterminer les degrés de liberté qui recevront les capteurs.[2]

I.5.1. Applications dans l'optimisation des emplacements des capteurs :

Les AG sont particulièrement utiles pour résoudre les problèmes suivants :

- Optimisation de la couverture : Maximiser la zone surveillée par les capteurs tout en minimisant leur nombre.
- Réduction de la consommation énergétique : Minimiser la consommation d'énergie pour prolonger la durée de vie des capteurs. Cela peut inclure le déplacement optimal des capteurs mobiles dans un réseau.
- Multi-objectifs : Combinaison de plusieurs critères comme la couverture, le coût, la connectivité et la latence (temps de réponse). Les AG permettent de trouver des solutions optimales dans un cadre multi-objectifs.

I.6. LES MÉTHODES DE SURVEILLANCE VIBRATOIRE

Les méthodes de surveillance vibratoire modernes interviennent dans une phase précoce d'endommagements. Ce qui signifie que des paramètres mesurés à travers le système de capteurs peuvent être des indicateurs qu'un dommage s'est produit dans l'ouvrage. Parmi ces méthodes existent :

I.6.1. Méthode basée sur la variation des fréquences naturelles

Depuis des années 1970, la variation des fréquences à cause du changement de la masse et de la rigidité est utilisée pour développer des techniques d'identification d'endommagements. Plusieurs chercheurs ont utilisé les fréquences propres comme un indicateur pour l'identification d'endommagements. Salawu 1997 [3] a résumé 65 articles sur la détection d'endommagements à partir du changement des fréquences.

Une raison importante d'utilisation des techniques d'identification d'endommagements à partir des fréquences est que les fréquences propres sont sensibles aux différents types d'endommagement (local ou global) ; et elles peuvent être déterminées facilement dans beaucoup d'applications en utilisant seulement un capteur. Cependant, la difficulté est qu'elles peuvent être facilement influencées par des variations de l'environnement comme la température ou l'humidité ce qui pose un problème pour la détection de l'endommagement des

structures réelles. Selon [4], il est nécessaire que le changement des fréquences propres causé par l'endommagement soit supérieur à 5% pour faire confiance aux résultats de détection. Cependant, des changements significatifs des seules fréquences n'impliquent pas systématiquement l'existence d'un endommagement puisque dans certains cas, on a observé en une seule journée des variations des fréquences dues aux conditions ambiantes de plus de 5% pour des ponts en béton ou en acier [5].

Pour localiser l'endommagement, comme les fréquences modales sont une propriété globale de la structure, il n'est pas évident que les changements de ces paramètres puissent être utilisés pour localiser spatialement les défauts. Autrement dit, les fréquences ne peuvent généralement pas fournir des informations spatiales sur les changements structurels. Cependant, des changements de multiples fréquences peuvent fournir des informations spatiales sur les dommages structurels car les changements dans la structure à différents endroits causeront des combinaisons différentes de changements dans les fréquences modales. Cawley et Adams (1979) [7] ont présenté une méthode de détection et localisation d'endommagement à partir des fréquences. L'idée est que le ratio de changement des fréquences de 2 modes est une fonction pour localiser l'endommagement. Pour localiser le défaut, les changements théoriques des fréquences dues à différentes positions de défauts sont calculés et comparés avec les valeurs mesurées. Des applications de cette méthode pour les poutres en béton précontraint et en acier ont montré qu'il faut au moins 9 fréquences pour obtenir une précision raisonnable [7]. En plus, la précision de cette méthode dépend de la qualité du modèle théorique et de la géométrie d'endommagement [8]. Pour certains types d'endommagements, cette méthode est appréciée cependant, pour d'autres configurations, elle peut ne pas fonctionner. Des résultats similaires sont présentés par Adam et al (1978) [9] ; Banks et al (1996) [8].

Friswell, et al. (1994) [10] présentent les résultats d'une tentative d'identification des endommagements basés sur un catalogue connu des endommages potentiels. Les auteurs ont présumé que le modèle existant tant de la structure était très précis. En utilisant ce modèle, ils ont calculé plusieurs fréquences à la fois pour la structure saine et avec endommagements hypothétiques. Puis, tous les rapports des variations de fréquences ont été calculés. Avec des données expérimentales, les mêmes ratios ont été calculés et une relation en loi de puissance a été ajustée à ces deux séries. Lorsque les données sont sans bruit, et lorsque l'endommagement se trouve dans la catégorie présumée, le bon type de dommage doit produire un ajustement qui est une droite de pente unité. Pour tous les autres types de dommages, l'ajustement sera inexact.

D'autres résultats sont présentés par : Maeck 2003 [11]. Il a remarqué que ces méthodes ne sont pas capables de distinguer 2 défauts symétriques dans une structure symétrique et aussi la limite de ces méthodes lorsque le nombre des fréquences disponibles est inférieur au nombre de paramètres inconnus. Cependant, la majeure difficulté de l'application de ces méthodes sur des structures réelles est que la valeur des fréquences est facilement influencée par les conditions environnementales. Certaines observations sur le choix d'utiliser les premières fréquences ou celles plus élevées sont présentées par Friswell et Mottershead 2001 [12].

Morassi 2007 [13] présente une technique inverse pour localiser les effets d'entailles dans des poutres en acier en utilisant les changements de fréquence modale. Sous l'hypothèse qu'il

n'y a pas de modification de la masse, les changements des fréquences sont corrélés avec des coefficients de Fourier de la variation de rigidité qui est inconnue. Cette méthode a donné des résultats satisfaisants aussi bien pour la détection que pour la localisation en espace des défauts [14].

1.6.2. MÉTHODES BASÉES SUR LES DÉFORMÉES MODALES

1.6.2.1. Méthode basée directement sur les déformées modales

Les techniques de diagnostic basées sur l'analyse des fréquences naturelles des structures ont longtemps été privilégiées pour leur mise en œuvre relativement simple et leur aptitude à donner un aperçu global de l'état vibratoire. Néanmoins, leur principale faiblesse réside dans leur sensibilité limitée aux dégradations localisées, en particulier dans le cas des grandes structures. En effet, il a été observé que même une perte significative de rigidité peut entraîner des variations très faibles des fréquences, ce qui rend difficile la détection fiable de dommages [15].

Face à ces limites, l'utilisation des déformées modales s'est imposée comme une alternative plus performante. Ces dernières, représentant la manière dont la structure vibre à différents modes, intègrent des informations localisées qui permettent de repérer avec davantage de précision les zones affectées. De plus, elles sont généralement moins influencées par les perturbations extérieures telles que les changements climatiques ou l'humidité [16] ce qui en fait des indicateurs plus stables.

Cependant, leur application pratique reste contraignante, notamment en raison du besoin d'un grand nombre de points de mesure pour obtenir une représentation fiable. De plus, les mesures de déformées peuvent être affectées par des bruits expérimentaux, ce qui exige une instrumentation et un traitement des données de haute précision.

L'étude menée par Kim et ses collaborateurs a mis en évidence que les méthodes exploitant les déformées modales offrent de meilleurs résultats en matière de localisation et d'estimation de l'ampleur des dommages, comparativement à celles reposant uniquement sur les fréquences. Différents outils d'analyse peuvent être utilisés à partir de ces données modales, notamment le MAC (*Modal Assurance Criterion*), le CoMAC (*Coordinate Modal Assurance Criterion*), l'étude des courbures modales, de la flexibilité, de la rigidité relative, ainsi que de l'énergie de déformation (*Strain Energy*).

- **MAC et CoMAC**

Le Modal Assurance Criterion (MAC) est un indicateur statistique qui mesure la cohérence entre deux formes modales (modes propres) d'une structure. Il permet de comparer des vecteurs modaux obtenus dans différentes conditions, comme avant et après une modification ou un endommagement. Sa valeur varie entre 0 et 1 :

- Une valeur de **0** indique que les vecteurs sont totalement différents (orthogonaux),
- Une valeur de **1** signifie qu'ils sont identiques (corrélation parfaite).

Le MAC est particulièrement utile pour analyser les variations structurelles dans des systèmes soumis à des charges dynamiques. [17]

Le calcul du MAC repose sur la comparaison des vecteurs modaux à l'aide d'un produit scalaire normalisé. La formule utilisée prend en compte la similitude entre deux vecteurs modaux tout en normalisant leur amplitude :

$$MAC_{ij} = \frac{|\phi_i^T \phi_j|^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)}$$

Où :

ϕ_i : Vecteur de forme modale du mode i ;

ϕ_j : Vecteur de forme modale du mode j .

Chez Lieven et Ewin 1988 [18] dans le cas $m_A = m_B = m$, les coefficients "coordinate modal assurance criterion" (CoMAC) sont utilisés pour localiser l'endroit où les déformées modales ne sont pas corrélées :

$$CoMAC_i = \frac{\sum_{j=1}^m \phi_{i,j}^A \phi_{i,j}^B}{\sum_{j=1}^m (\phi_{i,j}^A)^2 \sum_{j=1}^m (\phi_{i,j}^B)^2} \quad (\forall i = 1, \dots, m)$$

- Avantages et limites

Le principal avantage du MAC est sa simplicité d'utilisation et sa résilience face aux petites erreurs ou variations dans les données. Il est largement adopté pour sa sensibilité aux grandes variations des formes modales. Cependant, il ne peut pas vérifier l'orthogonalité ou la validité des modes, ce qui limite son usage dans des analyses nécessitant des résultats plus précis. De plus, il peut être influencé par des erreurs systématiques dans les données expérimentales.

I.6.2.2. Méthode basée sur les courbures modales

La courbure modale a été introduite comme indicateur d'endommagement pour la première fois par Pandey et al. [19] qui ont démontré que la variation absolue de cette courbure permet de détecter efficacement des dégradations structurelles. Pour estimer cette courbure, une méthode par différence centrée est souvent utilisée, décrite par la formule suivante :

$$\varphi(x_j) = \frac{\phi_{j+1}^{(i)} - 2\phi_j^{(i)} + \phi_{j-1}^{(i)}}{l^2}$$

Où :

- $\phi_{j-1}^{(i)}, \phi_j^{(i)}, \phi_{j+1}^{(i)}$ désignent les déplacements modaux au point $(j-1), j, (j+1)$ dans le mode i ,
- l est la distance entre les points de mesure.

Dans une poutre présentant des dommages, la rigidité locale diminue, ce qui entraîne une augmentation de la flexibilité. Cette modification se traduit généralement par une élévation de la courbure modale dans la zone concernée. Ainsi, la comparaison entre les courbures obtenues

avant et après l'endommagement permet d'identifier les zones affectées. L'indicateur utilisé est alors la différence absolue entre les courbures intactes $\varphi(x_j)$ et endommagées $\varphi^*(x_j)$:

$$\Delta(x) = |\varphi^*(x_j) - \varphi(x_j)|$$

Dans leur étude, Dawari et Vesmawala [20] ont appliqué la méthode basée sur la courbure modale pour détecter des dommages sur des modèles numériques de poutres en béton armé. Le modèle utilisé était maillé à l'aide d'éléments finis tridimensionnels, avec une configuration de 82 éléments selon la longueur, 6 selon la hauteur et 4 selon la largeur, permettant une modélisation détaillée de la structure.

Trois niveaux d'endommagement ont été simulés, comme illustré dans la figure I. 10 du document original. L'analyse a révélé une diminution progressive des fréquences naturelles en fonction de l'intensité de l'endommagement. En parallèle, la méthode de détection exploitant la courbure modale s'est montrée efficace pour localiser précisément les zones affectées, quels que soient les scénarios considérés. Ces résultats soulignent la sensibilité accrue de cette approche aux altérations locales de la rigidité, en comparaison avec les méthodes fondées uniquement sur l'analyse fréquentielle.

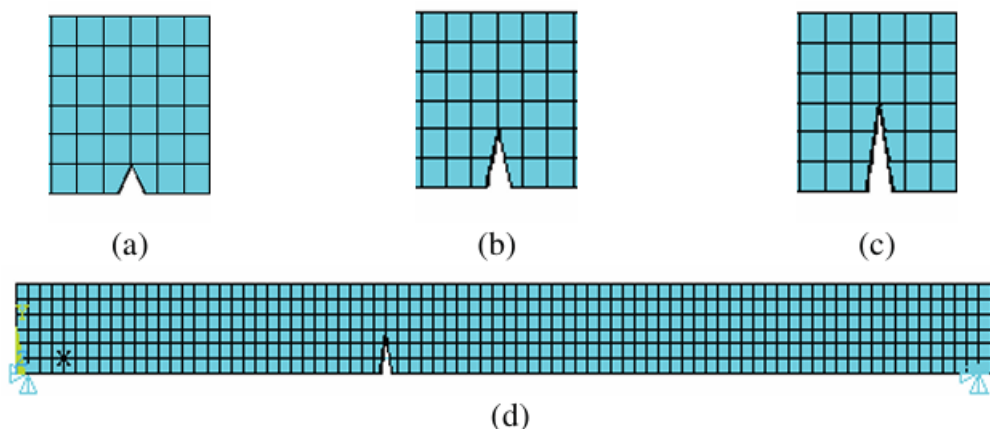


Figure I. 11: Niveaux d'endommagement considérés par Dawari et Vesmawala : (a) dom mage léger, (b) dommage moyen, (c) dommage sévère et (d) vue en élévation (adapté de [20]).

I.6.2.3. Méthode basée sur la variation de la matrice de flexibilité

La présence d'un dommage dans une structure provoque généralement une diminution locale de sa rigidité, ce qui se traduit par une augmentation de la flexibilité à l'endroit affecté. Cette variation constitue un indicateur fiable pour évaluer l'intégrité d'une structure. Dans le cadre du suivi de santé structurelle (SHM), cette méthode permet d'atteindre les niveaux 1 (détection de la présence d'un dommage) et 2 (localisation du dommage).

Théoriquement, les matrices de rigidité et de flexibilité peuvent être exprimées à partir des paramètres modaux de la structure (fréquences et vecteurs propres). En comparant les matrices de flexibilité obtenues avant et après endommagement, on peut définir une matrice de variation, dont l'analyse permet d'identifier les zones affectées. Un indicateur global de dommage est

ensuite extrait à partir des valeurs maximales de cette matrice, permettant ainsi de localiser et d'estimer l'ampleur des altérations de rigidité.

I.6.3. Méthode basée sur l'analyse des variations de l'amortissement

L'une des méthodes de surveillance vibratoire basée sur l'amortissement repose sur l'analyse des changements dans les coefficients d'amortissement modaux pour détecter des dommages structurels. Lorsqu'une structure subit une dégradation, une fissuration ou une perte de rigidité, l'énergie dissipée lors des vibrations change, entraînant une modification des paramètres d'amortissement.

Cette approche consiste à mesurer les fréquences propres et les taux d'amortissement en réalisant des essais modaux expérimentaux. Les variations du taux d'amortissement visqueux permettent d'identifier la présence de dommages, car une zone endommagée tend à dissiper plus d'énergie que les parties intactes de la structure.[21]

Les techniques employées incluent l'analyse du rapport d'amortissement extrait des fonctions de réponse en fréquence (FRF) ainsi que la comparaison des modes propres entre un état sain et un état endommagé. L'augmentation du taux d'amortissement visqueux dans une structure peut être un indicateur de détérioration, notamment en raison de la dissipation accrue d'énergie dans les zones endommagées. Cette approche est largement utilisée pour la surveillance des infrastructures telles que les ponts et les bâtiments, car elle permet une détection précoce des anomalies et aide à planifier des interventions de maintenance avant qu'une dégradation plus sévère ne compromette la stabilité de la structure. [22]

I.6.4. Méthodes dans le domaine temps-fréquence

Les méthodes d'analyse temps-fréquence permettent d'extraire simultanément les informations temporelles et fréquentielles d'un signal, ce qui améliore la caractérisation du comportement d'une structure soumise à des sollicitations non stationnaires. Elles détectent à la fois les composantes spectrales stables, liées aux propriétés modales, et les évolutions transitoires révélatrices de dommages. Les techniques courantes incluent la STFT, la CWT et la HHT (basée sur la décomposition EMD). Ces approches nécessitent peu de mesures et n'imposent pas l'usage d'un modèle de référence sain, ce qui les rend adaptées à des structures complexes. Toutefois, elles se limitent à une localisation qualitative des dommages, sans en estimer la gravité, et demandent des ressources de calcul et d'analyse importantes. Leur efficacité dépend fortement des conditions de mesure et des paramètres de traitement, ce qui justifie la nécessité de recherches supplémentaires pour en améliorer la robustesse et l'intégration dans des systèmes de surveillance en temps réel.

I.6.5. Méthodes utilisant des outils de l'IA.

Les méthodes traditionnelles de détection des dommages, bien qu'efficaces dans certains contextes, révèlent des limites notables lorsqu'elles sont appliquées à des structures complexes, notamment les ouvrages en béton armé. Face à ces défis, les réseaux de neurones artificiels (RNA), inspirés du fonctionnement du cerveau humain, offrent une alternative innovante et performante. Ces modèles sont capables de capter des relations non linéaires complexes entre

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

les paramètres mesurés – tels que les fréquences naturelles, les formes modales ou encore les courbures – et l'état de santé structurel, sans nécessiter de modélisation analytique explicite.

Durant la phase d'apprentissage, le réseau est alimenté par un ensemble de données représentatives de plusieurs états structurels, depuis un état sain jusqu'à différents niveaux de dégradation. Une fois entraîné, le modèle est capable, à partir de nouvelles données, de détecter la présence de dommages, de localiser leur position et, dans certains cas, d'en évaluer la gravité. Cette capacité à apprendre et à généraliser rend ces réseaux particulièrement attractifs pour la mise en place de systèmes de surveillance intelligents

L'efficacité des réseaux de neurones appliqués au domaine de SHM repose sur la conjonction de plusieurs éléments indissociables : la définition précise de l'architecture (nombre et taille des couches, fonctions d'activation), la richesse et la diversité des données d'apprentissage couvrant l'ensemble des scénarios d'endommagement, le prétraitement et l'extraction de caractéristiques (normalisation, filtrage, réduction de dimension), le réglage rigoureux des hyperparamètres (taux d'apprentissage, taille des mini-lots, algorithme d'optimisation, techniques de régularisation), une stratégie de validation solide (séparation claire des ensembles d'entraînement, de validation et de test). L'optimisation rigoureuse de chacun de ces éléments est essentielle pour assurer la fiabilité, la précision et la capacité du modèle à généraliser efficacement dans un contexte de surveillance structurelle.

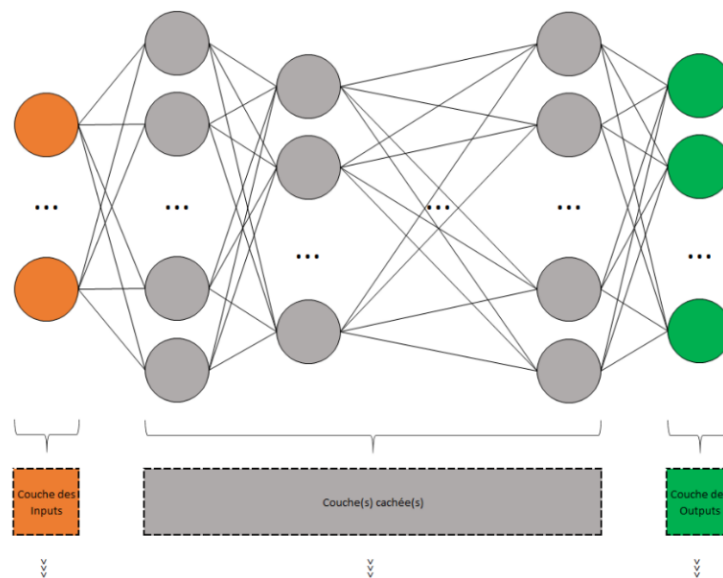


Figure I. 12: Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée.

I.7. SHM ET FIABILITÉ

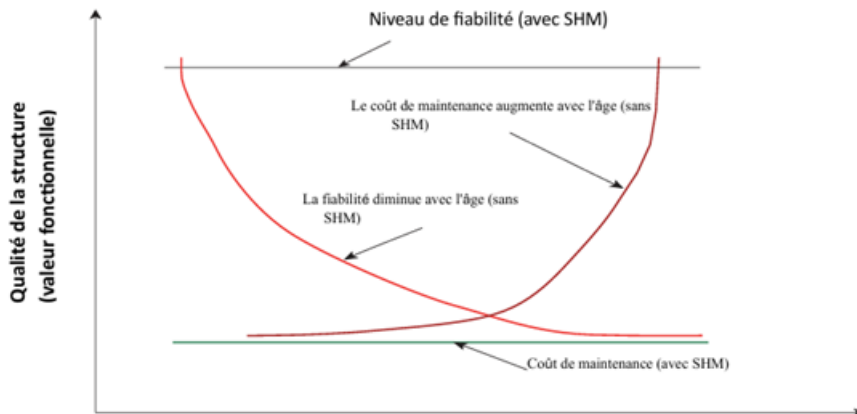


Figure I. 13:Qualité de la structure en fonction du temps de vie.

La comparaison entre des structures équipées de systèmes de surveillance de santé (SHM) et celles qui en sont dépourvues a montré que, sans SHM, la fiabilité tend à diminuer et les coûts de maintenance augmentent avec l'âge de la structure. En revanche, lorsque le SHM est mis en place avec des méthodes appropriées, la fiabilité reste stable et les coûts de maintenance demeurent maîtrisés au fil du temps. Ainsi, le SHM contribue à préserver la qualité structurelle et à prolonger la durée de vie des ouvrages, tout en maintenant les dépenses de maintenance à un niveau constant. Les structures dotées de SHM conservent une performance fonctionnelle satisfaisante, même en vieillissant, grâce à un suivi régulier et à une détection précoce des dégradations. [23]

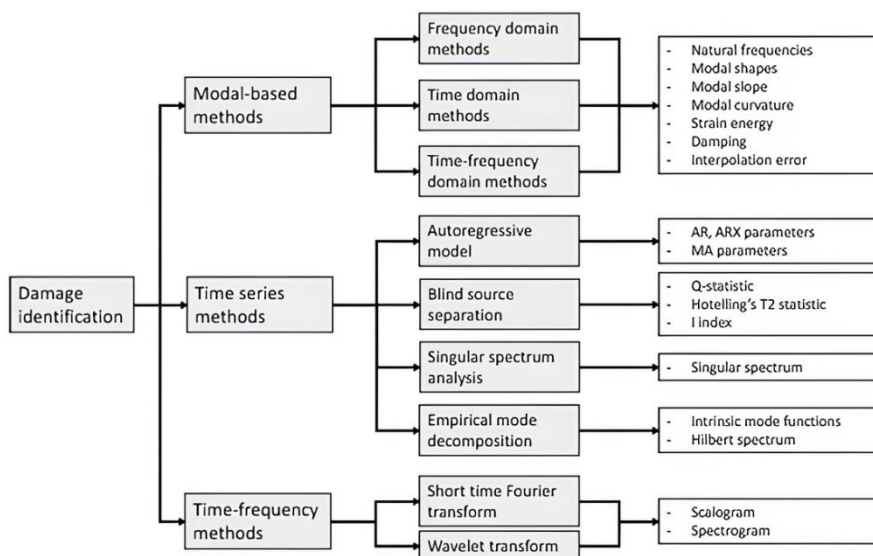


Figure I. 14:Schéma de classification des différentes méthodes vibratoire du SHM.



CHAPITRE II

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE



II.1. INTRODUCTION

Dans un contexte de modernisation urbaine et d'expansion des infrastructures, de nombreux projets de grande envergure se sont développés afin de répondre aux besoins croissants en matière d'aménagement et de développement économique. L'optimisation des espaces côtiers et la création de pôles urbains intégrés constituent ainsi des enjeux majeurs pour les grandes métropoles telles qu'Alger.

Le projet Alger Médina s'inscrit comme une initiative ambitieuse visant à transformer une partie de la baie d'Alger en un centre moderne consacré aux commerces, aux affaires et aux loisirs. Ce développement comprend des tours d'affaires, des résidences de luxe, des centres commerciaux, une marina, ainsi que des espaces récréatifs tels qu'un parc aquatique.



Figure II. 1:Projet Alger Medina en maquette 3D.

II.2. SITUATION GÉOGRAPHIQUE

Le projet Alger Médina est situé dans la zone des Pins Maritimes, au sein de la commune de Mohammadia, à l'est d'Alger, sur le littoral de la baie d'Alger. Il bénéficie d'un emplacement stratégique à proximité de l'Algeria Business Center, de l'Hôtel Hilton, du Parc des Expositions SAFEX et de la Grande Mosquée d'Alger. Son emplacement bien choisi permet un accès facile et augmente son importance comme centre économique et urbain.

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

II.4. DIMENSIONS EN PLAN

La structure occupe une surface de 4300 m², les dimensions en plan sont environ de 100 mètres de longueur et 40 mètres de largeur.

Les dimensions en plan de la Tour B sont environ de 45 mètres de longueur et 35 mètres de largeur.

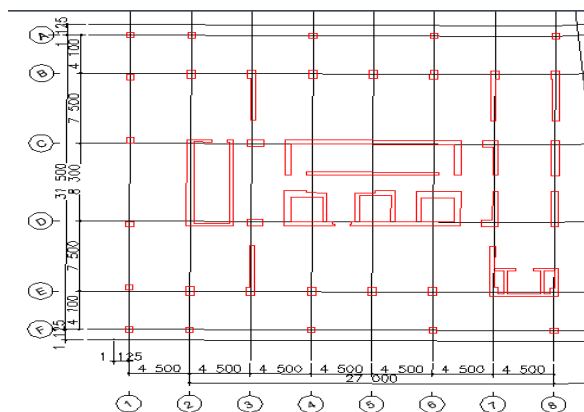


Figure II. 4: Vue en plan de la structure (2^{ème} étage).

II.5. DIMENSIONS EN ÉLÉVATION

Tableau II. 1: Dimensions en élévation de la structure.

Niveau	Hauteur
2 ^{ème} sous-sol	4,9 m
1 ^{er} sous-sol	3,9 m
Rez-de-chaussée	7,2 m
1 ^{er} étage	4,2 m
2 ^{ème} étage	5,4 m
3 ^{ème} – 21 ^{ème} étage	3,26 (chacun)
22 ^{ème} étage	3,56
La hauteur de podium à partir de sol	16,8 m
La hauteur totale de la Tour	88,9 m

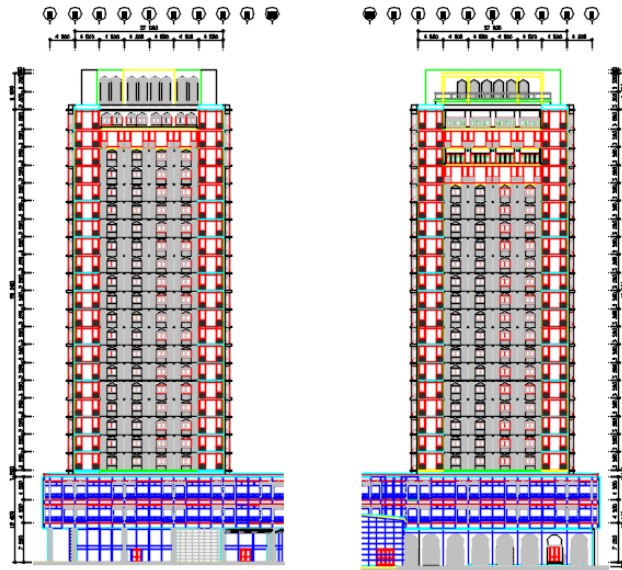


Figure II. 5: Vue en élévation.

II.6. SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT

Pour assurer la stabilité de la structure de 22 étages, un système de contreventement par noyau central a été choisi. Le noyau central, un ensemble fermé de voile, et comme son nom l'indique, placé au centre de la structure, permettant ainsi de résister aux forces du vent et aux forces sismiques en réduisant les mouvements et en renforçant la rigidité du bâtiment. Cette solution garantit une meilleure sécurité et une bonne performance globale de la structure.

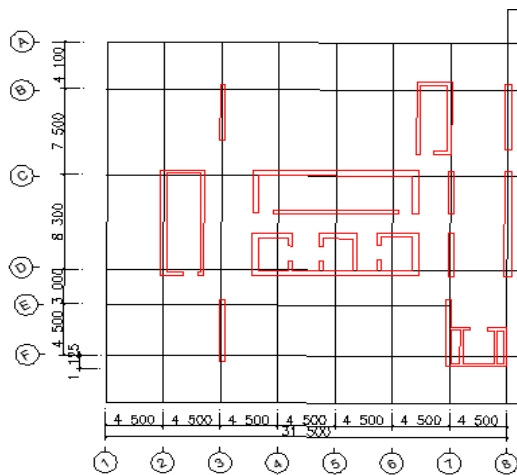


Figure II. 6: Vue en plan de système de contreventement.

II.7. IMPLANTATION DE LA STRUCTURE

II.7.1. Classification du site

Selon le rapport géotechnique réalisé dans le cadre de l'étude du projet, le sol du site d'implantation présente une structure stratifiée, révélant une composition hétérogène en profondeur. L'analyse des sondages effectués sur le terrain a permis d'identifier les couches suivantes :

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Une couche superficielle de remblai d'une épaisseur comprise entre 0,4 et 2,5m.

Une couche d'argile limono-sableuse sous-jacente, d'environ 0,50 m à 2,00 m d'épaisseur.

Une couche alluvionnaire, composée de sable, de grès induré d'une épaisseur de 36 à 39m.

Le niveau de la nappe phréatique a été mesuré entre 4 et 6m de profondeur.

D'après les données fournies par le rapport géotechnique et le RPA 2024, le sol est classé en catégorie S2 (site ferme).

II.7.2. Classification de l'ouvrage selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité. (**Figure 0.1**)

Selon RPA2024 article 3.1 Annexe A : le projet est situé dans la wilaya d'Alger qu'est classée en **zone VI** « sismicité élevée ».

II.7.3. Classification de l'ouvrage selon son importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Selon l'article 3.4 de RPA 2024 l'ouvrage est classé selon son importance sous le groupe d'usage **1B : Bâtiment de grande importance**.

II.8. LES CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX BÉTON ET ACIER

II.8.1. Béton

Le béton est un matériau composite obtenu en mélangeant du ciment, de l'eau, des granulats (sable et gravier) et éventuellement des adjuvants. Ce mélange, une fois durci, forme une masse solide et résistante, largement utilisée dans le bâtiment et les travaux publics pour réaliser des structures comme des fondations, des dalles, des poutres ou des murs.

II.8.2. Résistances caractéristiques du béton

Tableau II. 2: Résistance du béton.

Résistance du béton	Résistance à la compression MPa	Résistance à la traction MPa
Eléments verticaux / Horizontaux	30	2.4

1) Les contraintes limites de compression

- À l'état limite ultime (ELU)

La résistance d'une structure face aux sollicitations extérieures doit être évaluée à partir du diagramme contrainte-déformation (σ , ε) du béton.

La résistance ultime du béton s'exprime par la formule :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Les valeurs des coefficients de sécurité partiels du béton γ_b ainsi que celles du coefficient θ , en fonction de la durée d'application des charges, sont définies conformément aux dispositions de l'article 7.3.2 du RPA 2024.

- À l'état limite de service (ELS)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Tableau II. 3: Contraintes limites de béton.

Contrainte limite			
ELU (MPa)			ELS (MPa)
$\gamma_b=1.5$	$\gamma_b=1.15$	$\gamma_b=1.20$	18
17	22.17	21.25	

2) Module d'élasticité

- Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures il est calculé à travers la formule suivante :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour une résistance à la compression du béton à 28 jours, le module de déformation instantané du béton est égal à 34179.56 MPa.

- Module de déformation longitudinale différé

Pour les charges ayant une longue durée :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij}$$

Le module de déformation longitudinale différé est de 11393.18 MPa.

II.8.3. Acier

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone entre 0,02 % et 2 % en masse. Il est caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

II.8.4. Résistance caractéristique

Le caractère mécanique de référence de l'acier est la valeur de sa limite d'élasticité f_e donnée ci-dessous :

Tableau II. 4:Les résistances caractéristiques de l'acier.

Type	Nuance	Contrainte limite f_e (MPa)	Contrainte de rupture σ_{bc} (MPa)	Déformation de rupture ϵ_{sr} (%)
Haute adhérence (HA)	Fe E 400	400	480	14
	Fe E 500	500	550	12

Dans notre projet l'acier choisit est un acier de haute adhérence de nuance Fe E 500.

- **Les contraintes limites**
 - **À l'état limite ultime (ELU)**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon l'article 7.3.2 du RPA 2024, le coefficient partiel de sécurité de l'acier est égal à : $\gamma_s=1.00$.

- **À l'état limite de service (ELS)**

On s'intéresse à la limitation de la fissuration qui conduit à la limitation des contraintes appliquées.

- Cas où la fissuration est peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n'est demandée (en dehors de la vérification à l'ELU).

CHAPITRE II : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

- Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max} [0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}]$$

Dans notre

- Cas où la fissuration est très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max} [0.4f_e, 88\sqrt{\eta f_{tj}}]$$

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

Tableau II. 5: Les contraintes limites de l'acier.

Etat limite	Contrainte limite	
ELU	Situation durable (MPa) $\gamma_s=1.15$	434.78
	Situation accidentelle (MPa) $\gamma_s=1.00$	500
	RPA 2024 $\gamma_s=1.00$	500
ELS	Fissuration préjudiciable (MPa)	250
	Fissuration très préjudiciable (MPa)	200



CHAPITRE III

**PRÉ DIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS STRUCTURAUX**



III.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de la conception structurelle d'un bâtiment, le pré dimensionnement constitue une étape fondamentale qui précède le dimensionnement détaillé. Il s'agit d'estimer les dimensions des éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux, les voiles et les planchers. Cette phase préliminaire vise à obtenir les dimensions optimales des éléments structuraux afin d'assurer une répartition optimale des charges et à garantir la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement sera ensuite validé ou non par le calcul structurel.

III.2. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : la partie portante ; le revêtement et le plafond ou le faux plafond.

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- Résistance et stabilité (porteuse).
- Rigidité de diaphragme horizontal.
- Etanchéité et protection à l'air, au feu et aux effractions.
- Isolation thermique et acoustique.

Dans le cas de la tour calculée, vu les grandes travées imposées, la dalle pleine en BA est le meilleur choix et sera plus performante quant à la rigidité du diaphragme. Elle doit néanmoins satisfaire plusieurs conditions citées ci-dessous :

1) Condition d'isolation acoustique :

Selon les règles techniques « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

2) Conditions de sécurité contre l'incendie :

Selon l'Eurocode 2 (EN 1992-1-2), l'épaisseur du plancher doit atteindre des valeurs minimales afin d'assurer une résistance au feu conforme aux exigences réglementaires, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau III. 1:Épaisseur minimale des planchers coupe-feu.

Condition	Épaisseur minimale	Type de construction
Résistance au feu de 1 heure	07 cm	Tout type de construction
Résistance au feu de 2 heures	11 cm	Habitation de grande hauteur

Résistance au feu de 3 heures	15 cm	Habitation de grande hauteur
Résistance au feu de 4 heures	17 cm	Sous-sol

3) Limitation des flèches :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA93, il faut vérifier que le flèche calculer doit être inférieur à la flèche admissible, sachant que la flèche admissible est donnée par :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L_{max} < 5m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5cm \quad \text{Si } L_{max} \geq 5m$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \quad \text{Avec : } f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

III.2.1. Détermination des épaisseurs

Resistance à la flexion (condition de rigidité)

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

Avec :

Lx : La petite portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis.

Ly : La grande portée d'un panneau de dalle en béton armé mesurée entre nus d'appuis.

- Si la dalle se porte sur appuis simples : $e_{dalle} = \frac{Lx}{20}$
- Si la dalle est continue avec $\rho < 0.40$ on dit que la dalle porte dans un seul sens ($Lx \ll Ly$) : alors $e_{dalle} = \frac{Lx}{30}$
- Si la dalle est continue avec $0.40 \leq \rho \leq 1$ on dit que la dalle porte dans deux sens : alors $e_{dalle} = \frac{Lx}{40}$

Plancher podium et tour

On prend le panneau de la dalle le plus chargé :

Tableau III. 2:Épaisseur du plancher.

Lx (m)	Ly (m)	ρ	e dalle (cm)	Épaisseur choisit
4.50	8.30	0.54	11	15cm

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e=15\text{cm} \geq 15\text{ cm}$ (vérifiée).
- Vérification de l'isolation acoustique : $e=15\text{cm} > 13\text{ cm}$ (vérifiée).

Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

On a : $L_{max} = 8.30\text{m} \geq 5\text{m}$

$$\text{Alors : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,005 = 13.3\text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

$$L = 4.50\text{m}$$

$$E = 34179.56\text{ MPa}$$

$$I = 2.8125 \times 10^{-4}\text{ m}^4$$

Le poids propre : $G = 25 \times e \times 1 = 3.75\text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/ml}$

$$\text{Alors : } f_{cal} = 4.03\text{mm}$$

$$f_{cal} = 4.03\text{mm} \leq f_{adm} = 13.3\text{mm}$$

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges est l'évaluation des charges permanentes et les surcharges d'exploitation de tous les éléments constituant le bâtiment, en se basant sur le principe de distribution de ces charges sur les éléments du bâtiment. Son objectif se rapporte à la recherche de l'effort gravitaire sollicitant l'élément le plus bas du bâtiment via les charges qui lui sont transmises. Cette étape est effectuée à l'aide de DTR B.C.2.2.

III.2.2.1. Charges d'exploitation

Tableau III. 3:Charges d'exploitation.

Nature des locaux	Valeurs KN/m ²
Bureaux	3.50
Salle de bain	2.00
Chambre	2.50
Cage d'escalier	2.50
Dépôt	3.50
Salle électrique	3.50
Balcon	3.50

III.2.2.2. Plancher terrasse inaccessible

Tableau III. 4:Descente de charge du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Poids volumique KN/m ³	Epaisseur m	Poids KN/m ²
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanente	7.72
		Charge d'exploitation	1.50

III.2.2.3. Plancher étage courant

Tableau III. 5: Descente de charge du plancher étage courant.

Désignation	Poids volumique KN/m ³	Epaisseur m	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
Cloisons en maçonnerie	-	-	1
Charge permanente			6.15

III.3. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Le prédimensionnement des poutres consiste à proposer des dimensions pour la section transversale de la poutre. Il est basé sur la condition de la flèche admissible ainsi que sur certaines prescriptions fournies par les règles parasismiques algériennes RPA 2024 :

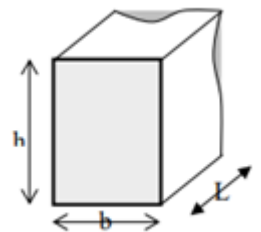
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,8h$$

Où :

b : désigne la largeur de la poutre ;

h : désigne l'épaisseur de la poutre ;

L : désigne la portée maximale de la poutre entre nu des appuis.



Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après selon l'article 7.5.1. Du RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{array} \right.$$

III.3.1. Poutres sens Y

Le sens des poutres principales est transversal dont la portée maximale est de 8,3m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{830}{15} \leq h \leq \frac{830}{10} \quad \text{Alors } 55.33\text{cm} \leq h \leq 83\text{cm} : \text{On prend } \mathbf{h = 70\text{ cm}} \\ 0,3 \times 70 \leq b \leq 0,8 \times 70 \quad \text{Alors } 21\text{ cm} \leq b \leq 56\text{cm} : \text{On prend } \mathbf{b = 40\text{ cm}} \end{array} \right.$$

D'après le RPA 2024 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.75 \leq 4.00 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{8.3}{1000} + 0,005 = 13.3\text{mm}$$

$$f_{cal} \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

$$L=8.3 \text{ m}$$

$$E=34179,55 \text{ MPa}$$

$$I=11.43 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$G=25 \times 0.7 \times 0.4 + 6.15 \times 0.4 = 8.46 \text{ KN.m}$$

$$Q=3.50 \times 0.4 = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$q=1.35G+1.5Q = 1.35 \times 8.46 + 1.5 \times 1.4 = 13.521 \text{ KN.m}$$

$$f_{cal} = 2.13 \text{ mm} < f_{adm}$$

III.3.2. Poutres sens X

Le sens des poutres secondaires est longitudinal dont la portée maximale est de 4,5m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \text{Alors } 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm} : \text{On prend } \mathbf{h = 45\text{ cm}} \\ 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \quad \text{Alors } 12\text{ cm} \leq b \leq 32\text{cm} : \text{On prend } \mathbf{b = 30\text{ cm}} \end{array} \right.$$

D'après le RPA 2024 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4.00 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche :

$$f_{cal} \leq f_{adm} \text{ Avec : } f_{cal} = \frac{5qL^4}{384 EI}$$

$$f_{adm} = \frac{4.5}{500} = 9\text{mm}$$

$$L=4.5\text{m}$$

$$E=34179,55 \text{ MPa}$$

$$I=2.28 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$G=25 \times 0.45 \times 0.3 + 6.15 \times 0.3 = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$Q=3.50 \times 0.3 = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$q=1.35G+1.5Q=1.35 \times 5.22 + 1.5 \times 1.05 = 8.622 \text{ KN.m}$$

$$f_{cal} = 0.59 \text{ mm} < f_{adm}$$

III.4. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs qui supportent les charges permanentes (poids de la structure), les surcharges d'exploitation et les surcharges latérales dues au vent et aux séismes. Associés aux poutres, ils forment des portiques qui participent au système de contreventement du bâtiment par des pourcentages variables. Leur dimensionnement sera réalisé conformément aux règles de CBA 93 et soumis à une vérification selon les prescriptions du RPA 2024.

Dans les bâtiments situés en zone sismique, les poteaux sont principalement soumis à la flexion composée. En effet, ils supportent un effort normal statique dominant, résultant du poids des parties supérieures dont l'effet gravitaire converge au poteau, ainsi qu'un moment fléchissant prépondérant induit par les charges sismiques latérales. Néanmoins, afin de simplifier l'analyse, leur prédimensionnement sera effectué en compression centrée, en prenant en compte l'état limite de stabilité de forme.

D'après l'article 8.4.1 du CBA93, l'effort normal ultime N_u agissant sur des poteaux soumis à une compression centrée doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

Tel que :

- B_r : Section réduite du poteau ;
- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression de béton ;
- f_e : Contrainte limite d'élasticité de l'acier utilisé.

Coefficients de sécurité partiels :

- $\gamma_b = 1.20$
- $\gamma_s = 1.00$

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- Si : $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{(1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2)}$
- Si : $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6 \times (\frac{50}{\lambda})^2$

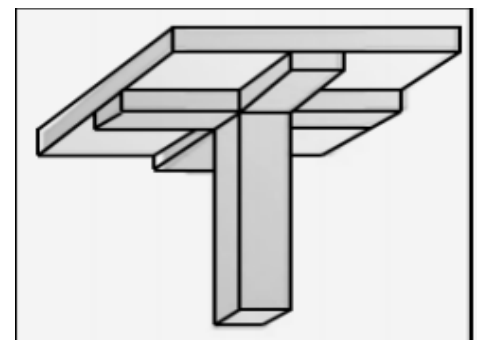


Figure III. 1: Vue en 3D d'un poteau.

On fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ car le calcul se fait en compression centrée.

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.85}{(1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2)} = 0.708$$

D'après l'article 7.4.2 du RPA 2024 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de : $\frac{A}{B} = 1.0\%$ (**zone VI**)

D'où :

$$\text{Br} \geq \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + 0.1\% \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

$$\text{Br} \geq \frac{Nu}{0.708 \left(\frac{30}{0.9 \times 1.20} + 0.1\% \times \frac{500}{1.00} \right)}$$

$$\text{Br} \geq 0.05 Nu$$

Avec : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1; h_1) \geq 30 \text{ cm (Zone VI)} \\ \text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

III.4.1. Calcul de la surface coffrée de poteau

La surface attribuée à chaque poteau sera limitée, puis déterminée à l'aide du logiciel AutoCAD.

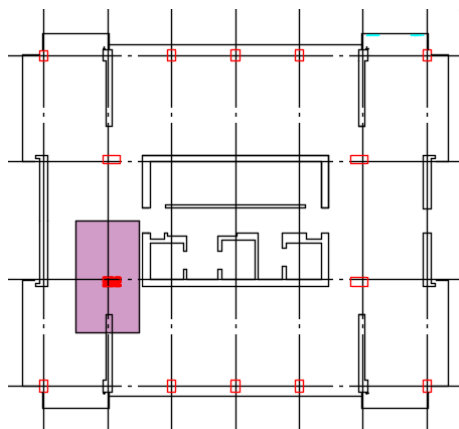


Figure III. 2: Vue en plan de la surface chargée qui revient aux poteaux C1.

Tableau III. 6: Les valeurs des surfaces revenant aux poteau C1.

Poteau	C1
Surface (m ²)	35.55
Surface majorée (10%) m ²	39.105

III.4.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

Le poids du plancher revenant à un poteau donné doit comporter toutes les charges permanentes et d'exploitations ; ces dernières doivent obéir à la loi de dégression.

On majore le poids de la surface du plancher qui revient à un poteau donné par 10% pour obtenir le poids approximatif des poteaux et des poutres qui s'inscrivent dans cette surface.

Calcul de N_G et N_Q

Niveau terrasse inaccessible :

- La charge permanente : $G_{Ter}=7.72 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 8.492 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{Ter}= 1.50 \text{ KN/m}^2$

Etage courant :

- La charge permanente : $G_{ec}=6.15 \text{ KN/m}^2$
- La charge permanente avec majoration de 10% : 6.765 KN/m^2
- La charge d'exploitation : $Q_{ec}=3.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III. 7: Les efforts normaux par étage revenant aux poteau.

Poteau	C1
N_{Gter} (KN)	448.31
N_{Qter} (KN)	87.99
N_{Gec} (KN)	357.14
N_{Qec} (KN)	205.30

III.4.3. Loi de dégression et surcharges d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Tableau III. 8:La loi de dégression.

Sous terrasse	Q_0
Sous étage 1	Q_0+Q_1
Sous étage 2	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
Sous étage 3	$Q_0+0.9(Q_1+ Q_2+Q_3)$
Sous étage 4	$Q_0+0.85(Q_1+ Q_2+Q_3+ Q_4)$
Sous étage 5	$Q_0+0.8(Q_1+ Q_2+Q_3+ Q_4+ Q_5)$
Sous étage n	$Q_0+\frac{3+n}{2n} \sum Q_i$

Tableau III. 9:Coefficient de dégression des charges d'exploitation.

Etage	C_q	Etage	C_q
22	1	Penthouse Roof	1
21	1	Penthouse	1
20	0.95	Roof	0.95
19	0.9	22	0.9
18	0.85	21	0.85
17	0.8	20	0.8
16	0.75	19	0.75
15	0.714	18	0.714
14	0.687	17	0.687

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

13	0.667	16	0.667
12	0.65	15	0.65
11	0.636	14	0.636
10	0.625	13	0.625
9	0.615	12	0.615
8	0.607	11	0.607
7	0.600	10	0.600
6	0.594	9	0.594
5	0.588	8	0.588
4	0.583	7	0.583
3	0.579	6	0.579
2	0.575	5	0.575
1	0.571	4	0.571
RDC	0.568	3	0.568
Sous-Sol 1	0.565	2	0.565
Sous-Sol 2	0.563	1	0.563
		RDC	0.56
		Sous-sol 1	0.557
		Sous-sol 2	0.555

Suivant la méthode préconisée par le CBA93, nous avons calculé les sections réduites Br puis les dimensions finales des poteaux.

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau III. 10:Pré Dimensionnement de poteau C1.

Etage	$N_G(KN)$	C_q	$N_Q(KN)$	$N_u(KN)$	Br (cm ²)	a-2 cm	a (cm)	A (cm)	Section (cm ²)
Penthouse roof	448,31	1	87,99	536,3	268,15	16,38	18,38	22,05	50*50
Penthouse	805,45	1	293,29	1098,74	549,37	23,44	25,44	30,53	50*50
Roof	1162,59	0.95	478,06	1640,65	820,33	28,64	30,64	36,77	50*50
22	1519,73	0.9	642,3	2162,03	1081,02	32,88	34,88	41,85	50*50
21	1876,87	0.85	786,01	2662,88	1331,44	36,49	38,49	46,19	60*60
20	2234,01	0.8	909,19	3143,2	1571,60	39,64	41,64	49,97	60*60
19	2591,15	0.75	1011,84	3602,99	1801,50	42,44	44,44	53,33	60*60
18	2948,29	0.714	1114,08	4062,37	2031,19	45,07	47,07	56,48	70*70
17	3305,43	0.687	1216,32	4521,75	2260,88	47,55	49,55	59,46	70*70
16	3662,57	0.667	1320,41	4982,98	2491,49	49,91	51,91	62,30	70*70
15	4019,71	0.65	1422,44	5442,15	2721,08	52,16	54,16	65,00	80*80
14	4376,85	0.636	1524,27	5901,12	2950,56	54,32	56,32	67,58	80*80
13	4733,99	0.625	1627,74	6361,73	3180,87	56,40	58,40	70,08	80*80
12	5091,13	0.615	1729,36	6820,49	3410,25	58,40	60,40	72,48	90*90
11	5448,27	0.607	1832,63	7280,9	3640,45	60,34	62,34	74,80	90*90
10	5805,41	0.600	1935,69	7741,1	3870,55	62,21	64,21	77,06	90*90
9	6162,55	0.594	2039,16	8201,71	4100,86	64,04	66,04	79,25	90*90
8	6519,69	0.588	2140,17	8659,86	4329,93	65,80	67,80	81,36	100*100
7	6876,83	0.583	2242,41	9119,24	4559,62	67,52	69,52	83,43	100*100
6	7233,97	0.579	2346,49	9580,46	4790,23	69,21	71,21	85,45	100*100
5	7591,11	0.575	2448,94	10040,05	5020,03	70,85	72,85	87,42	100*100
4	7948,25	0.571	2549,74	10497,99	5249,00	72,45	74,45	89,34	100*100
3	8305,39	0.568	2653,42	10958,81	5479,41	74,02	76,02	91,23	110*110
2	8662,53	0.565	2755,86	11418,39	5709,20	75,56	77,56	93,07	110*110
1	9019,67	0.563	2862	11881,67	5940,84	77,08	79,08	94,89	110*110
RDC	9376,81	0,56	2962,19	12339	6169,50	78,55	80,55	96,66	110*110

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Sous-sol 1	9733,95	0,557	3060,14	12794,09	6397,05	79,98	81,98	98,38	120*120
Sous-sol 2	10091,09	0,555	3164,41	13255,5	6627,75	81,41	83,41	100,09	120*120

Remarque

Les sections des poteaux ne vérifient pas la condition de l'effort normal réduit (article 7.4.3 du RPA 2024). Une augmentation des dimensions a donc été effectuée afin de satisfaire cette exigence réglementaire.

Tableau III. 11:Pré Dimensionnement de poteau C1.

Etage	$N_G(KN)$	C_q	$N_Q(KN)$	$N_u(KN)$	$Br (cm^2)$	a-2 cm	a (cm)	A (cm)	Section (cm ²)
Penthouse roof	448,31	1	87,99	536,3	268,15	16,38	18,38	22,05	80×80
Penthouse	805,45	1	293,29	1098,74	549,37	23,44	25,44	30,53	80×80
Roof	1162,59	0.95	478,06	1640,65	820,33	28,64	30,64	36,77	80×80
22	1519,73	0.9	642,3	2162,03	1081,02	32,88	34,88	41,85	80×80
21	1876,87	0.85	786,01	2662,88	1331,44	36,49	38,49	46,19	80×80
20	2234,01	0.8	909,19	3143,2	1571,60	39,64	41,64	49,97	90×90
19	2591,15	0.75	1011,84	3602,99	1801,50	42,44	44,44	53,33	90×90
18	2948,29	0.714	1114,08	4062,37	2031,19	45,07	47,07	56,48	90×90
17	3305,43	0.687	1216,32	4521,75	2260,88	47,55	49,55	59,46	90×90
16	3662,57	0.667	1320,41	4982,98	2491,49	49,91	51,91	62,30	90×90
15	4019,71	0.65	1422,44	5442,15	2721,08	52,16	54,16	65,00	100×100
14	4376,85	0.636	1524,27	5901,12	2950,56	54,32	56,32	67,58	100×100
13	4733,99	0.625	1627,74	6361,73	3180,87	56,40	58,40	70,08	100×100
12	5091,13	0.615	1729,36	6820,49	3410,25	58,40	60,40	72,48	100×100
11	5448,27	0.607	1832,63	7280,9	3640,45	60,34	62,34	74,80	100×100
10	5805,41	0.600	1935,69	7741,1	3870,55	62,21	64,21	77,06	110×110
9	6162,55	0.594	2039,16	8201,71	4100,86	64,04	66,04	79,25	110×110
8	6519,69	0.588	2140,17	8659,86	4329,93	65,80	67,80	81,36	110×110
7	6876,83	0.583	2242,41	9119,24	4559,62	67,52	69,52	83,43	110×110
6	7233,97	0.579	2346,49	9580,46	4790,23	69,21	71,21	85,45	110×110

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

5	7591,11	0.575	2448,94	10040,05	5020,03	70,85	72,85	87,42	125×125
4	7948,25	0.571	2549,74	10497,99	5249,00	72,45	74,45	89,34	125×125
3	8305,39	0.568	2653,42	10958,81	5479,41	74,02	76,02	91,23	125×125
2	8662,53	0.565	2755,86	11418,39	5709,20	75,56	77,56	93,07	125×125
1	9019,67	0.563	2862	11881,67	5940,84	77,08	79,08	94,89	125×125
RDC	9376,81	0,56	2962,19	12339	6169,50	78,55	80,55	96,66	130×130
Sous-sol 1	9733,95	0,557	3060,14	12794,09	6397,05	79,98	81,98	98,38	130×130
Sous-sol 2	10091,09	0,555	3164,41	13255,5	6627,75	81,41	83,41	100,09	130×130

III.4.4. Vérification des conditions de RPA 2024

Selon l'article 7.4.1 du RPA 2024, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm (Zone VI)} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

l_{cl} : la longueur libre de poteau

Le tableau (III.12) indique toutes les vérifications des conditions de RPA 2024.

Tableau III. 12: Vérification des conditions de RPA 2024.

Poteaux (cm ²)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 30cm	l_{cl} (Cm)	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{l_{cl}}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
80 × 80	Vérifiée	326	Vérifiée	1	Vérifiée
		330			
		356			
90 × 90	Vérifiée	326	Vérifiée	1	Vérifiée
100 × 100	Vérifiée	326	Vérifiée	1	Vérifiée

110×110	Vérifiée	326	Vérifiée	1	Vérifiée
125×125	Vérifiée	326	Vérifiée	1	Vérifiée
		420			
		540			
130×130	Vérifiée	390	Vérifiée	1	Vérifiée
		490			
		720			

III.4.5. Vérification de non-flambement des poteaux

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

- Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- Élancement mécanique :

$$l_f = k_0 \times l_0$$

Avec : l_f : longueur de flambement ;

l_0 : longueur libre du poteau

$k_0 = 0,7$ pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

Il suffit que : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$

Tableau III. 13:Vérification de condition du flambement poteaux centraux.

Poteau (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	I (cm ⁴)	B(cm ²)	i(cm)	λ	Vérification
80× 80	326	228,2	3413333,33	6400	23,09	9,88	Vérifiée
	330	231				10,00	
	356	249,2				10,79	
90× 90	326	228,2	5467500	8100	25,98	8,78	Vérifiée
100×100	326	228,2	8333333,33	10000	28,87	7,91	Vérifiée
110×110	326	228,2	12200833,3	12100	31,75	7,19	Vérifiée
125×125	326	228,2	20345052,1	15625	36,08	6,32	Vérifiée
	420	294				8,15	
	540	378				10,48	
130×130	390	273	23800833,3	16900	37,53	7,27	Vérifiée
	490	343				9,14	
	720	504				13,43	

III.5. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le prédimensionnement des voiles est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 2024, ces voiles qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Sont considérés comme voiles les éléments de contreventement satisfaisant la condition :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m\right)$$

Tel que :

- l_w : La longueur de voile
- b_w : L'épaisseur minimale doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{20})$$

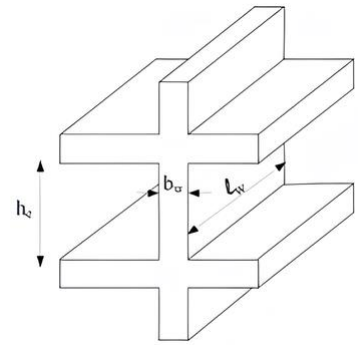


Figure III. 3:Vue 3D d'un voile.

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non-flambement), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de, la hauteur libre du niveau, et des conditions de rigidité aux extrémités.

Tableau III.1: Coupe des voiles en plan et conditions de rigidité aux extrémités.

Condition 1		$b_w \geq \max(0.15, \frac{h_e}{20})$
Condition 2		$b_w \geq \max(0.15, \frac{h_e}{20})$
Condition 3		$b_w \geq \max(0.15, \frac{h_e}{20})$

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voiles de contreventement (Noyau Central).
- Voile périphérique.

III.5.1. Pré dimensionnement de noyau central

Un noyau central de contreventement est une structure verticale et rigide qui traverse le bâtiment sur toute sa hauteur. Généralement situé au centre de l'édifice, il est composé d'un ensemble de murs voiles reliés entre eux, formant ainsi une structure résistante et stable. Son

CHAPITRE III : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

rôle principal est d'assurer la rigidité du bâtiment et de supporter les forces latérales, telles que celles engendrées par le vent et les séismes.

Les différentes forces horizontales qui agissent sur la structure vont être transmises au noyau central à l'aide des éléments horizontaux.

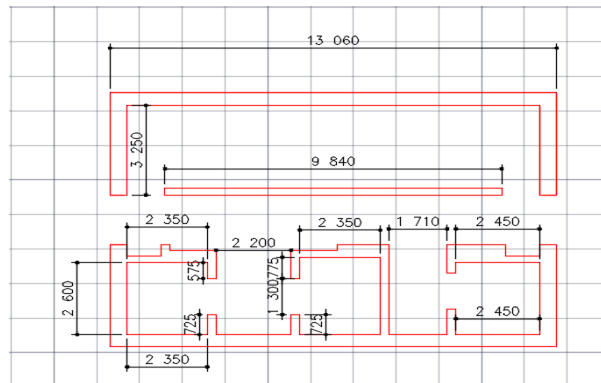


Figure III. 4: Noyau central.

Nous remarquons qu'il existe des différentes formes de voiles selon les conditions aux extrémités.

La hauteur de l'étage courant est : $h_e=3.26m$.

Tableau III. 14: Conditions de rigidité aux extrémités.

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
La condition	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$	$b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$
Épaisseur retenue (m)	0.163	0.163	0.163
Épaisseur choisie (cm)	50	50	50
Vérification de la condition $l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$	$l_w \geq \max(1.09; 0.8; 1m)$	$l_w \geq \max(1.09; 0.8; 1m)$	$l_w \geq \max(1.09; 0.8; 1m)$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

III.5.2. Pré dimensionnement des voiles périphériques

Afin d'isoler la partie sous-sol de la construction du sol adjacent et pour reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique.

D'après l'article 10.1.2 du RPA 2024, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition : $b_w \geq \max(0.15; \frac{h_e}{20})$

Dans notre cas $h_e=8.8\text{m}$;

Alors : $b_w \geq \max(0.15; \frac{8.8}{20}) \rightarrow b_w \geq \max(0.15; 0.44)$

On prend une épaisseur de 45cm.



CHAPITRE IV

**ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE
ET ANALYSE MODALE**



IV.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de cette étude, l'élaboration d'un modèle numérique représente une étape fondamentale permettant de simuler avec précision le comportement global de la structure. De nos jours, cette étape ne peut se faire sans l'utilisation des différents logiciels de calcul en Eléments Finis qui permettent une modélisation fiable du comportement structurel, tout en offrant une grande précision dans l'analyse.

Ce chapitre présente la modélisation numérique de la Tour B du Flat hôtel, réalisée à l'aide du logiciel ETABS, ainsi que les résultats de l'analyse modale de la structure. Cette dernière permet de déterminer les fréquences propres de la structure et ses modes de vibration, éléments essentiels pour évaluer sa réponse dynamique, notamment face aux sollicitations sismiques.

IV.2. MODÈLE NUMÉRIQUE DE LA STRUCTURE

1) Vue en 3D de la structure

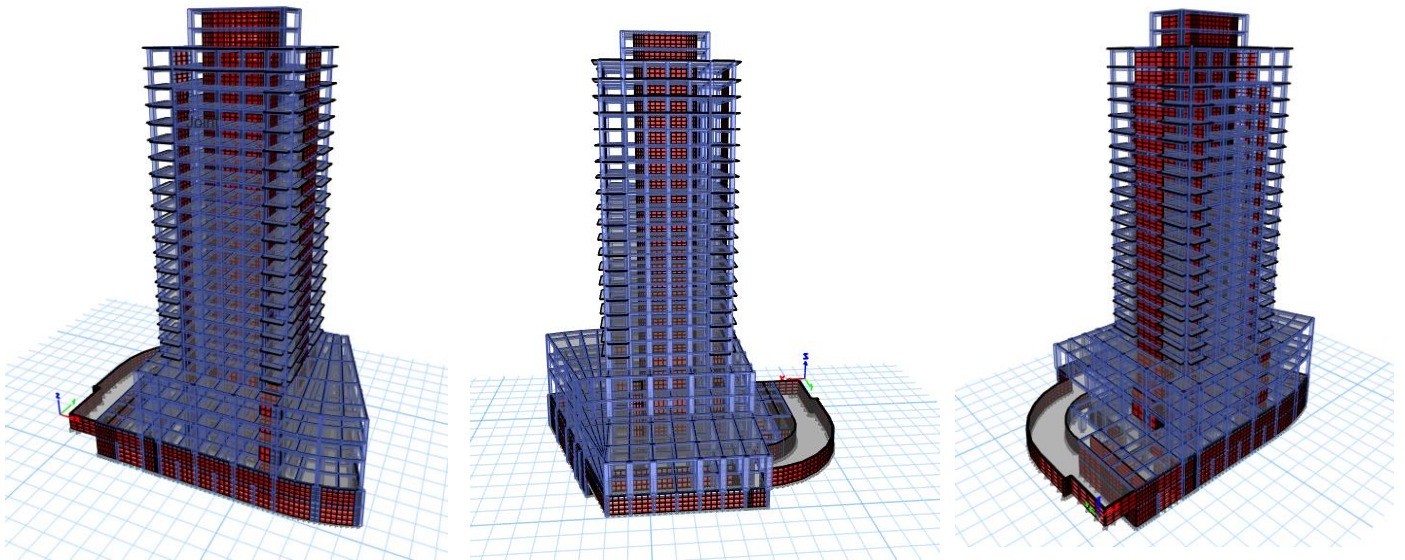


Figure IV. 2: Vue en 3D du modèle numérique de la structure.

- 2) Les vues en plan de la structure
- Vue en plan de 2^{ème} sous-sol

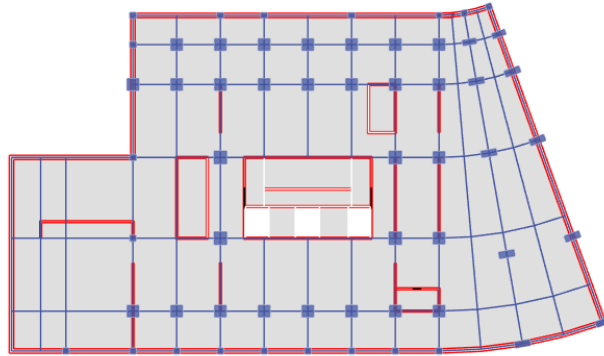


Figure IV. 3:Vue en plan de 2ème sous-sol.

- Vue en plan de 1^{er} sous-sol

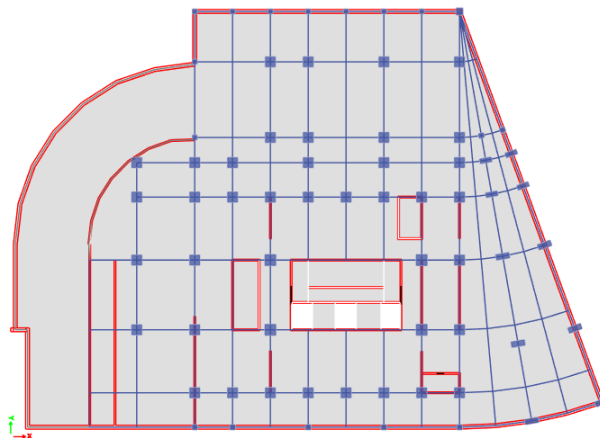


Figure IV. 4:Vue en plan de 1er sous-sol.

- Vue en plan de Rez de chaussée

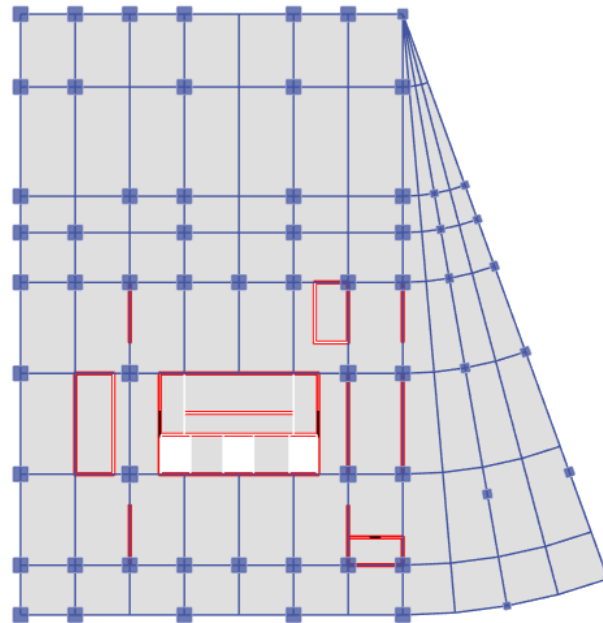


Figure IV. 5:Vue en plan de RDC.

- Vue en plan de 1^{er} et 2^{ème} étage

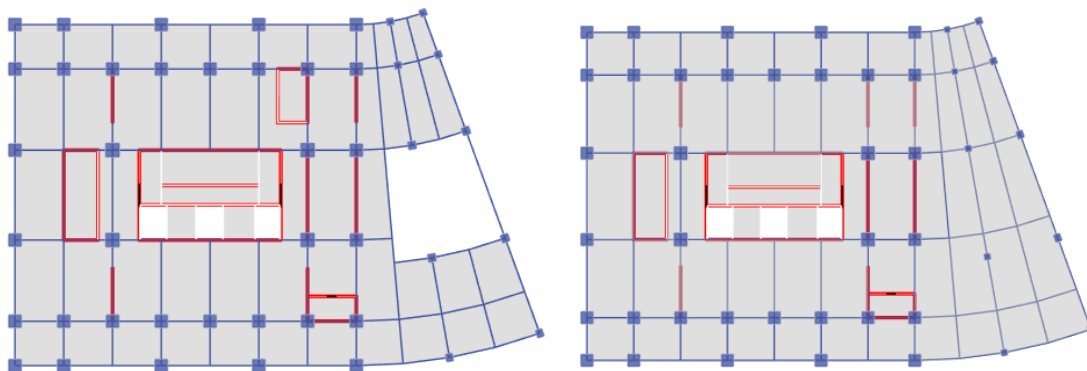


Figure IV. 6:Vue en plan de 1er et 2ème étage.

- Vue en plan des étages courants (du 3^{ème} au 20^{ème} étage)

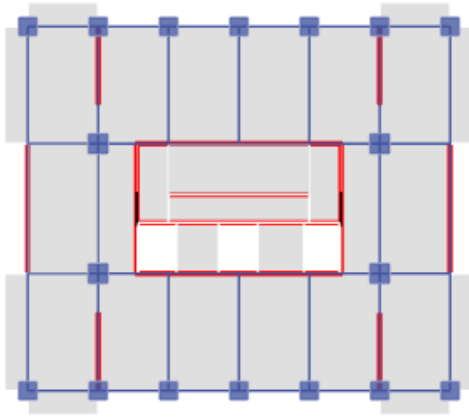


Figure IV. 7: Vue en plan des étages courants (du 3^{ème} au 18^{ème} étage).

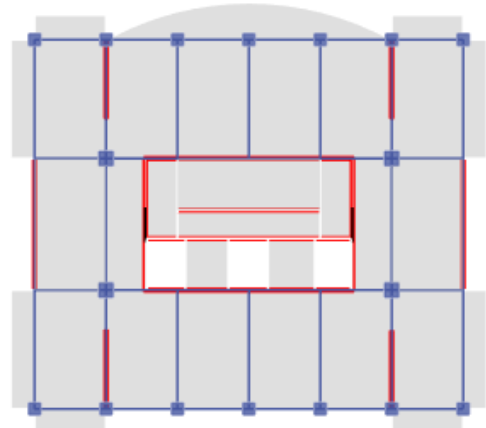


Figure IV. 8: Vue en plan des étages 19 et 20.

- Vue en plan des étages 21 et 22

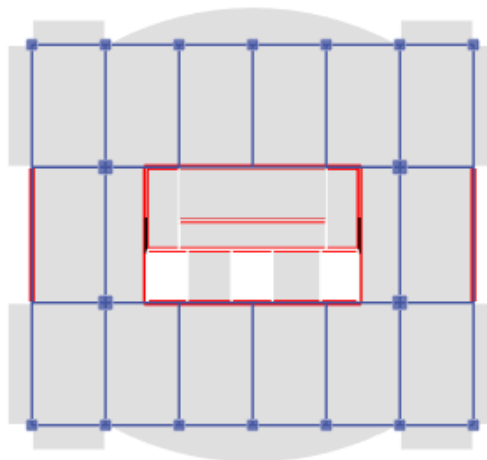


Figure IV. 9: Vue en plan des étages 21 et 22.

3) Vue en élévation de la structure

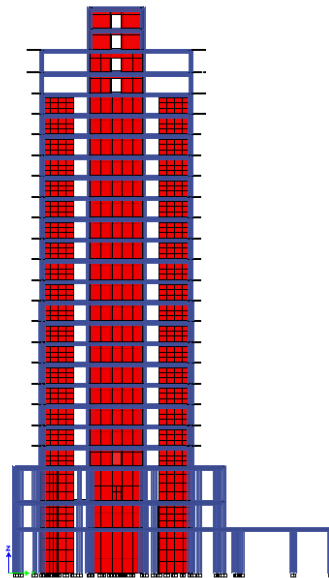


Figure IV. 10: Vue en élévation de la structure.

IV.3. ANALYSE MODALE

L'analyse modale est une analyse cruciale en dynamique des structures car sa bonne interprétation permet de comprendre les caractéristiques dynamiques vibratoires des structures. Les paramètres les plus importants à déterminer à travers l'analyse modale sont : les périodes (fréquences) propres, les modes propres et les facteurs de participation massique. Cette analyse est fondamentale pour anticiper la réponse d'une structure face aux sollicitations dynamiques, telles que les séismes ou les vibrations induites par le vent, afin d'optimiser sa conception et sa sécurité.

Dans l'analyse modale, le nombre de modes à retenir est obtenu lorsque la participation massique atteint 90% de la masse.

IV.3.1. Résultats de l'analyse modale

Tableau IV. 1: Résultats de l'analyse modale.

Mode	Période (s)	U_x	U_y	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,207	0,3129	0,2821	0,3129	0,2821
2	1,189	0,2874	0,3029	0,6003	0,585

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

3	0,613	1,065E-05	0,0001	0,6003	0,5851
4	0,31	0,0001	0,189	0,6004	0,7741
5	0,281	0,2061	0,0001	0,8065	0,7742
6	0,211	7,665E-06	0,0007	0,8065	0,775
7	0,148	1,017E-05	0,1006	0,8065	0,8755
8	0,133	0,0278	0,0006	0,8344	0,8761
9	0,129	0,0722	4,851E-05	0,9065	0,8762
10	0,093	1,577E-05	0,0535	0,9066	0,9297
11	0,09	0,0039	0,0006	0,9105	0,9302
12	0,081	0,0443	1,329E-06	0,9548	0,9302
13	0,066	0,0004	0,0223	0,9553	0,9525
14	0,065	0,0017	0,0047	0,9569	0,9572
15	0,058	0,0195	4,58E-06	0,9764	0,9573
16	0,052	9,284E-06	1,176E-05	0,9764	0,9573
17	0,05	2,174E-06	0,0176	0,9764	0,9748
18	0,044	0,0092	1,085E-05	0,9856	0,9749
19	0,043	0,002	0,0001	0,9876	0,975
20	0,04	0	0,0127	0,9876	0,9877
21	0,036	0,0064	0	0,994	0,9877
22	0,035	0,0004	0,0001	0,9944	0,9878
23	0,034	7,067E-06	0,0064	0,9944	0,9942
24	0,031	0,0025	0	0,9969	0,9942

CHAPITRE IV : ÉLABORATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET ANALYSE MODALE

25	0,029	8,719E-07	0,0023	0,9969	0,9964
26	0,029	1,4E-05	0,0001	0,9969	0,9965
27	0,027	0,0009	0	0,9978	0,9965
28	0,026	1,806E-06	0,0011	0,9978	0,9976
29	0,025	0	9,537E-06	0,9978	0,9976
30	0,024	0,0002	2,326E-05	0,998	0,9976

IV.3.2. Interprétation des résultats

- La période fondamentale de la structure obtenue par la méthode numérique : $T=1,207s$.
- Les 90% de la participation massique sont atteints au bout du 9^{ème} mode selon X et au bout du 10^{ème} mode selon Y.
- Les modes de déformations de la structure :
 - Le premier et le deuxième mode est une translation en diagonale.
 - Le troisième mode est un mode de torsion.

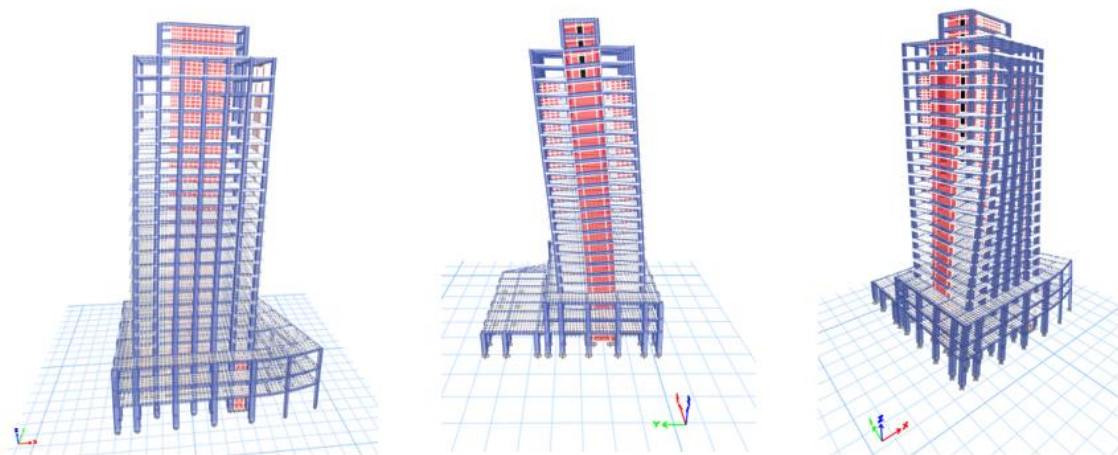


Figure IV. 11 : Représentation du 1er, 2ème et 3ème mode.

IV.3.3. Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.2.4 de RPA 2024, la période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La période fondamentale définie par la méthode numérique

Suivant x : $T_x=1,207s$

Suivant y : $T_y=1,189s$

2. La période fondamentale définie par la méthode empirique

$$T_{\text{empirique}}=C_T(h_N)^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, $h_N=88,9m$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : $C_T=0.05$

Donc :

$$T_{\text{empirique}}=0.05 \times (88.9)^{3/4}=1,448s$$

Tableau IV. 2: Vérification de la période fondamentale de la structure.

$T_x(s)$	$T_y(s)$	$1.3T_{\text{emp}}(s)$	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}}$
1,207	1,189	1,882	Vérifiée



CHAPITRE V

ÉTUDE SISMIQUE



V.1. INTRODUCTION

Un séisme est un phénomène naturel qui se manifeste par des mouvements vibratoires de la croûte terrestre, résultant de la libération soudaine d'énergie accumulée dans les failles géologiques. Ces secousses, parfois violentes, peuvent engendrer des dommages considérables aux structures situées sur les zones affectées.

Lors d'un séisme, les mouvements du sol excitent les ouvrages par le déplacement de leurs appuis, ce qui entraîne une amplification variable des efforts subis en fonction de la période de la structure et de la nature du sol. Face à ce risque, l'étude parasismique joue un rôle essentiel en analysant la réponse dynamique des structures aux sollicitations sismiques et en évaluant leur capacité à résister aux forces induites.

L'objectif de cette étude est d'analyser le comportement des structures face aux actions sismiques afin de limiter les dommages potentiels et d'assurer des conditions de sécurité optimales pour les personnes et les biens.

V.2. MÉTHODE DE CALCUL

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques et de dimensionner la structure de telle sorte à résister à celles-ci. D'après le RPA2024 en vigueur en Algérie, ce calcul peut être mené par les trois méthodes suivantes :

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

V.3. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

V.3.1. Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2. Calcul de la force sismique

Selon l'article 4.2.3 de RPA 2024, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

λ : Coefficient de correction :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq 2. T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{, autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Où : $W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Remarque :

Dans le cadre de notre projet, la méthode statique équivalente ne peut être appliquée, car les conditions requises par le RPA 2024 ne sont pas satisfaites, notamment en raison de la hauteur de la structure, qui dépasse les 65 mètres. Toutefois, certaines vérifications exigées par le RPA 2024 imposent l'utilisation de cette méthode.

V.4. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

L'analyse dynamique offre une interprétation plus réaliste du comportement d'une structure soumise à des charges sismiques. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Elle est particulièrement adaptée aux structures complexes ou atypiques,

notamment lorsque la méthode statique équivalente est insuffisante, non autorisée ou non conforme aux exigences du RPA 2024.

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure.

Selon le RPA 2024, article 3.3.3, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ;
- A : Coefficient d'accélération de zone au rocher ;
- R : Coefficient de comportement de la structure ;
- Q_F : Facteur de qualité ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S : Coefficient de site ;
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

V.5. ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

V.5.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

Selon le RPA 2024, elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

V.5.1.1. Coefficient de correction λ

Selon le RPA 2024, le coefficient de correction est donné par :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

On a : $T_0 = 1,207s$ et $T_2 = 0,6s$

Comme : $T_0 \geq 2 \cdot T_2$, et le bâtiment a plus de 2 niveaux, alors : $\lambda = 1$.

V.5.1.2. Coefficient d'accélération de la zone A

Selon le RPA 2024, article 3.1, la structure se situe dans la zone sismique VI (sismicité élevée).

Selon le RPA 2024, article 3.3, la structure est classée selon son importance sous le groupe d'importance 1B.

Donc, selon le RPA 2024, tableau 3.3, A=0.3.

V.5.1.3. Coefficient de site S

Selon le RPA2024, tableau 3.3, le coefficient de site pour la catégorie S2 est : S=1.20.

V.5.1.4. Coefficient d'importance I

Selon le RPA 2024, tableau 3.11, le coefficient d'importance pour une structure classée sous le groupe d'importance 1B est I=1.20.

V.5.1.5. Coefficient de comportement globale de la structure R

Pour déterminer le coefficient de comportement de la structure, il est nécessaire de vérifier la condition de l'article 3.5 du RPA 2024, relative aux systèmes à ossature noyau ou influencés par un effet noyau.

$$\begin{cases} r_x \leq l_s \\ et \\ r_y \leq l_s \end{cases}$$

Avec :

r_x : Le rayon de torsion suivant x ;

r_y : Le rayon de torsion suivant y ;

l_s : Le rayon de giration massique en plan.

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi})}{\sum I_{xi}}} ; r_y = \sqrt{\frac{\sum(x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi})}{\sum I_{yi}}} ; l_s = \sqrt{\frac{\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}}$$

Tableau V. 1:Vérification du système noyau.

Story	r_x	r_y	l_s	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
Roof	23,705	23,760	6,303	Non vérifiée	Non vérifiée
PH	23,239	23,303	6,177	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 22	22,793	22,868	10,165	Non vérifiée	Non vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 21	22,381	22,461	10,332	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 20	22,014	22,098	10,700	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 19	22,267	21,764	11,004	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 18	21,358	21,431	11,003	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 17	21,031	21,101	11,003	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 16	20,705	20,776	11,003	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 15	20,381	20,457	11,051	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 14	20,057	20,143	11,100	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 13	19,731	19,835	11,100	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 12	19,403	19,533	11,100	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 11	19,071	19,237	11,100	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 10	18,737	18,951	11,150	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 9	18,398	18,675	11,201	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 8	18,052	18,412	11,201	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 7	17,702	18,168	11,201	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 6	17,348	17,949	11,201	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 5	16,994	17,764	11,310	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 4	16,639	17,615	11,416	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 3	16,276	17,502	11,416	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 2	15,895	17,363	14,843	Non vérifiée	Non vérifiée
ETAGE 1	15,297	16,789	14,880	Non vérifiée	Non vérifiée
RDC	14,877	16,481	17,108	Vérifiée	Vérifiée

On remarque que la condition est vérifiée au niveau de RDC, donc le système de contreventement est à ossature noyau (système 06).

Selon le RPA 2024, tableau 3.17, et sachant que la structure est contreventée par noyau central, le coefficient de comportement correspondant à cette catégorie est $R=3$.

V.5.1.6. Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

Selon l'article 4.2.3 du RPA 2024, tableau 4.2, la valeur de Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q est égale à : $\psi_1=0,3$ et $\psi_2=0,4$.

V.5.1.7. Facteur de qualité Q_F

Selon l'article 3.8 du RPA2024 le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de Q_F est déterminée par la formule suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

- P_q : Est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau (3.18).
- i : Est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.
- Pondérations de la catégorie (b) :
 - Régularité en plan

La régularité en plan doit satisfaire la condition suivante :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} e_{0y} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Avec :

e_{0x} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité ;

e_{0y} : est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité.

Tableau V. 2: Vérification de la régularité en plan.

Story	e_{0x}	$0.30r_x$	$e_{0x} \leq 0.30r_x$	e_{0y}	$0.30r_y$	$e_{0y} \leq 0.30r_y$
Roof	0,336	7,112	Vérifiée	0,132	7,128	Vérifiée
PH	0,345	6,972	Vérifiée	0,144	6,991	Vérifiée
ETAGE 22	0,358	6,838	Vérifiée	0,151	6,860	Vérifiée
ETAGE 21	0,379	6,714	Vérifiée	0,149	6,738	Vérifiée
ETAGE 20	0,401	6,604	Vérifiée	0,147	6,630	Vérifiée
ETAGE 19	0,419	6,680	Vérifiée	0,151	6,529	Vérifiée
ETAGE 18	0,437	6,407	Vérifiée	0,156	6,429	Vérifiée

ETAGE 17	0,454	6,309	Vérifiée	0,160	6,330	Vérifiée
ETAGE 16	0,474	6,212	Vérifiée	0,163	6,233	Vérifiée
ETAGE 15	0,496	6,114	Vérifiée	0,167	6,137	Vérifiée
ETAGE 14	0,520	6,017	Vérifiée	0,170	6,043	Vérifiée
ETAGE 13	0,548	5,919	Vérifiée	0,174	5,950	Vérifiée
ETAGE 12	0,579	5,821	Vérifiée	0,179	5,860	Vérifiée
ETAGE 11	0,615	5,721	Vérifiée	0,183	5,771	Vérifiée
ETAGE 10	0,657	5,621	Vérifiée	0,189	5,685	Vérifiée
ETAGE 9	0,706	5,519	Vérifiée	0,195	5,602	Vérifiée
ETAGE 8	0,765	5,416	Vérifiée	0,203	5,524	Vérifiée
ETAGE 7	0,834	5,310	Vérifiée	0,212	5,450	Vérifiée
ETAGE 6	0,917	5,204	Vérifiée	0,222	5,385	Vérifiée
ETAGE 5	1,015	5,098	Vérifiée	0,235	5,329	Vérifiée
ETAGE 4	1,129	4,992	Vérifiée	0,249	5,284	Vérifiée
ETAGE 3	1,250	4,883	Vérifiée	0,261	5,251	Vérifiée
ETAGE 2	1,232	4,768	Vérifiée	0,239	5,209	Vérifiée
ETAGE 1	1,100	4,589	Vérifiée	0,228	5,037	Vérifiée
RDC	0,933	4,463	Vérifiée	0,633	4,944	Vérifiée

On observe que les conditions $e_{0x} \leq 0.30r_x$ et $e_{0y} \leq 0.30r_y$ sont satisfaites. En revanche, les conditions $r_x \geq l_s$ et $r_y \geq l_s$ ne sont pas respectés (**Voir tableau V. 3**). Par conséquent, la structure est classée comme irrégulière en plan $P_q=0.05$.

- Régularité en élévation :

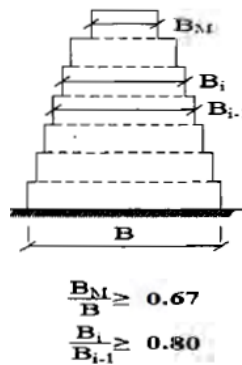


Figure V. 1: Limites des décrochements en élévation.

Sens transversal (sens Y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_M}{B} = \frac{8,30}{49,5} = 0,17 < 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{23,3}{31,5} = 0,74 < 0,80 \end{array} \right. \quad \text{Limite de décrochement non vérifiée}$$

Sens longitudinal (sens X) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_M}{B} = \frac{18}{36} = 0,5 < 0,67 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{27}{31,5} = 0,86 > 0,80 \end{array} \right. \quad \text{Limite de décrochement non vérifiée}$$

La structure n'est pas régulière en élévation, donc $P_q = 0.2$.

- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5).

Tableau V. 4: Vérifications des critères du facteur de qualité Q.

Critères	Pénalités	
	Selon x	Selon y
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.2	0.2
Redondance en plan	0	0
	$Q_{Fx}=1.25$	$Q_{Fy}=1.25$

V.5.1.8. Pourcentage d'amortissement critique ξ

Selon le RPA 2024, tableau 3.5, l'ouvrage est contreventé par des voiles en béton armé, donc $\xi=10\%$.

V.5.1.9. Coefficient de correction d'amortissement visqueux η

Selon le RPA 2024, il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

$$\eta = 0,76 > 0,7.$$

- La période fondamentale définie par la méthode numérique :

$$\text{Selon } x : T_x = 1,207s$$

$$\text{Selon } y : T_y = 1,189s$$

- La période fondamentale définie par la méthode empirique : $T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{3/4}$

Avec :

- h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 88,9m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Selon le tableau 4.6 de RPA 2024 : $C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (88.9)^{3/4} = 1,448s$$

Tableau V. 5: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

$T_x(s)$	$T_y(s)$	$1.3T_{\text{emp}}(s)$	$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{emp}}$	Période à utiliser
1,207	1,189	1,882	Vérifiée	$T_0 = T_{\text{calcul}}$

V.5.1.10. Les périodes caractéristiques

Selon l'article 3.3.1 du RPA 2024, tableau 3.4, nous avons le type de spectre Type I (zone IV) ; et la catégorie de site est (S2), alors :

$$T_1 = 0.1s ; T_2 = 0.5s ; T_3 = 2.0s$$

V.5.2. Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si: 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si: T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- Selon X-X

On a : $T_2=0.5s \leq T=1,207s \leq T_3=2.0s$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[2.5 \times \frac{1.25}{3} \right] \left[\frac{0.5}{1.207} \right] = 0,186$$

- Selon Y-Y

On a : $T_2=0.5s \leq T=1,189s \leq T_3=2.0s$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[2.5 \times \frac{1.25}{3} \right] \left[\frac{0.5}{1.189} \right] = 0,189$$

V.5.3. Le poids total de la structure W

Le poids total de la structure est déterminé par le logiciel ETABS par la combinaison suivante :

$$W = G + 0.3Q_1 + 0.4Q_2 = 338267,27 \text{KN}$$

Alors la force sismique totale par la méthode statique équivalente est égale à :

- Selon X-X

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.186 \times 338267,27 = 62917,71 \text{KN}$$

- Selon Y-Y

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.189 \times 338267,27 = 63932,51 \text{KN}$$

V.6. MÉTHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

V.6.1. Paramètre du spectre

Tableau V. 6:Paramètres du spectre.

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	1B
La catégorie de site	S2
Le facteur de qualité	$Q_F=1.25$
Le coefficient de comportement	$R=3$

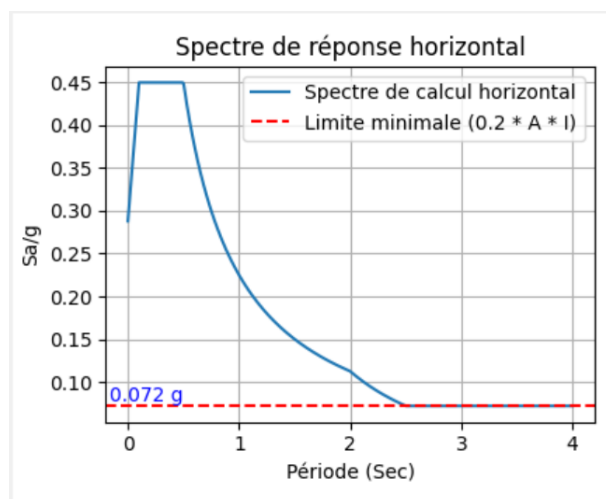


Figure V. 2:Spectre de réponse.

V.6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques V , déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau V. 7:Vérification de la résultante des forces sismiques.

V_{tx} (KN)	V_{ty} (KN)	$0.8V_x$ (KN)	$0.8V_y$ (KN)	$V_{tx} > 0.8V$	$V_{ty} > 0.8V$
51482,56	50030,11	50334,17	51146,01	Vérifiée	Non vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Comme la condition $V_{ty} > 0.8V_y$ n'est pas vérifiée, selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments, etc), dans le rapport $(\frac{0,8V_y}{V_{ty}})$

$$\frac{0,8V_y}{V_{ty}} = \frac{51146,01}{50030,11} = 1,1$$

Tableau V. 8: Vérification de la résultante des forces sismiques corrigée.

V_{tx} (KN)	V_{ty} (KN)	$0.8V_x$ (KN)	$0.8V_y$ (KN)	$V_{tx} > 0.8V$	$V_{ty} > 0.8V$
51482,56	55033,12	50334,17	51146,01	Vérifiée	Vérifiée

V.7. JUSTIFICATION DE LA SÉCURITÉ

V.7.1. Vérification des déplacements

Selon l'article 4.5.2 du RPA 2024, Le déplacement horizontal, à chaque niveau « k », de la structure est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques ;

R : Coefficient de comportement ;

Q_F : Coefficient de qualité.

$$\delta_k = 2.4 \delta_{ek}$$

1- Suivant l'axe X

Tableau V. 9: Les déplacements horizontaux suivant X.

Story	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)
Roof	3,3	0,1091	0,2618
PH	3,3	0,1043	0,2504

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 22	3,56	0,0996	0,2389
ETAGE 21	3,26	0,0944	0,2265
ETAGE 20	3,26	0,0896	0,2150
ETAGE 19	3,26	0,0848	0,2034
ETAGE 18	3,26	0,0799	0,1917
ETAGE 17	3,26	0,0750	0,1799
ETAGE 16	3,26	0,0700	0,1681
ETAGE 15	3,26	0,0651	0,1562
ETAGE 14	3,26	0,0601	0,1444
ETAGE 13	3,26	0,0552	0,1325
ETAGE 12	3,26	0,0503	0,1208
ETAGE 11	3,26	0,0455	0,1092
ETAGE 10	3,26	0,0407	0,0978
ETAGE 9	3,26	0,0361	0,0866
ETAGE 8	3,26	0,0315	0,0757
ETAGE 7	3,26	0,0271	0,0651
ETAGE 6	3,26	0,0229	0,0550
ETAGE 5	3,26	0,0189	0,0454
ETAGE 4	3,26	0,0152	0,0364
ETAGE 3	3,26	0,0117	0,0281
ETAGE 2	5,4	0,0086	0,0206
ETAGE 1	4,2	0,0045	0,0109
RDC	7,2	0,0022	0,0052

2- Suivant l'axe Y

Tableau V. 10: Les déplacements horizontaux suivant Y.

Story	Hauteur (m)	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$
Roof	3,3	0,1194	0,2866
PH	3,3	0,1141	0,2739
ETAGE 22	3,56	0,1088	0,2612
ETAGE 21	3,26	0,1031	0,2474
ETAGE 20	3,26	0,0978	0,2347
ETAGE 19	3,26	0,0925	0,2221
ETAGE 18	3,26	0,0872	0,2093
ETAGE 17	3,26	0,0818	0,1964
ETAGE 16	3,26	0,0764	0,1834
ETAGE 15	3,26	0,0710	0,1703
ETAGE 14	3,26	0,0655	0,1572
ETAGE 13	3,26	0,0600	0,1440
ETAGE 12	3,26	0,0545	0,1309
ETAGE 11	3,26	0,0491	0,1179
ETAGE 10	3,26	0,0437	0,1050
ETAGE 9	3,26	0,0385	0,0923
ETAGE 8	3,26	0,0333	0,0800
ETAGE 7	3,26	0,0284	0,0680
ETAGE 6	3,26	0,0236	0,0566
ETAGE 5	3,26	0,0191	0,0459

ETAGE 4	3,26	0,0150	0,0359
ETAGE 3	3,26	0,0112	0,0269
ETAGE 2	5,4	0,0079	0,0190
ETAGE 1	4,2	0,0041	0,0099
RDC	7,2	0,0020	0,0047

V.7.2. Vérification des déplacements inter-étages

V.7.2.1. Justification de non-effondrement

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon l'article 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta}_k$:

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

Dans notre cas le type de la structure est un bâtiment en béton armé, alors d'après le tableau 5.2 du RPA 2024, la valeur limite des déplacements inter-étages est $\overline{\Delta}_k = 0,0150h_k$.

Avec : h_k est la hauteur du niveau « k ».

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

1- Suivant l'axe X

Tableau V. 11: Justification de non-effondrement suivant X.

Story	h_k (m)	Δ_k (m)	$\overline{\Delta}_k$ (m)	$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$
Roof	3,3	0,0114	0,0495	Vérifiée
PH	3,3	0,0115	0,0495	Vérifiée
ETAGE 22	3,56	0,0124	0,0534	Vérifiée
ETAGE 21	3,26	0,0115	0,0489	Vérifiée
ETAGE 20	3,26	0,0116	0,0489	Vérifiée
ETAGE 19	3,26	0,0117	0,0489	Vérifiée
ETAGE 18	3,26	0,0118	0,0489	Vérifiée

ETAGE 17	3,26	0,0118	0,0489	Vérifiée
ETAGE 16	3,26	0,0119	0,0489	Vérifiée
ETAGE 15	3,26	0,0119	0,0489	Vérifiée
ETAGE 14	3,26	0,0118	0,0489	Vérifiée
ETAGE 13	3,26	0,0117	0,0489	Vérifiée
ETAGE 12	3,26	0,0116	0,0489	Vérifiée
ETAGE 11	3,26	0,0114	0,0489	Vérifiée
ETAGE 10	3,26	0,0112	0,0489	Vérifiée
ETAGE 9	3,26	0,0109	0,0489	Vérifiée
ETAGE 8	3,26	0,0105	0,0489	Vérifiée
ETAGE 7	3,26	0,0101	0,0489	Vérifiée
ETAGE 6	3,26	0,0096	0,0489	Vérifiée
ETAGE 5	3,26	0,0090	0,0489	Vérifiée
ETAGE 4	3,26	0,0083	0,0489	Vérifiée
ETAGE 3	3,26	0,0075	0,0489	Vérifiée
ETAGE 2	5,4	0,0097	0,0810	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,0057	0,0630	Vérifiée
RDC	7,2	0,0052	0,1080	Vérifiée

2- Suivant Y

Tableau V. 12:Justification de non-effondrement suivant Y.

Story	h_k (m)	Δ_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$
Roof	3,3	0,0127	0,0495	Vérifiée
PH	3,3	0,0128	0,0495	Vérifiée
ETAGE 22	3,56	0,0137	0,0534	Vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 21	3,26	0,0127	0,0489	Vérifiée
ETAGE 20	3,26	0,0126	0,0489	Vérifiée
ETAGE 19	3,26	0,0128	0,0489	Vérifiée
ETAGE 18	3,26	0,0129	0,0489	Vérifiée
ETAGE 17	3,26	0,0130	0,0489	Vérifiée
ETAGE 16	3,26	0,0131	0,0489	Vérifiée
ETAGE 15	3,26	0,0131	0,0489	Vérifiée
ETAGE 14	3,26	0,0132	0,0489	Vérifiée
ETAGE 13	3,26	0,0131	0,0489	Vérifiée
ETAGE 12	3,26	0,0130	0,0489	Vérifiée
ETAGE 11	3,26	0,0129	0,0489	Vérifiée
ETAGE 10	3,26	0,0126	0,0489	Vérifiée
ETAGE 9	3,26	0,0123	0,0489	Vérifiée
ETAGE 8	3,26	0,0119	0,0489	Vérifiée
ETAGE 7	3,26	0,0114	0,0489	Vérifiée
ETAGE 6	3,26	0,0108	0,0489	Vérifiée
ETAGE 5	3,26	0,0099	0,0489	Vérifiée
ETAGE 4	3,26	0,0090	0,0489	Vérifiée
ETAGE 3	3,26	0,0080	0,0489	Vérifiée
ETAGE 2	5,4	0,0090	0,0810	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,0052	0,0630	Vérifiée
RDC	7,2	0,0047	0,1080	Vérifiée

V.7.2.2. Justification de limitation des dommages

Selon l'article 5.10.2 du RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser la limite suivante :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k$$

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075h_k$$

Où :

v_A : Coefficient réducteur, il est pris égale à 0,5.

1- Suivant l'axe X

Tableau V. 13:Justification de limitation des dommages suivant X.

Story	h_k (m)	$v_A \Delta_k$ (m)	$0.005h_k$ (m)	$0.0075h_k$ (m)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k$	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075h_k$
Roof	3,3	0,0057	0,0165	0,0248	Vérifiée	Vérifiée
PH	3,3	0,0057	0,0165	0,0248	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 22	3,56	0,0062	0,0178	0,0267	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 21	3,26	0,0058	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 20	3,26	0,0058	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 19	3,26	0,0058	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 18	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 17	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 16	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 15	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 14	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 13	3,26	0,0059	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 12	3,26	0,0058	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 11	3,26	0,0057	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 10	3,26	0,0056	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 9	3,26	0,0054	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 8	3,26	0,0053	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 7	3,26	0,0051	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 6	3,26	0,0048	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 5	3,26	0,0045	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 4	3,26	0,0042	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 3	3,26	0,0037	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 2	5,4	0,0049	0,027	0,0405	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,0028	0,021	0,0315	Vérifiée	Vérifiée
RDC	7,2	0,0026	0,036	0,0540	Vérifiée	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau V. 14:Justification de limitation des dommages suivant Y.

Story	h_k (m)	$v_A \Delta_k$ (m)	$0.005h_k$ (m)	$0.0075h_k$ (m)	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.005h_k$	$v_A \cdot \Delta_k \leq 0.0075h_k$
Roof	3,3	0,0064	0,0165	0,0248	Vérifiée	Vérifiée
PH	3,3	0,0064	0,0165	0,0248	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 22	3,56	0,0069	0,0178	0,0267	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 21	3,26	0,0064	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 20	3,26	0,0063	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 19	3,26	0,0064	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 18	3,26	0,0064	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 17	3,26	0,0065	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 16	3,26	0,0065	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 15	3,26	0,0066	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 14	3,26	0,0066	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 13	3,26	0,0066	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 12	3,26	0,0065	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 11	3,26	0,0064	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 10	3,26	0,0063	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 9	3,26	0,0062	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 8	3,26	0,0060	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 7	3,26	0,0057	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 6	3,26	0,0054	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 5	3,26	0,0050	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 4	3,26	0,0045	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 3	3,26	0,0040	0,0163	0,0245	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 2	5,4	0,0045	0,0270	0,0405	Vérifiée	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,0026	0,0210	0,0315	Vérifiée	Vérifiée
RDC	7,2	0,0024	0,0360	0,0540	Vérifiée	Vérifiée

V.7.3. Vérification de l'effet P- Δ

Dans la structure d'un bâtiment soumis à des forces sismiques, les charges gravitationnelles agissant sur les déplacements latéraux engendrent des cisaillements et des moments additionnels. Cela est généralement connu sous le nom d'effet P- Δ ; il tend à réduire la capacité de la structure à résister aux forces sismiques et peut engendrer une instabilité. Il a été suggéré qu'augmenter la résistance ou la rigidité structurale ou les deux pourraient atténuer l'effet P- Δ et garantir la stabilité de la structure. [24]

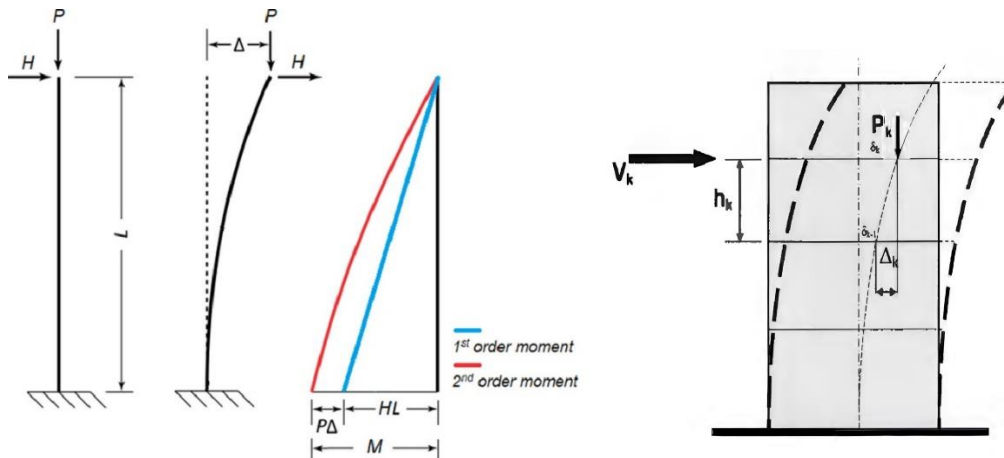


Figure V. 3:Schéma explicatif de l'effet P-Δ.

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition 5.10 de l'article 5.9 du RPA 2024 est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 », défini comme :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} ;$$
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i)$$
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
- h_k : hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
 - Si $(\theta_k \geq 0.20)$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- 1- Suivant l'axe X

Tableau V. 15:Vérification de l'effet P-Δ suivant X.

Story	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
Roof	4209,1605	0,0114	1824,2650	3,3	0,00796	Vérifiée
PH	8067,0529	0,0115	3970,0433	3,3	0,00705	Vérifiée

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 22	18818,1471	0,0124	8795,3968	3,56	0,00747	Vérifiée
ETAGE 21	29161,0373	0,0115	12800,9187	3,26	0,00804	Vérifiée
ETAGE 20	40669,1501	0,0116	16092,1878	3,26	0,00897	Vérifiée
ETAGE 19	52155,6464	0,0117	18858,6576	3,26	0,00992	Vérifiée
ETAGE 18	63450,5054	0,0118	20993,4096	3,26	0,01092	Vérifiée
ETAGE 17	74723,7478	0,0118	22686,2866	3,26	0,01197	Vérifiée
ETAGE 16	85975,3738	0,0119	24075,0664	3,26	0,01301	Vérifiée
ETAGE 15	97436,7832	0,0119	25290,5544	3,26	0,01401	Vérifiée
ETAGE 14	108876,5762	0,0118	26429,5894	3,26	0,01494	Vérifiée
ETAGE 13	120294,7527	0,0117	27551,6641	3,26	0,01572	Vérifiée
ETAGE 12	131712,9292	0,0116	28709,8235	3,26	0,01633	Vérifiée
ETAGE 11	143131,1057	0,0114	29938,7453	3,26	0,01676	Vérifiée
ETAGE 10	154810,0221	0,0112	31274,3937	3,26	0,01698	Vérifiée
ETAGE 9	166488,9386	0,0109	32729,6736	3,26	0,01700	Vérifiée
ETAGE 8	178167,8551	0,0105	34280,2037	3,26	0,01680	Vérifiée
ETAGE 7	189846,7716	0,0101	35902,3319	3,26	0,01640	Vérifiée
ETAGE 6	201525,6881	0,0096	37563,0107	3,26	0,01581	Vérifiée
ETAGE 5	213774,8328	0,0090	39264,7706	3,26	0,01503	Vérifiée
ETAGE 4	226023,9776	0,0083	40971,2611	3,26	0,01408	Vérifiée
ETAGE 3	238273,1223	0,0075	42591,4036	3,26	0,01282	Vérifiée
ETAGE 2	267384,2173	0,0097	45735,9525	5,4	0,01055	Vérifiée
ETAGE 1	292623,0918	0,0057	48466,5710	4,2	0,00815	Vérifiée
RDC	338267,2747	0,0052	51482,5586	7,2	0,00476	Vérifiée

2- Suivant l'axe Y

Tableau V. 16: Vérification de l'effet P-Δ suivant Y.

Story	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
Roof	4209,1605	0,0127	2170,4163	3,3	0,00746	Vérifiée
PH	8067,0529	0,0128	4635,5017	3,3	0,00673	Vérifiée
ETAGE 22	18818,1471	0,0137	9938,8200	3,56	0,00731	Vérifiée
ETAGE 21	29161,0373	0,0127	14142,7390	3,26	0,00806	Vérifiée
ETAGE 20	40669,1501	0,0126	17491,2491	3,26	0,00900	Vérifiée
ETAGE 19	52155,6464	0,0128	20339,6617	3,26	0,01003	Vérifiée
ETAGE 18	63450,5054	0,0129	22580,1178	3,26	0,01111	Vérifiée
ETAGE 17	74723,7478	0,0130	24404,4087	3,26	0,01221	Vérifiée
ETAGE 16	85975,3738	0,0131	25947,9780	3,26	0,01331	Vérifiée
ETAGE 15	97436,7832	0,0131	27333,3909	3,26	0,01436	Vérifiée
ETAGE 14	108876,5762	0,0132	28646,9438	3,26	0,01534	Vérifiée
ETAGE 13	120294,7527	0,0131	29939,7556	3,26	0,01618	Vérifiée
ETAGE 12	131712,9292	0,0130	31264,5045	3,26	0,01684	Vérifiée
ETAGE 11	143131,1057	0,0129	32657,5807	3,26	0,01731	Vérifiée
ETAGE 10	154810,0221	0,0126	34157,2938	3,26	0,01757	Vérifiée
ETAGE 9	166488,9386	0,0123	35774,5250	3,26	0,01763	Vérifiée
ETAGE 8	178167,8551	0,0119	37477,4275	3,26	0,01742	Vérifiée
ETAGE 7	189846,7716	0,0114	39235,2273	3,26	0,01696	Vérifiée
ETAGE 6	201525,6881	0,0108	41008,3627	3,26	0,01622	Vérifiée
ETAGE 5	213774,8328	0,0099	42797,4632	3,26	0,01522	Vérifiée
ETAGE 4	226023,9776	0,0090	44565,3726	3,26	0,01398	Vérifiée

ETAGE 3	238273,1223	0,0080	46220,3815	3,26	0,01264	Vérifiée
ETAGE 2	267384,2173	0,0090	49403,3808	5,4	0,00904	Vérifiée
ETAGE 1	292623,0918	0,0052	52127,1223	4,2	0,00699	Vérifiée
RDC	338267,2747	0,0047	55033,1194	7,2	0,00402	Vérifiée

La valeur de θ_k est inférieure à 0.1, alors l'effet P- Δ est négligé.

V.7.4. Justification du système de contreventement

On considère qu'une structure est contreventée par un noyau central lorsque la quasi-totalité des charges horizontales est supportée par ce noyau. Cette hypothèse sera vérifiée en évaluant la part de l'effort tranchant reprise par les voiles à la base de la tour.

Tableau V. 17: Effort tranchant à la base repris par les voiles.

	V _{base} Voile (KN)	V _{système structurel} (KN)	Participation de voile (%)
Suivant X	47851,09	51482,56	92,94
Suivant Y	45997,12	55033,12	83,58

Les voiles reprennent la majorité des efforts tranchants avec 92,94 % dans la direction X et 83,58 % dans la direction Y. Cela montre que le noyau central assure le rôle principal dans le contreventement de la structure.

V.7.5. Vérification de la stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement est une étape essentielle pour s'assurer que la structure peut résister aux actions déstabilisantes, notamment celles induites par un séisme. Cette vérification consiste à comparer les moments déstabilisants, générés principalement par les forces sismiques, aux moments stabilisants.

Conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement soit supérieur ou égal à 1,3 afin de garantir la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,3$$

$$M_{\text{renversement}} = \sum F_i \times H_i$$

$$M_{\text{stabilisant}} = L_i \times W$$

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

Où :

L_i : Coordonnée du centre de gravité de la structure.

1- Suivant l'axe X

Tableau V. 18:Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X.

Story	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{\text{renversement}}$ (KN. m)
Roof	88,9	1824,26	162177,16
PH	85,6	2145,78	183678,63
ETAGE 22	82,3	4825,35	397126,59
ETAGE 21	78,74	4005,52	315394,80
ETAGE 20	75,48	3291,27	248424,99
ETAGE 19	72,22	2766,47	199794,45
ETAGE 18	68,96	2134,75	147212,49
ETAGE 17	65,7	1692,88	111222,02
ETAGE 16	62,44	1388,78	86715,41
ETAGE 15	59,18	1215,49	71932,58
ETAGE 14	55,92	1139,03	63694,84
ETAGE 13	52,66	1122,07	59088,45
ETAGE 12	49,4	1158,16	57213,08
ETAGE 11	46,14	1228,92	56702,45
ETAGE 10	42,88	1335,65	57272,60
ETAGE 9	39,62	1455,28	57658,19
ETAGE 8	36,36	1550,53	56377,27
ETAGE 7	33,1	1622,13	53692,44
ETAGE 6	29,84	1660,68	49554,65

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 5	26,58	1701,76	45232,78
ETAGE 4	23,32	1661,86	38754,48
ETAGE 3	20,06	1664,78	33395,43
ETAGE 2	16,8	3144,55	52828,42
ETAGE 1	11,4	2730,62	31129,05
RDC	7,2	3015,99	21715,11
			$\Sigma M_r=2657988,37$

- Le moment stabilisant selon X

$$M_{\text{stabilisant}} = L_x \times W = 20,37 \times 338267,27 = 6890504,29 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{6890504,29}{2657988,37} = 2,59 \geq 1,3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

2- Suivant l'axe Y

Tableau V. 19: Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y.

Story	Hauteur (m)	F_i (KN)	$M_{\text{renversement}}$ (KN. m)
Roof	88,9	2170,42	192950,01
PH	85,6	2465,09	211011,31
ETAGE 22	82,3	5303,32	436463,09
ETAGE 21	78,74	4203,92	331016,58
ETAGE 20	75,48	3348,51	252745,54
ETAGE 19	72,22	2848,41	205712,36
ETAGE 18	68,96	2240,46	154501,86
ETAGE 17	65,7	1824,29	119855,91
ETAGE 16	62,44	1543,57	96380,47
ETAGE 15	59,18	1385,41	81988,74

CHAPITRE V : ÉTUDE SISMIQUE

ETAGE 14	55,92	1313,55	73453,87
ETAGE 13	52,66	1292,81	68079,47
ETAGE 12	49,4	1324,75	65442,59
ETAGE 11	46,14	1393,08	64276,54
ETAGE 10	42,88	1499,71	64307,70
ETAGE 9	39,62	1617,23	64074,70
ETAGE 8	36,36	1702,90	61917,54
ETAGE 7	33,1	1757,80	58183,17
ETAGE 6	29,84	1773,14	52910,36
ETAGE 5	26,58	1789,10	47554,29
ETAGE 4	23,32	1767,91	41227,65
ETAGE 3	20,06	1655,01	33199,48
ETAGE 2	16,8	3183,00	53474,39
ETAGE 1	11,4	2723,74	31050,65
RDC	7,2	2906,00	20923,18
			$\Sigma M_r=2882701,45$

- Le moment stabilisant selon Y

$$M_{\text{stabilisant}} = L_y \times W = 21,09 \times 338267,27 = 7134056,724 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{7134056,724}{2882701,45} = 2,47 \geq 1,3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.8. CONCLUSION

Toutes les vérifications de sécurité ont été réalisées conformément aux exigences du RPA 2024, et les résultats obtenus sont satisfaisants. On peut donc conclure que la structure est conforme aux règles de sécurité et présente un bon comportement face aux actions sismiques.



CHAPITRE VI
FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré au calcul du ferrailage nécessaire pour les principaux éléments structurels à savoir : les poteaux, les poutres, les dalles et les voiles. Il s'appuie sur les principes fondamentaux du béton armé s'appuyant sur les recommandations du BAEL 99 et du CBA93, mais aussi sur les prescriptions des normes actuelles, notamment le RPA 2024. L'objectif est de présenter de manière structurée les règles de dimensionnement, les hypothèses de calcul usuelles, ainsi que les dispositions constructives à respecter.

VI.2. ÉTUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Et : $\psi_1=0.3$ et $\psi_2 = 0.4$

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les cas de charge les plus défavorables, à savoir les couples de sollicitations suivants :

- L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant.
- Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant.

VI.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux

Les sollicitations appliquées aux poteaux sont extraites du logiciel ETABS. On prend en compte ces sollicitations pour la section de poteau $125 \times 125\text{cm}^2$.

Le signe (-) indique une compression.

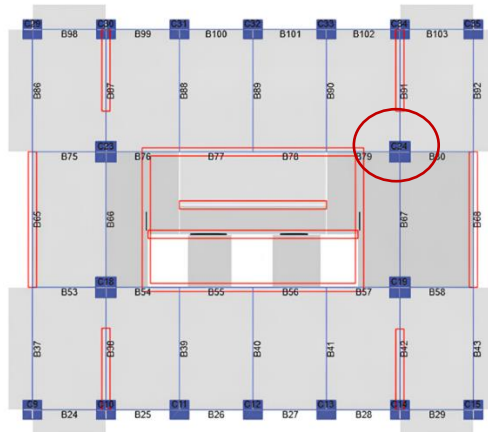


Figure VI. 1: Localisation de poteau plus sollicité.

VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{bu}}$:

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 2024}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0.0075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

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

Avec :

- a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,
- l_f : longueur de flambement du poteau

Tableau VI. 1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Section (cm ²)	l_f (m)	V (KN)	τ (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
125×125	2,28	1052,79	0,75	1,83	0,04	1,2	Vérifiée

VI.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations normales

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 des poteaux est limité selon l’article 7.4.3 du RPA 2024 par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau VI. 2: Vérification spécifique sous sollicitations normales.

Section (cm ²)	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (MPa)	v	Observation
125×125	12877,63	1.56	30	0,27	Condition vérifiée

VI.2.4. Calcul de ferrailage des poteaux

Dans le cadre de l'étude du ferrailage, le poteau le plus sollicité de la structure a été retenu d'une section de 125 × 125 cm². Ce choix permet de se concentrer sur le cas le plus défavorable en termes d'efforts internes, afin de garantir la conformité du dimensionnement aux exigences de résistance et de sécurité.

Le dimensionnement des armatures a été réalisé à l'aide du logiciel SOCOTEC, conforme aux exigences du BAEL91. Ce règlement définit les règles de calcul des structures en béton armé, selon les États Limites Ultimes (ELU) et les États Limites de Service (ELS).

Le logiciel prend en compte les formes géométriques courantes (rectangulaires, circulaires, en T) et calcule les armatures en fonction des dimensions des sections, des charges appliquées et des caractéristiques des matériaux.

Les résultats obtenus par la méthode numérique sont résumés dans le tableau VI.7.

- **Armatures longitudinales**

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de : 1.0% en zone VI.
- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 60∅ en zone VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15cm en zone VI.

Tableau VI. 3:Ferrailage de poteau.

Poteau	Sollicitation sous combinaison G+ψQ-Ex+0.3Ey		As (cm ²)	As _{min} (cm ²)	As _{max} (cm ²)		Choix des barres
	N _{max} (KN)	M _{corsp} (KN)			Zone courante	Zone de recouvrement	
125×125	2609,61	1193,08	176.71	156.25	625	1250	36HA25

• **Armatures transversales**

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul ;
- h₁ : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée ;
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.50, si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire ;
- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi_l \right)$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l \right)$$

La quantité minimale d'armatures transversales ($\frac{A_t}{t \cdot b_1}$) est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Selon le CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$.

Le tableau ci-dessous contient tous les détails de calcul de l'armature transversale :

Tableau VI. 4: Armature transversale de poteau.

Poteau	ϕ_{lmin} (cm)	λ_g	Vu (KN)	$t_{courante}$ (cm)	t_{nodale} (cm)	ρ_a	A_t (cm^2)	A_{tmin} (cm^2)	Choix des barres
125×125	2,5	1,83	1052,79	15	10	1,83	6.31	10	10HA10

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au CBA 93, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales $\phi_t \geq \phi_l/3$.

Alors : $\phi_t \geq 8,33mm$

Donc la condition est vérifiée

- **Longueurs de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de :

- $50 \phi_l$, en zones I, II et III
- $60 \phi_l$, en zones rv, V et VI

$$L_r = 60 \times 3.2 = 192 \text{ cm}$$

On adopte une longueur de recouvrement L_r de 200 cm pour les poteaux avec un diamètre de barres d'armature ϕ_l de 32 mm

VI.2.5. Exigence de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.4.2 du RPA 2024, les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr} = \max \left(1.5 h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60\text{cm} \right)$$

Avec :

- h_c : la plus grande dimension de la section transversale du poteau ;
- l_{cl} : la longueur libre du poteau.

$$\text{Donc } l_{cr} = \max (187,5 ; 54,33; 60\text{cm}) = \mathbf{187,5 \text{ cm}}$$

Si $l_{cl} / h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

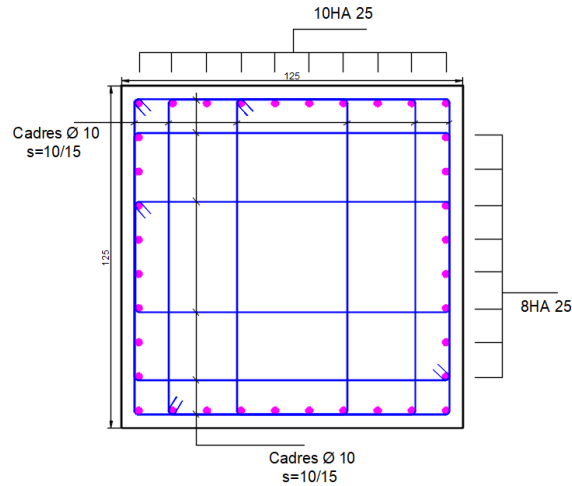


Figure VI. 2: Ferrailage des poteaux 125 × 125.

VI.3. ÉTUDE DES POUTRES

Les poutres sont soumises à une flexion simple, engendrée par l'action combinée d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant détermine le dimensionnement des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant conditionne celui des armatures transversales. Après évaluation des sollicitations (moment fléchissant M , effort normal N et effort tranchant T), le calcul du ferrailage est réalisé conformément aux prescriptions du RPA2024 et du CBA93.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le CBA93 ainsi que par le RPA 2024 et sont :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Et : $\psi_1 = 0.3$ et $\psi_2 = 0.4$

VI.3.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les zones d'une poutre qui s'étendent depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, sur une distance, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où :

$$l_{cr}=1.5h$$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

Tableau VI. 5:Longueur critique des poutres.

	Hauteur (cm)	Longueur critique (cm)
Poutre sens X	45	67,5
Poutre sens Y	70	105

VI.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Dans le cadre de l'étude du ferrailage, l'analyse a porté sur les poutres les plus sollicitées dans le sens y-y, présentant une section de $40 \times 70 \text{ cm}^2$. Ce choix permet d'examiner le cas le plus défavorable en termes de sollicitations internes, notamment le moment fléchissant et l'effort tranchant, afin de garantir que le dimensionnement respecte les exigences réglementaires en matière de résistance et de sécurité.

Tableau VI.1:Les sollicitation extrême sur les poutres.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	V_u (KN)
40×70	465,82	ELU	500,29
	564,48	$G+\psi Q+E_2$	
	-840,27	$G+\psi Q+E_2$	

VI.3.2. Calcul de ferrailage des poutres

- **Armatures longitudinales**

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les sections des armatures longitudinales doivent vérifier les conditions suivantes :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.
- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm, doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ zone VI.

- Calcul par logiciel SOCOTEC :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures longitudinales pour les poutres sens Y-Y, effectué par le logiciel SOCOTEC

Tableau VI. 6: Armatures longitudinales des poutres.

Poutre	$A_{s_{travée}}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	$A_{s_{appui}}$ (cm^2)	Choix des barres (En appui)	$A_{s_{min}}$ (cm^2)		$A_{s_{max}}$ (cm^2)	
					RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
40×70	18,11	4HA25	28,12	4HA25 _{fil} + 2HA25 _{rnf}	14	5,56	112	168

- **Armatures transversales**

Selon l'article, le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right]$$

ϕ_t étant le diamètre des barres longitudinales.

Selon l'article A.5.1.2.2 de CBA93, toute âme de poutre comporte une armature transversale composée d'aciers parallèles au plan moyen de l'âme et ancrés efficacement dans les deux membrures.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

. L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs : $0.9 d$ et 40 cm

$$S_t = \text{Min} [0,9d ; 40 \text{ cm}]$$

- Section minimale A_t des cours transversaux (CBA93 A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0}$$

Selon l'article A.5.1.2.3 de CBA93, la justification vis-à-vis de l'état limite des armatures d'âme, s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u^r - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Valeurs de k :

$k=1$: en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

Selon le RPA 2024, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques :

$$s = \min \left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

ϕ_t : le diamètre des armatures de confinement ;

ϕ_l : le diamètre des barres longitudinales.

- En dehors de la zone critique :

$$s' \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

$$s' = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$$

ϕ_l : plus petit diamètre utilise parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilise parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm , au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau VI. 7: Armature transversale des poutres.

Poutre	ϕ_t (mm)	Choix des barres	A_t (cm ²)	Espacement selon CBA93			Espacement selon RPA		$s'_{adopté}$	$s_{adopté}$	A_{tmin} (cm ²) RPA
				s_1 (cm)	s_2 (cm)	s_3 (cm)	s' (cm)	s			
40×70	10	4HA10	3,14	40	98,13	24,38	17,5	12	15	10	1,2

VI.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon l'article A.5.1 de CBA93, les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1.2.1). Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Où :

b_0 désigne la largeur de l'âme ;

V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} [0.15 f_{cj} ; 4\text{MPa}]$$

Tableau VI. 8: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.

Poutre	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40×70	500,29	1,98	4,5	Vérifiée

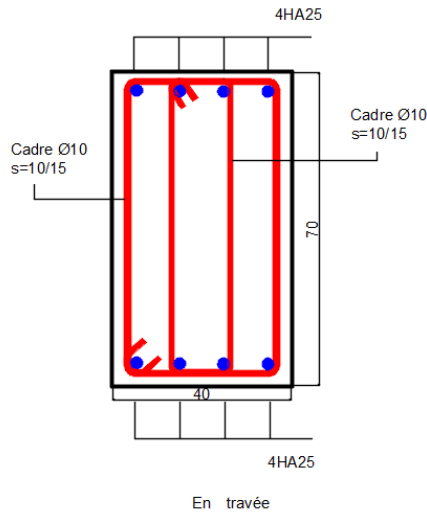


Figure VI. 4: Ferrailage des poutres 70× 40 (En travée).

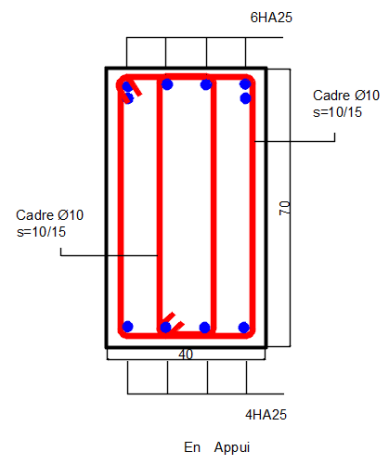


Figure VI. 3: Ferrailage des poutres 70× 40 (En appui).

VI.4. ÉTUDE DE VOILE

Les voiles en béton armé sont des éléments porteurs conçus pour assurer la stabilité des structures et reprendre à la fois les efforts verticaux (charges gravitationnelles) et les efforts horizontaux (actions sismiques ou dues au vent).

Dans cette étude, le voile en question est le voile $P_{18,x}$, choisi comme cas représentatif pour l'analyse.

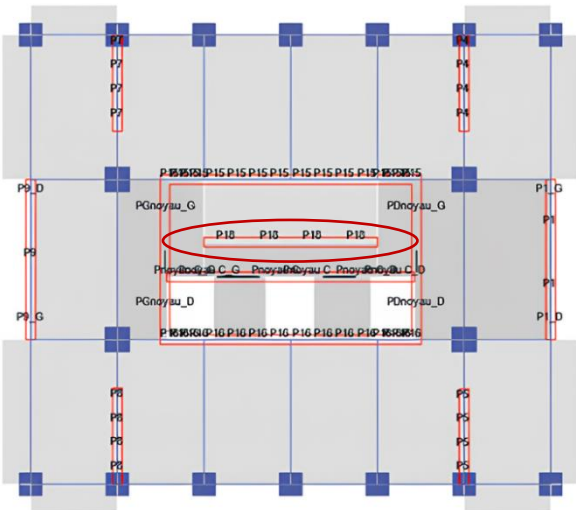


Figure VI. 5: Localisation du voile $P_{18,x}$ en plan.

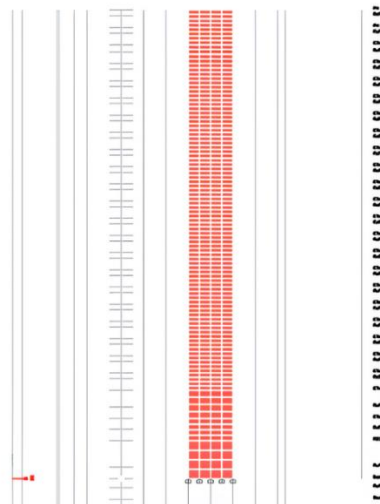


Figure VI. 6: Vue en élévation du voile $P_{18,x}$ du bâtiment.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Le ferrailage de ce voile est réalisé en respectant les exigences du RPA 2024, afin de garantir sa stabilité et sa capacité à résister aux sollicitations auxquelles il est exposé, mais respecter aussi l'hypothèse derrière les exigences du code parasismique, qui est la possibilité de se plastifier sur une certaine hauteur critique à déterminer, et se comporter de manière élastique au-delà. L'étude comprend l'analyse des efforts internes, la vérification de la résistance, la vérification des conditions liées au voile données par le règlement, ainsi que la disposition des armatures verticales et transversales.

VI.4.1. Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile des voiles soumis à des sollicitations globales dues à l'action sismique, l'effort normal de compression de calcul est limité conformément aux dispositions de l'article 7.7.3 du RPA 2024

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

Tableau VI. 9: Vérification spécifique sous sollicitations normales de voile.

Voile	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28} (MPa)	v	Observation
P _{18, X}	19624.23	4,5	30	0,14	Condition vérifiée

VI.4.2. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

En addition aux spécifications du l'effort normal réduit, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA2024 par l'équation suivante :

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

Tableau VI. 10: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes de voile.

Voile	V_u (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
P _{18,X}	4119,94	1,42	6	Vérifiée

VI.4.3. Vérification de la condition d'élancement

Conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), les trumeaux et les voiles sont dimensionnés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort

normal de compression admissible est limité par les prescriptions de l'équation (7.11) du règlement.

Sous réserve du respect des conditions de dimensionnement énoncées au § 7.7.1, le calcul est réalisé dans le plan moyen de chaque élément vertical, en appliquant les règles du béton armé en vigueur. Le RPA 2024 distingue plusieurs types de voiles selon leur rapport d'élançement $\frac{h_w}{l_w}$, ce critère conditionnant le modèle de calcul à adopter :

- Les voiles élancés correspondent à $\frac{h_w}{l_w} > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur de la zone critique du voile (cf. Figure (7. 13)).
- Les voiles courts correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$.
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{88,9}{9} = 9,88 > 2$$

Le voile P_{18, X} est considéré comme un voile élançé.

VI.4.4. Calcul de la hauteur critique

La hauteur, h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6)$$

Et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2.h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$

• h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats ;

• h_w est la hauteur totale du voile.

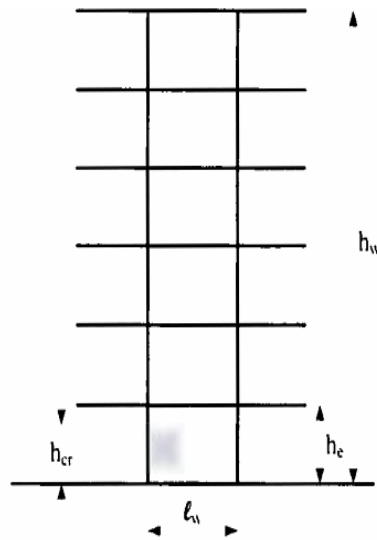


Figure VI. 7: Zone critique a la base du voile.

La hauteur critique du voile $P_{18, X}$:

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(9 ; 88,9/6) = 14,82m$$

Mais (pour $n > 6$ niveaux)

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_e \end{cases} = \begin{cases} 18m \\ 7,2 + 4,2m \end{cases} \leq 11,4m$$

Donc : $h_{cr} = 11,4m$

VI.4.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant

Dans le cadre du dimensionnement parasismique des voiles, la détermination du moment fléchissant de calcul constitue une étape essentielle pour évaluer la sollicitation maximale à laquelle l'élément peut être soumis. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) recommande, pour les voiles élancés, l'utilisation d'une enveloppe de calcul modifiée afin de tenir compte des effets spécifiques induits par la hauteur de la zone critique.

Cette approche consiste à générer une enveloppe linéaire du diagramme de moment fléchissant obtenu à partir du calcul de structure, puis à la décaler verticalement d'une distance égale à la hauteur de la zone critique h_{cr} . Ce décalage permet de majorer la sollicitation en flexion dans la zone potentiellement la plus fragile du voile, conformément à la Figure 7.13 du RPA 2024.

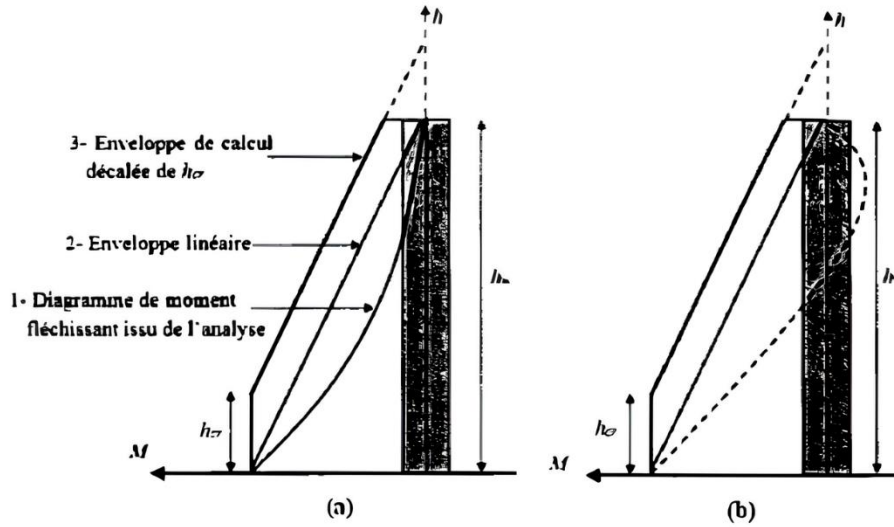


Figure VI. 8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

L'enveloppe linéaire des moments fléchissant est construite en premier lieu selon l'article 7.7.4 et la figure 7.13 des RPA2024

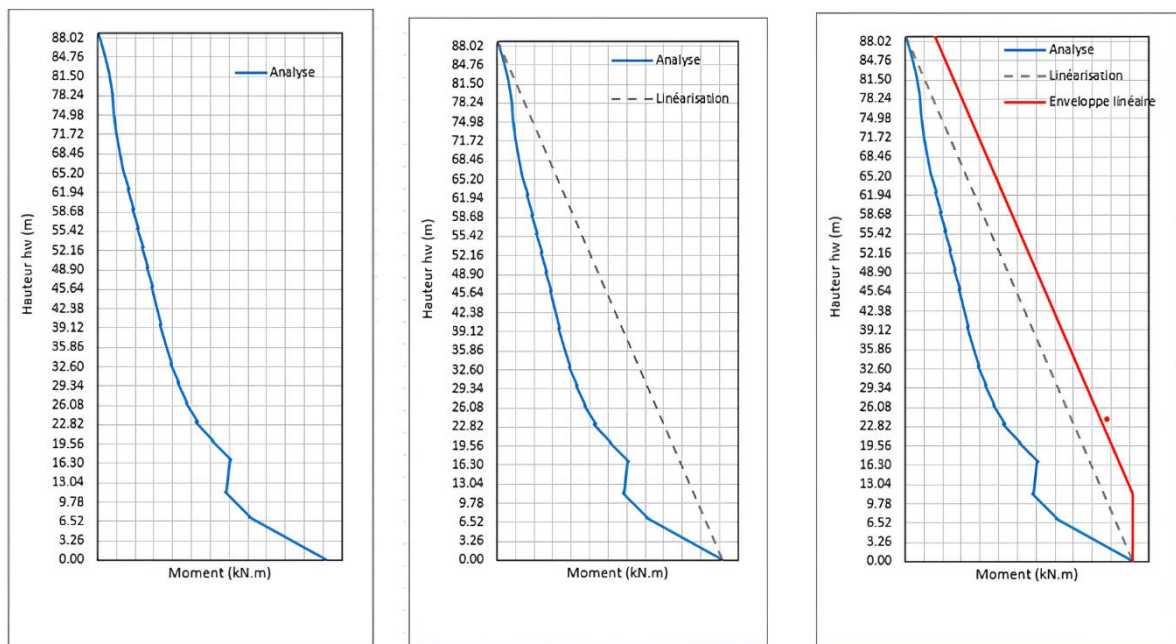


Figure VI. 9: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile $P_{18,x}$ sous la combinaison $G+\psi Q+E_1$

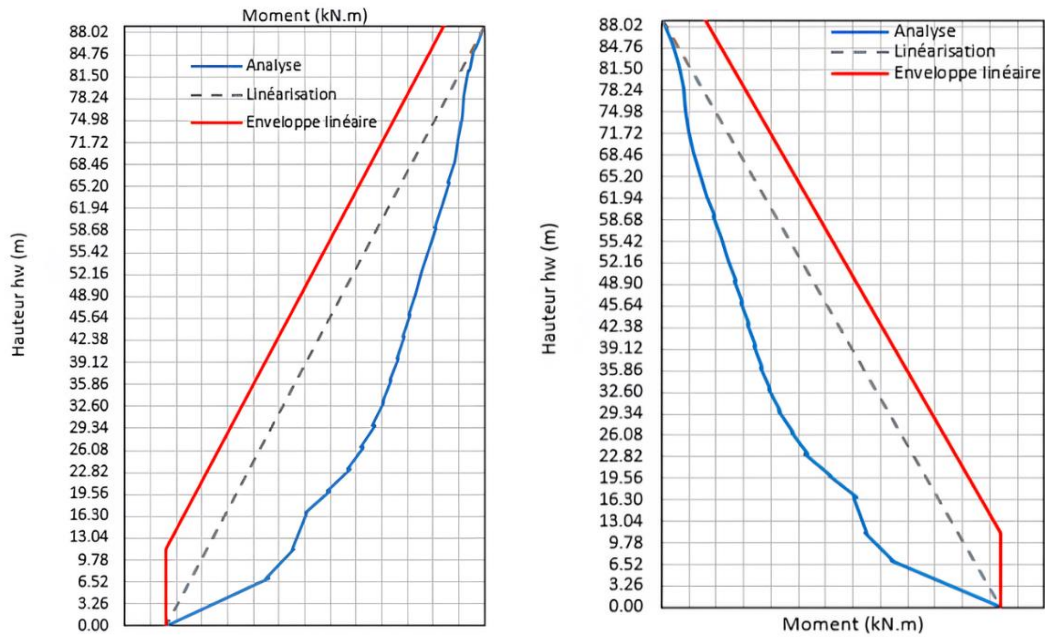


Figure VI. 10:L'enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile $P_{18,x}$ sous la (a) combinaison $G+\psi Q-E_1$ (b) sollicitations maximales.

VI.4.6. Exigences de ductilité pour la zone critique

- Dimensions des éléments de rive confinés

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles, appelées éléments de rive, doivent être confinées pour assurer un bon comportement en zone sismique. Le confinement est réalisé sur une longueur l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point où la déformation du béton atteint la valeur limite de $\epsilon_{cu}=3,5\%$ symbole comme illustré à la Figure VI.11.

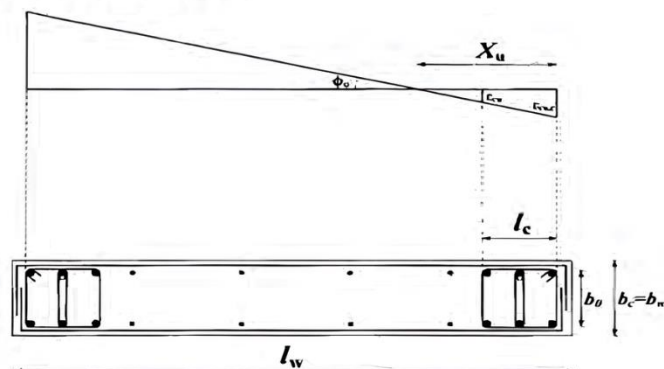


Figure VI. 11:Élément de rive pour les voiles.

La longueur l_c doit vérifier la condition suivante :

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Où :

- l_w est la longueur du voile,
- b_w est la largeur de l'âme du voile.

L'épaisseur des parties confinées ne doit pas être inférieure à 200 mm. Selon la valeur de l_c , deux cas se présente :

- Si $l_c \leq \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{15}$
- Si $l_c > \max(0,15l_w ; 1,5b_w)$ alors $b_c \geq \frac{h_e}{10}$

Dans notre cas, la longueur de l'élément de rive confiné :

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 9m ; 1,5 \times 0,5m) = 1,7m$$

On a:

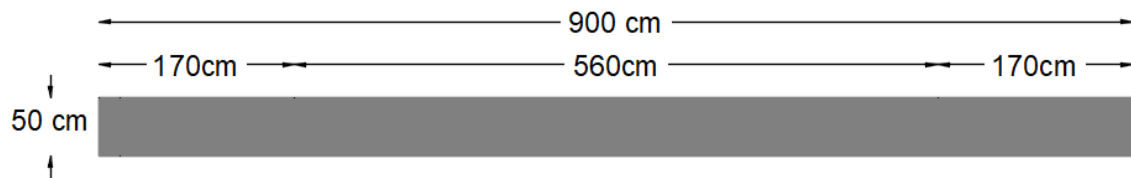
$$b_w = 50\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$\text{Max}(2 \times 0,5 ; 0,2 \times 9) = 1,8\text{m}$$

$$l_c \leq 1,8\text{m}$$

$$b_c \geq \frac{7,2 - 0,15}{15}$$

$$b_c \geq 0,47\text{cm} \text{ (condition vérifiée)}$$



VI.4.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le calcul des armatures longitudinales se fait par le calcul du voile en flexion composée sous N et M. Le calcul ci-dessous est donné pour le cas de charge le plus défavorable suivant :

Le moment fléchissant maximal à considérer dans le dimensionnement est extrait directement de la courbe enveloppe des moments, obtenue à partir de l'analyse globale de la structure.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI. 11: Les armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Voile	M(KN.m)	N(KN)	$A_s(cm^2)$	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2)	$A_{smin}(cm^2)$	Observation
P _{18, X}	80082,96	-17044,96	63,63	22HA20	69,12	42,50	Condition vérifiée

VI.4.8. Armatures transversales dans les éléments de rive

Les barres verticales des éléments de rive doivent être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition de l'équation 7.25 de RPA 2024 :

$$s_t \leq \min(b_0/3 ; 12,5\text{cm}; 6\varphi_l)$$

Où :

φ_l : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\varphi_l \geq 12$ mm.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0,09s_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3s_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Où :

- b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ;
- $\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

Tableau VI. 12: Armatures transversal de l'élément de rive.

Voile	$s_t(\text{cm})$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P _{18, X}	10	8500	7849	30	500	9,42	12HA10

VI.4.9. Ferrailage de l'âme du voile

- Aciers verticaux

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm. Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8mm \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

$$s_v \leq \min(25\phi_l, 25cm)$$

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Tableau VI. 13: Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	$s_v(cm)$
P _{18, X}	16	20

- Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Où :

- \bar{V} effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1,4V$;
- V effort tranchant issu de l'analyse ;
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinées.

Tableau VI. 14: Armatures transversales de l'âme du voile.

Voile	$s(cm)$	$V(KN)$	$\bar{V}(KN)$	$z(cm)$	$f_e(MPA)$	$A_h(cm^2)$	Choix des barres
P _{18, X}	20	4119,94	5767,91	730	500	3,2	6HA10

VI.4.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La zone supérieure des voiles élancés peut être considérée comme une zone élastique devant résister aux sollicitations ; son dimensionnement peut être conduit selon les règles classiques de béton armé. Pour éviter toute plastification de cette zone, les sollicitations de calcul sont constituées par l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions ci-dessous doivent être respectées :

- Les barres verticales principales d'extrémité doivent être stabilisées contre le phénomène de flambement ;
 - Les barres horizontales doivent être munies de crochets à leurs extrémités.
- Effort de calcul

Le tableau VI.15 donne les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau. Les valeurs de M sont ceux issus des courbes enveloppes.

Tableau VI. 15:les valeurs de calcul des efforts N, M et V du voile P_{18,x}au-dessus de la zone critique.

Story	Z(m)	N(KN)	M(KN.m)
Roof-Bottom	85,60	-687,81	10322,11
PentHouse -Bottom	82,30	-1345,91	13292,54
ETAGE 22-Bottom	78,74	-2032,68	16262,96
ETAGE 21-Bottom	75,48	-2690,39	19467,41
ETAGE 20-Bottom	72,22	-3348,66	22401,83
ETAGE 19-Bottom	68,96	-4007,43	25336,24
ETAGE 18-Bottom	65,70	-4668,98	28270,66
ETAGE 17-Bottom	62,44	-5332,32	31205,07
ETAGE 16-Bottom	59,18	-5997,08	34139,49
ETAGE 15-Bottom	55,92	-6662,56	37073,90
ETAGE 14-Bottom	52,66	-7328,26	40008,32
ETAGE 13-Bottom	49,40	-7993,81	42942,74
ETAGE 12-Bottom	46,14	-8659,02	45877,15
ETAGE 11-Bottom	42,88	-9323,35	48811,57

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

ETAGE 10-Bottom	39,62	-9986,11	51745,98
ETAGE 9-Bottom	36,36	-10646,69	54680,40
ETAGE 8-Bottom	33,10	-11304,33	57614,81
ETAGE 7-Bottom	29,84	-11957,73	60549,23
ETAGE 6-Bottom	26,58	-12605,28	63483,64
ETAGE 5-Bottom	23,32	-10754,43	66418,06
ETAGE 4-Bottom	20,06	-11257,94	69352,48
ETAGE 3-Bottom	16,80	-11763,76	72286,89
ETAGE 2-Bottom	11,40	Zone critique (déjà calculée)	
ETAGE 1-Bottom	7,20		
RDC-Bottom	0,00		

- **Ferrailage longitudinal aux extrémités (ferrailage de flexion)**

La méthode et les données de calcul sont celles utilisées en section 3.5.2 de RPA2024. Les moments de calcul sont ceux issus du diagramme enveloppe des moments fléchissant.

Tableau VI. 16: Ferrailage longitudinal aux extrémités.

Story	N(KN)	M(KN.m)	$A_s(cm^2)$
Roof-Bottom	-687,81	10322,11	16,32
Penthouse-Bottom	-1345,91	13292,54	16,57
ETAGE 22-Bottom	-2032,68	16262,96	16,62
ETAGE 21-Bottom	-2690,39	19467,41	17,58
ETAGE 20-Bottom	-3348,66	22401,83	18,01
ETAGE 19-Bottom	-4007,43	25336,24	18,51
ETAGE 18-Bottom	-4668,98	28270,66	19,09
ETAGE 17-Bottom	-5332,32	31205,07	19,74
ETAGE 16-Bottom	-5997,08	34139,49	20,47

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

ETAGE 15-Bottom	-6662,56	37073,90	21,29
ETAGE 14-Bottom	-7328,26	40008,32	22,21
ETAGE 13-Bottom	-7993,81	42942,74	23,23
ETAGE 12-Bottom	-8659,02	45877,15	24,36
ETAGE 11-Bottom	-9323,35	48811,57	25,6
ETAGE 10-Bottom	-9986,11	51745,98	26,96
ETAGE 9-Bottom	-10646,69	54680,40	28,46
ETAGE 8-Bottom	-11304,33	57614,81	30,09
ETAGE 7-Bottom	-11957,73	60549,23	31,87
ETAGE 6-Bottom	-12605,28	63483,64	33,82
ETAGE 5-Bottom	-10754,43	66418,06	57,18
ETAGE 4-Bottom	-11257,94	69352,48	60,37
ETAGE 3-Bottom	-11763,76	72286,89	63,63
ETAGE 2-Bottom	Zone critique (déjà calculée)		63,63
ETAGE 1-Bottom			
RDC-Bottom			

Au-dessus de la zone critique (3eme étage), la section d'armatures transversales à été diminuée de 50% des armatures de confinement requises dans la zone critique.

- **Ferraillage horizontale de l'âme de voile**

Tableau VI. 17: Ferraillage horizontal de l'âme de voile au-dessus de la zone critique.

Story	Z(m)	V(KN)	\bar{V} (KN)	s_h (cm)	A_h (cm ²)	Choix des barres	$A_{hadoptée}$ (cm ²)
Roof-Bottom	85,60	710,38	994,53		0,54	2HA10	1,57
PH -Bottom	82,30	404,49	566,29		0,31	2HA10	1,57
ETAGE 22- Bottom	78,74	523,84	733,38		0,40	2HA10	1,57

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

ETAGE 21- Bottom	75,48	607,56	850,58	20	0,47	2HA10	1,57
ETAGE 20- Bottom	72,22	726,93	1017,70		0,56	2HA10	1,57
ETAGE 19- Bottom	68,96	863,30	1208,62		0,66	2HA10	1,57
ETAGE 18- Bottom	65,70	918,72	1286,21		0,70	2HA10	1,57
ETAGE 17- Bottom	62,44	952,21	1333,09		0,73	2HA10	1,57
ETAGE 16- Bottom	59,18	1001,48	1402,07		0,77	2HA10	1,57
ETAGE 15- Bottom	55,92	959,35	1343,09		0,74	2HA10	1,57
ETAGE 14- Bottom	52,66	1024,13	1433,78		0,79	2HA10	1,57
ETAGE 13- Bottom	49,40	1054,66	1476,52		0,81	2HA10	1,57
ETAGE 12- Bottom	46,14	1098,95	1538,53		0,84	2HA10	1,57
ETAGE 11- Bottom	42,88	1186,35	1660,89		0,91	2HA10	1,57
ETAGE 10- Bottom	39,62	1198,38	1677,73		0,92	2HA10	1,57
ETAGE 9- Bottom	36,36	1333,29	1866,61		1,02	2HA10	1,57
ETAGE 8- Bottom	33,10	1444,27	2021,98		1,11	2HA10	1,57
ETAGE 7- Bottom	29,84	1586,68	2221,35		1,22	2HA10	1,57
ETAGE 6- Bottom	26,58	1792,08	2508,91		1,37	2HA10	1,57
ETAGE 5- Bottom	23,32	1958,00	2741,20		1,50	2HA10	1,57

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

ETAGE 4- Bottom	20,06	2481,72	3474,41		1,90	3HA10	2,36
ETAGE 3- Bottom	16,80	2537,09	3551,93		1,95	3HA10	2,36
ETAGE 2- Bottom	11,40	Zone critique (déjà calculée)					
ETAGE 1- Bottom	7,20						
RDC-Bottom	0,00						

- **Aciers verticaux de l'âme de voile**

Tableau VI. 18: Les aciers verticaux et l'espacement vertical de l'âme de voile.

Voile	$\phi_{max}(mm)$	$s_v(cm)$
P _{18, X}	14	20

VI.4.11. Conditions de ductilité locale

Selon l'article 7.7.5 de RPA2024, dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requise, ω_{wd} , dans les éléments de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

$$\alpha\omega_{wd} = 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume des armatures de confinement} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}}{\text{Volume du noyau en béton}}$$

Les coefficients de cette formule ainsi que leurs significations sont dans l'art 7.7.5.

Tableau VI. 19: Vérification de la ductilité locale.

ÉLÉMENT DE RIVE	
v_d (KN)	F_{yd}/F_{cd}
0.14	20
ω_v	χ_u
0.075	205,85
V_{nc} (cm ³)	V_{st} (cm ³)
9108600	150697,49
ε_{cu}	μ_ϕ
0.0035	2.3
α_n	α_s
0,89	0,87
α	$\varepsilon_{cu,c}$
0.77	0,029
ε_{sy}	ω_{wd}
0.0025	0.33
$l_{c,calcul}$ (cm)	ω_{wd} (min)
181	0,04
M_{rd} (Kn.m)	
116452	
Condition vérifiée	

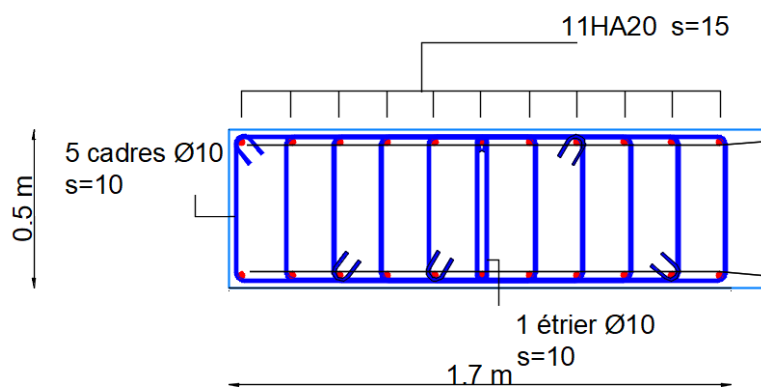


Figure VI. 12: Ferrailage de l'élément de rive sur la hauteur critique.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

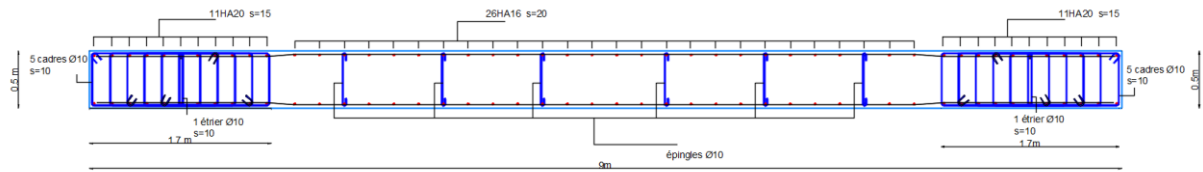


Figure VI. 13: Ferrailage de voile sur la hauteur critique.

VI.5. ÉTUDE DES DALLES

Le ferrailage des dalles doit être conformes aux exigences des normes CBA93 garantissant ainsi leur résistance, leur stabilité et leur bon comportement sous les charges.

Dans le cadre de cette étude, le logiciel SOCOTEC est utilisé pour déterminer les armatures nécessaires dans les deux directions principales, X et Y, en tenant compte des sollicitations spécifiques à chaque zone de la dalle.

Les tableaux suivants synthétisent les sollicitations maximales exercées sur la dalle dans les deux directions horizontales, ainsi que les armatures calculées en conséquence. Ces valeurs résultent de l'analyse structurale et servent de référence pour le dimensionnement conformément aux normes en vigueur.

Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement du ferrailage a été effectué sur un exemple représentatif portant sur un panneau en béton armé de dimensions 7,50 m × 4,50 m.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Ou :

l_x ; l_y : dimensions du panneau avec $l_x < l_y$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{7,5} = 0,6$$

$0,4 < \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

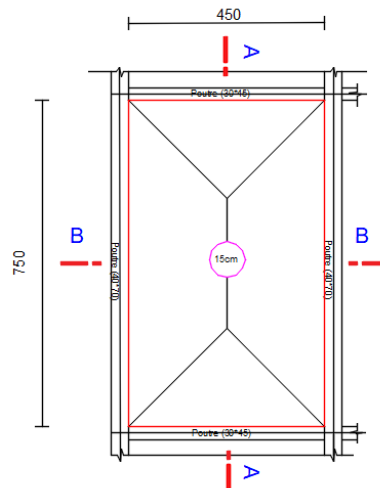


Figure VI. 14:Dimensions du panneau étudié (7.5 ×4,5×0,15).

VI.5.1. Ferrailage de la dalle :

- Sens X-X :

Tableau VI. 20:Sollicitations Extrêmes et Ferrailage des Dalles-sens X-.

Position	M (KN.m)	A_s (cm ² /m)	Choix des barres	A_s adoptée(cm ² /m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	33,58	6,97	7HA14	10,78	0,9	1,49
Sur appui	-48,59	10,53	7HA14	10,78	0,9	1,49

- Sens Y-Y :

Tableau VI. 21:Sollicitations Extrêmes et Ferrailage des Dalles-sens Y-.

Position	M (KN.m)	A_s (cm ² /m)	Choix des barres	A_s adoptée(cm ² /m)	A_{smin}	
					CBA	CNF
En travée	17,32	3,45	7HA14	10,78	1,08	1,49
Sur appui	-24,52	4,97	7HA14	10,78	1,08	1,49

- Espacement :

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI. 22:Espacement des armatures.

Direction	Charges Réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33 cm	2h et 25cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée	4h et 40cm	3h et 33cm

- Sens X-X :

$$S_t \leq \text{Min} (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ donc } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Sens Y-Y :

$$S_t \leq \text{Min} (4h_0 ; 40 \text{ cm}) = \text{Min} (60 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ donc } S_t = 15 \text{ cm}$$

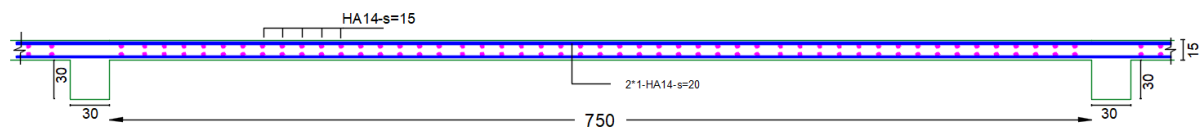


Figure VI. 15:Ferrailage de la dalle (Coupe A-A).

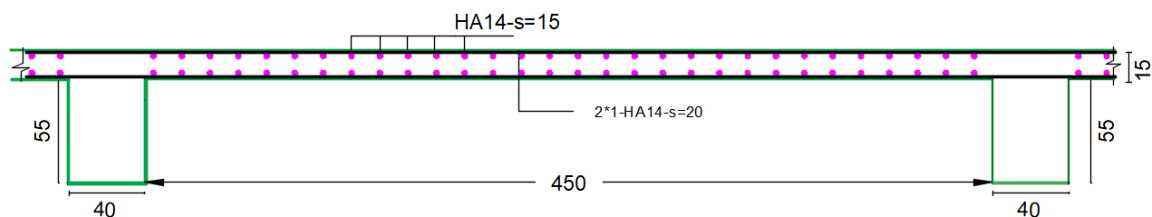


Figure VI. 16:Ferrailage de la dalle (Coupe B-B).

VI.6. CONCLUSION

Dans le cadre de cette étude, le dimensionnement des éléments structuraux a été réalisé conformément aux prescriptions du **CBA 93**, et respectant les exigences de résistance, de ductilité établie par le **RPA 2024**.

Le calcul de l'ensemble des éléments porteurs poteaux, poutres, voiles et dalles a fait l'objet d'un traitement rigoureux et parfois itératif. Les armatures ont été disposées de manière à répondre aux sollicitations internes tout en assurant la continuité des efforts au sein de la structure. Le choix des sections, la répartition des aciers, les ancrages, les recouvrements ainsi que la disposition des cadres transversaux ont été définis dans le respect des normes en vigueur, notamment dans les zones critiques soumises à des sollicitations sismiques.



CHAPITRE VII
ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE



VII.1. INTRODUCTION

Lors de la conception et de la réalisation d'un ouvrage, une étude géotechnique du sol est la première étape à réaliser. Elle permet d'identifier la profondeur du bon sol, la portance du sol et donc de déterminer le type de fondation le plus approprié à la structure : superficielle, semi-profonde ou profonde. Constituant un élément essentiel de l'ouvrage, la fondation joue un rôle clé dans le bon comportement de la structure, puisqu'elle est en contact direct avec le sol et assure la transmission de l'ensemble des charges issues de la superstructure, qu'elles soient permanentes ou variables.

Pour les bâtiments massifs (grands immeubles, silos, hôpitaux, centres commerciaux...) et comme pour le cas de la structure étudiée, un radier permet de solidariser les fondations, évitant des semelles multiples encombrantes ou surdimensionnées est le choix le mieux adapté.

VII.2. RADIER

VII.2.1. Définition du radier

Le radier est une dalle plane en béton s'étendant sur toute la surface du bâtiment et constituant ainsi l'ensemble des fondations de l'ouvrage (**Figure VII.1**) Il peut parfois comporter des consoles extérieures (débords) [25].

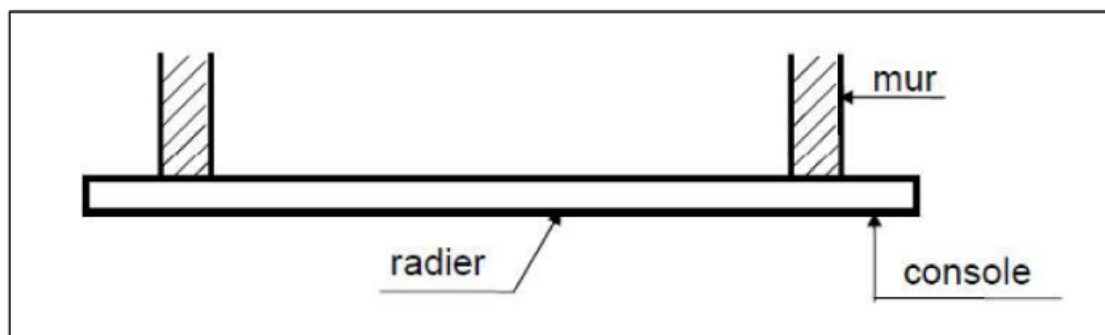


Figure VII. 1:Radier avec débord.

VII.2.2. Mode de fonctionnement

Le radier est soumis à deux types principaux d'actions mécaniques :

- Une action descendante, correspondant au poids propre de la superstructure ainsi qu'aux charges extérieures.
- Une action ascendante, représentée par la réaction du sol, généralement répartie sur l'ensemble de la surface du radier.

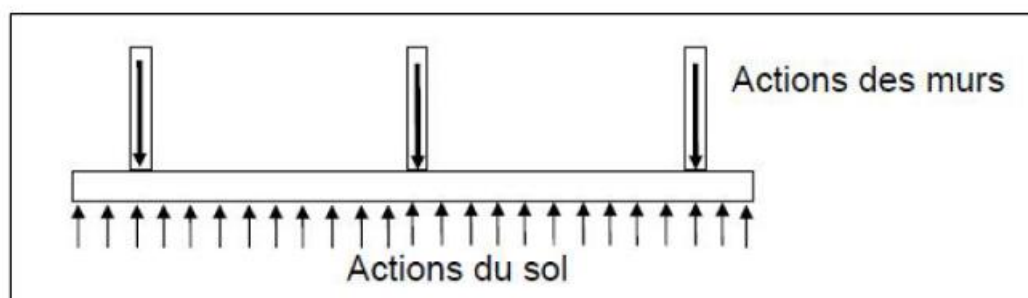


Figure VII. 2:Actions supportées par le radier.

Le radier se comporte mécaniquement comme un plancher renversé, soumis à des efforts internes variables selon les zones. Il présente des régions comprimées et d'autres, principalement situées au droit des appuis des éléments porteurs verticaux (murs et poteaux), soumises à la traction. Ces zones tendues doivent faire l'objet d'un dimensionnement rigoureux et d'un renforcement approprié par des armatures longitudinales, afin de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

VII.3. CARACTERISTIQUES DU SITE D'ASSISE

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire National de d'habitat et de la Construction (LNHC), les résultats obtenus sont :

- ✓ Site classé dans la catégorie S2 (site ferme).
- ✓ Taux de travail admissible de sol $\text{adm}=13 \text{ bar}$.
- ✓ Angle de frottement de remblai = 31°
- ✓ Ancrage à 10 m par rapport au terrain naturel.
- ✓ Type de sol : Hétérogène.

VII.4. APPROCHES DE CALCUL

L'utilisation de la méthode des éléments finis (FEM) est considérée comme l'un des procédés de calcul numérique adoptés pour résoudre des problèmes assez complexes et longs. Cette méthode consiste à diviser le radier en des petites mailles (milliers d'éléments finis) de dimensions déterminées qui sont liées justement aux nœuds par des ressorts, où chacun agit comme un appui élastique ponctuel de l'élément maillé. La rigidité de chaque ressort doit être égale au produit du module de réaction du sol par la surface d'influence du nœud ($a*b$). Par définition, toutes les charges apportées par la structure, comme les charges ponctuelles provenant des poteaux, les charges linéaires des poutres ou des voiles et celles surfaciques des dalles, ainsi que le poids propre du radier, sont supportées par le radier et elles causent son tassement vers le bas. Alors, le sol de fondation doit résister à ce chargement important et dans

le cas d'un radier flexible, cela est assuré par des forces agissantes dans le sens opposé par les appuis élastiques sur la surface inférieure du radier [26].

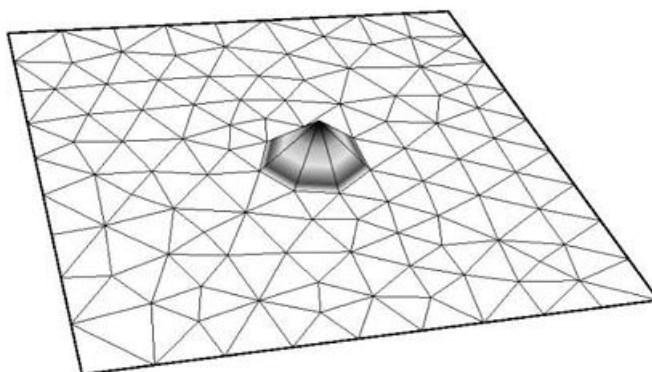


Figure VII. 3:Radier divisé en éléments maillés.

Donc, pour calculer les sollicitations du radier, on utilise une analyse matricielle des pressions de contact (forces opposées) et de la rigidité du radier. En fait, ce calcul est compliqué et difficile mais du fait de la décomposition du radier en plusieurs éléments finis, on obtient des résultats plus précis et par conséquent un dimensionnement plus économique du radier. Pour cela, il existe plusieurs logiciels spécialisés pour faire le calcul des sollicitations des radiers et aussi leurs ferraillements, comme : « Advance Design », « Autodesk Robot Structural Analysis Pro », « SAFE ».

De nos jours, la méthode des éléments finis est la plus adoptée, même si les géométries du radier sont complexes ou bien les charges sont asymétriques, on peut l'appliquer et obtenir des résultats précis et fiables.

Dans le calcul de radier pour cette structure on utilise le logiciel SAFE.

VII.5. MODELISATION DE RADIER

- Le logiciel SAFE

Le logiciel SAFE (Slab Analysis by the Finite Element Method), développé par CSI (Computers and Structures, Inc.), est une solution avancée dédiée à la modélisation, l'analyse et la conception des dalles, radiers et fondations en béton armé.

Pour pouvoir étudier le ferraillement du radier on exporte tous les efforts qui lui sont appliqués du logiciel ETABS vers le logiciel SAFE.

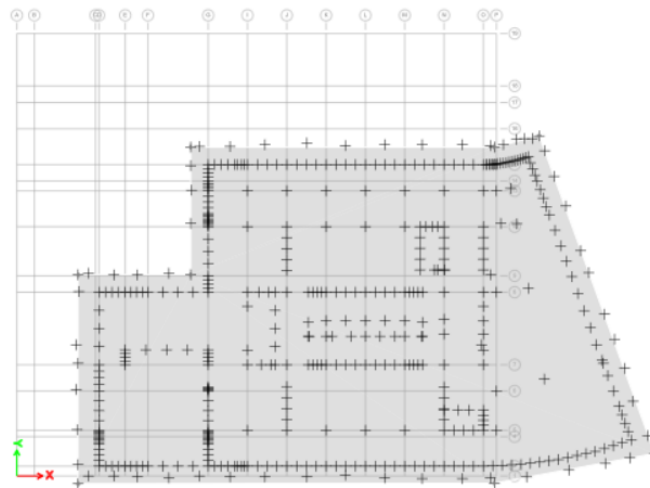


Figure VII. 4: Modélisation de radier sur logiciel SAFE.

VII.6. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

Les données propres au radier sont :

- Surface : 1786,7 m²
- Centre de gravité : G (30,38m ; 15,98m)
- Longueur : 107.64m
- Epaisseur : 230 cm
- Ancrage : 10 m

VII.7. VÉRIFICATION

VII.7.1. Condition de cisaillement

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

Où :

b_0 désigne la largeur de l'âme ;

V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Selon l'article A.5.2.1.1 de CBA93, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable ou très préjudiciable la contrainte τ_u doit être limitée à la valeur indiquée ci-dessus :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} [0.15 f_{cj} ; 4\text{MPa}]$$

Tableau VII. 1:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

V_u (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
1643,75	0,794	4,5	Vérifiée

VII.7.2. Vérification de poinçonnement

Le poinçonnement se manifeste par l'expulsion localisée d'un bloc de béton de forme tronconique selon un angle d'environ 45°, généralement observé au droit des zones de concentration de charges, telles que les appuis ponctuels (poteaux). Ce phénomène constitue une forme de rupture fragile affectant la sécurité de la structure. Pour évaluer le risque de poinçonnement dans une dalle ou un radier, le Règlement Algérien CBA l'article A5.2.4.2 recommande de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : La charge à l'ELU du poteau le plus sollicités ;

μ_c : périmètre du pourtour ou voile cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

$$\mu_c = 2 \times (a+h) + 2 \times (b+h)$$

a et b : dimensions en plan du poteau ou de voile ;

h : épaisseur de radier.

VII.7.2.1. Vérification du poinçonnement sous poteaux :

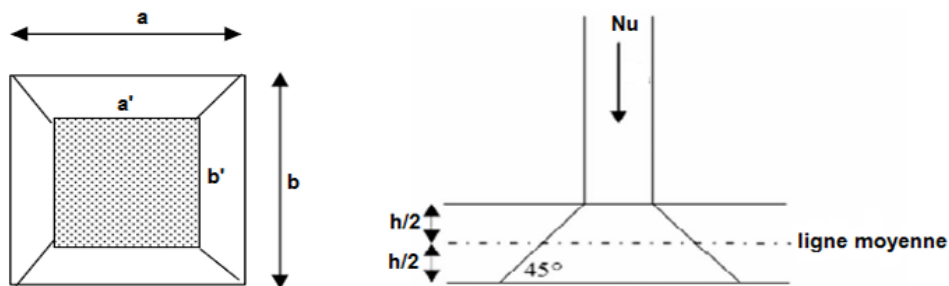


Figure VII. 5:Schéma de transmission des charges sur le radier sous poteau.

Tableau VII. 2:Impact du poteau sur la dalle du radier.

P_u	11146,27KN= 11,14 MN
a	1,3m
b	1,3m
h	2,3m
μ_c	14,4m
$0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	29,81
Vérification	Condition vérifiée

VII.7.2.2. Vérification de poinçonnement sous voile :

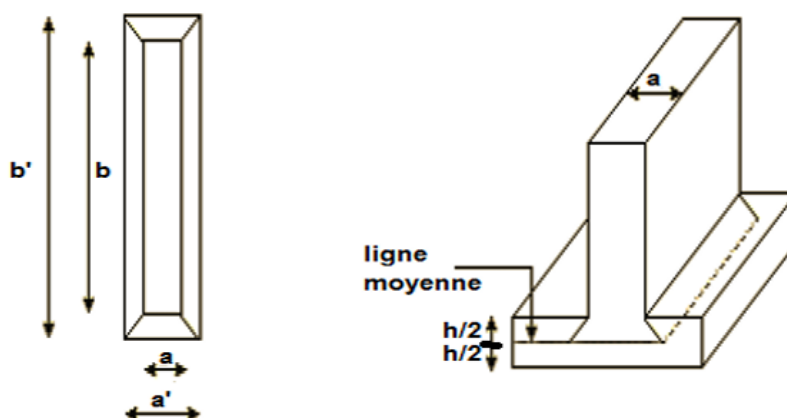


Figure VII. 6:Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.

Tableau VII. 3:Impact du voile sur la dalle du radier.

P_u	37278,87KN=37,28MN
a	13,06m
b	0,5m
h	2,3m

μ_c	36,32m
$0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	75,18
Vérification	Condition vérifiée

VII.7.3. Vérification des contraintes dans le sol

- ELS

Les contraintes verticales transmises au sol à l'État Limite de Service (ELS) ont été extraites directement à partir des résultats de la modélisation effectuée sur le logiciel SAFE. Ce dernier permet une analyse précise de la répartition des efforts sur l'ensemble du radier, en tenant compte des charges permanentes, des charges d'exploitation. Les valeurs obtenues ont ensuite été comparées à la contrainte admissible du sol afin de vérifier la compatibilité des efforts transmis avec la capacité portante du terrain en service.

Tableau VII. 4: Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.

σ (MPa)	$\sigma_{admissible}$ (MPa)	Conditions
4,7	13	Vérifiée

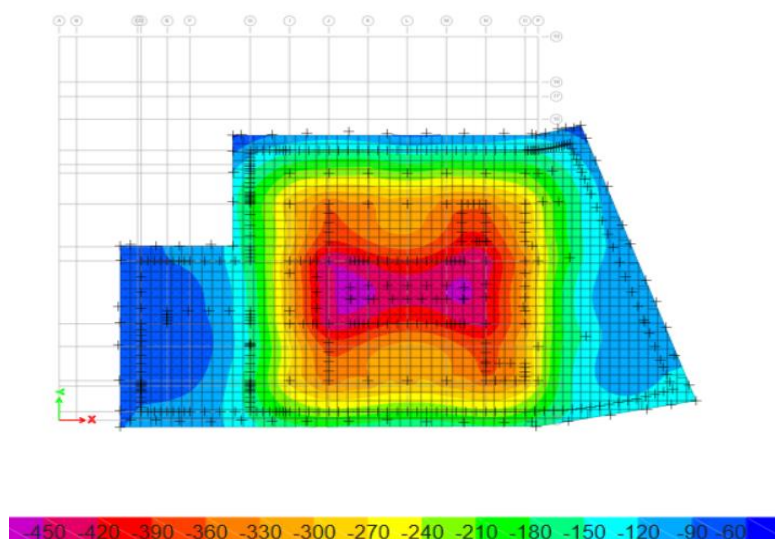


Figure VII. 7: Les contraintes dans le sol à l'ELS.

- Combinaison accidentelle

Selon l'article 5.7 de RPA2024 Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre 10 et aux combinaisons d'actions :

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1,4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1,4E_2 \end{cases}$$

Tableau VII. 5:Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.

Combinaison	σ (MPa)	$1.5\sigma_{admissible}$ (MPa)	Conditions
$G + \psi Q \pm 1,4E_1$	9,8	19.5	Vérifiée
$G + \psi Q \pm 1,4E_2$	8,56	19.5	Vérifiée

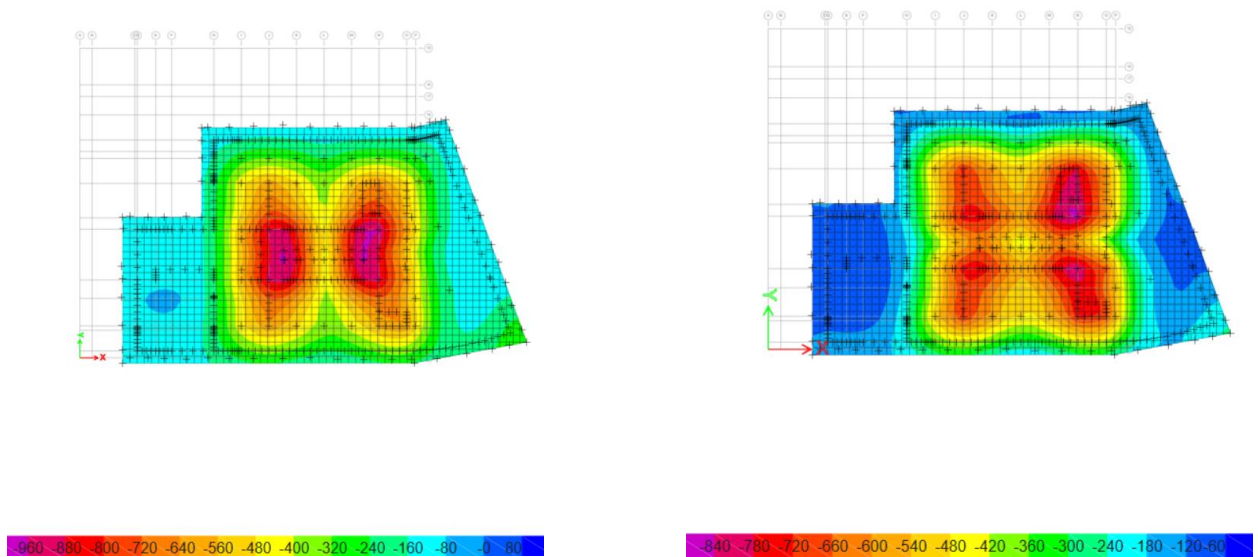


Figure VII. 8:Les contraintes dans le sol par la combinaison(a) $G + \psi Q \pm 1,4E_1$ (b) $G + \psi Q \pm 1,4E_2$

VII.8. FERRAILLAGE DE RADIER

Pour pouvoir calculer le ferrailage du radier, tous les efforts qui lui sont appliqués sont exportés du logiciel ETABS vers le logiciel SAFE.

Le ferrailage du radier a été généré à partir du module Check Design du logiciel SAFE, qui permet une vérification assistée du dimensionnement conformément aux sollicitations internes extraites de l'analyse réalisée par la méthode des éléments finis. Cette procédure prend en compte les efforts de flexion, de cisaillement et de poinçonnement, en s'appuyant sur les hypothèses de calcul et les combinaisons d'actions définies. Le logiciel propose ainsi une répartition optimale des armatures longitudinales, en respectant les exigences normatives en matière de recouvrement, d'espacement minimal et de taux d'armature, garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage face aux sollicitations prévues.

- Calcul des espacements :

Selon l'article A.7.2.4.2 du CBA93 l'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque.

Tableau VII. 6:Espacement des armatures.

Direction	Charges Réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	3h et 33 cm	2h et 25cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée	4h et 40cm	3h et 33cm

- Sens X-X :

$$S_t \leq \text{Min} (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (690 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ donc } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Sens Y-Y :

$$S_t \leq \text{Min} (4h_0 ; 40 \text{ cm}) = \text{Min} (920 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ donc } S_t = 10 \text{ cm}$$

Pour le ferrailage des nappes supérieures et inférieures, nous avons opté pour des barres de diamètre T25 espacées de 10 cm.

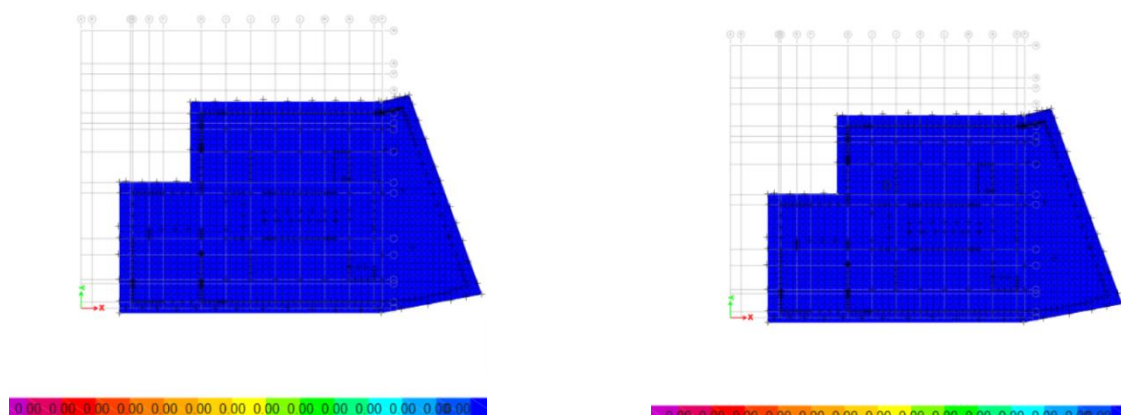


Figure VII. 9: Ferrailage de la nappe supérieure et inférieure du radier.

- Interprétation des résultats :

La couleur dominante (Bleu) dans le diagramme est la couleur qui représente le ferrailage choisis (T25 esp 10 cm), Cette couleur indique que le ferrailage mis en place satisfait les exigences structurelles, sans nécessiter de renfort additionnel.

VII.9. CONCLUSION

L'étude du ferrailage du radier à l'aide du logiciel SAFE a permis de modéliser avec précision le comportement structurel de la dalle sous l'effet des charges appliquées. La méthode des EF a permis de générer un ferrailage optimisé, adapté aux zones fortement sollicitées, notamment sous le noyau central, tout en réduisant les sections d'armatures dans les zones périphériques moins chargées. Les résultats issus de l'outil Check Design ont ainsi fourni des plans de ferrailage fiables, conformes aux normes de dimensionnement, facilitant une mise en œuvre rationnelle et économique.

Cette méthode s'avère donc particulièrement efficace pour l'analyse et la conception des fondations de type radier, en garantissant à la fois sécurité structurelle et optimisation des matériaux.



CHAPITRE VIII

**APPLICATION D'UN ALGORITHME
GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES
POINTS DE MESURE**



VIII.1. INTRODUCTION

L'optimisation du nombre et placement des capteurs (SNPO : Sensor Number and Position Optimization) constitue un enjeu majeur dans les systèmes de surveillance de structures (SHM). Un positionnement stratégique des capteurs permet de garantir la précision des mesures tout en minimisant les coûts d'installation et de maintenance. Cependant, déterminer le nombre optimal de capteurs et leur localisation dans une structure complexe et élancée reste une tâche difficile, souvent formulée comme un problème d'optimisation combinatoire.[27]

Parmi les méthodes d'optimisation avancées développées pour traiter ce type de problème, les algorithmes génétiques (Genetic Algorithms GA) se sont révélés particulièrement efficaces. Inspirés du processus de sélection naturelle, ils permettent d'explorer un vaste espace de solutions en combinant des opérations de sélection, de croisement et de mutation. Leur capacité à éviter les minima locaux et à converger vers des solutions optimales ou quasi-optimales en fait une technique prometteuse pour le problème de SNPO.[28]

Les recherches récentes montrent que les algorithmes génétiques peuvent être appliqués pour déterminer non seulement la position des capteurs, mais aussi leur nombre optimal, en tenant compte de critères tels que la couverture modale, l'information structurelle maximale, ou encore les contraintes physiques de la structure. Ainsi, l'intégration d'un algorithme génétique dans la stratégie de SNPO permet d'améliorer l'efficacité du système de mesure tout en réduisant les coûts associés.[29]

VIII.2. OBJECTIF DE L'OPTIMISATION

L'objectif principal de cette étude est de déterminer la meilleure configuration possible des capteurs placés sur la structure, tout en minimisant leur nombre sans perte d'information. Dans le cadre du contrôle de santé vibratoire des structures (SHM), les capteurs sont utilisés pour recueillir les données de vibration les plus pertinentes. Ces données permettent de détecter tout changement dans le comportement vibratoire global souvent induit par l'apparition de dommages.

Chaque capteur permet de mesurer un ou plusieurs degrés de liberté (DOF). Augmenter leur nombre améliore la couverture de la structure et la qualité des informations recueillies, mais cela entraîne aussi un coût plus élevé. Il devient donc nécessaire de trouver un compromis entre la réduction du nombre de capteurs et la capacité à obtenir des informations modales fiables pour la détection des dommages. [30]

VIII.3. ÉTUDES MENÉES SUR L'OPTIMISATION DU PLACEMENT DES CAPTEURS PAR ALGORITHMES GENETIQUES

Ces dernières années, plusieurs recherches ont exploré l'application des algorithmes génétiques dans le domaine de la surveillance de la santé des structures (SHM). Ces travaux visent à optimiser le positionnement et le nombre de capteurs dans des structures diverses (ponts, monuments historiques..., etc.), en tenant compte des contraintes liées à la nature du site, aux ressources disponibles, ainsi qu'à la complexité des phénomènes vibratoires. En intégrant des approches hybrides, combinant les algorithmes génétiques à d'autres techniques d'intelligence artificielle (réseaux de neurones), afin d'améliorer la précision de la détection des dommages.

Les figures ci-dessous illustrent des cas d'étude représentatifs issus de ces recherches :



Figure VIII. 1:Kalaa de Béni-Hammad, Algérie [31]. Figure VIII. 2:Le pont d'Oued Dib,Mila.



Figure VIII. 3:Dalian International Trade Center, Chine [32].



Figure VIII. 4:Pont à haubans de Harbin, Chine [33].

VIII.4. OPTIMISATION DU NOMBRE ET POSITION DES CAPTEURS PAR UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE

L'optimisation du nombre et du placement des capteurs a été élaborée à partir du modèle numérique de la structure établi par ETABS, en utilisant ses caractéristiques modales.

Cette approche permet d'identifier les modes propres et les fréquences naturelles de la structure saine, qui constituent la base modale indispensable pour la détection des dommages (état de référence). Ces résultats forment le point de départ de l'optimisation, car la méthode de placement des capteurs repose sur la qualité de la couverture modale.

En réalité, toute structure possède une infinité de degrés de liberté. La logique mène à croire que plus on instrumente la structure de capteurs, et plus la surveillance deviendra précise. Toutefois, comme mentionné précédemment, pour des raisons pratiques et économiques, il n'est pas possible d'y installer un nombre illimité de capteurs.

Une technique d'optimisation SNPO basée sur l'algorithme génétique implémentée en Python est utilisée pour résoudre ce problème.

VIII.4.1. Hypothèses de travail

Afin de simplifier les calculs et de réduire la complexité du modèle, une hypothèse a été introduite dans cette étude :

Les structures en génie civil possèdent un très grand nombre de modes de vibration. Cependant, il n'est pas nécessaire de tous les considérer, car seuls les premiers modes contribuent de manière significative au comportement dynamique global. Ainsi, comme dans l'analyse modale de la structure réalisée au chapitre 04, seuls les 12 premiers modes propres ont été pris en considération pour la suite de l'étude.

Le cheminement du process de l'optimisation du nombre et de l'emplacement des capteurs via l'algorithme génétique se déroulera selon le schéma suivant :

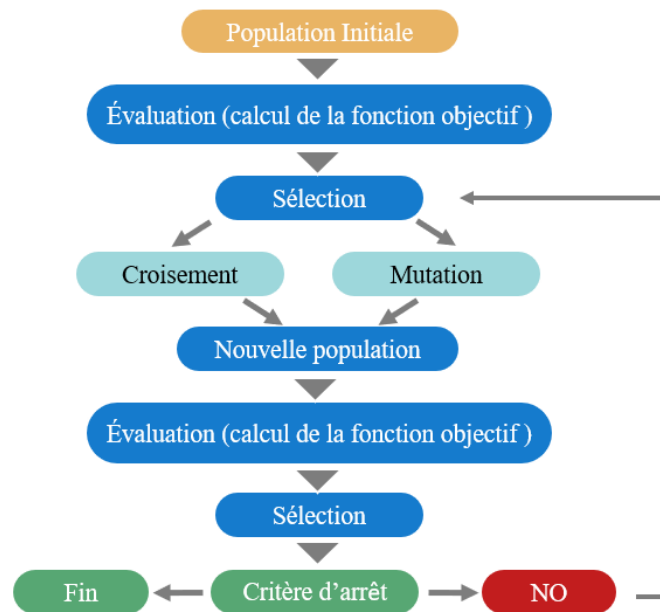


Figure VIII. 5: Fonctionnement de l'algorithme génétique.

VIII.4.2. Réduction du nombre des positions des candidats

Avant de procéder à l'optimisation du nombre de capteurs, une réduction préalable du nombre d'emplacements positions a été réalisée.

Initialement, la structure comportait 9532 points, soit autant de positions potentielles pour les capteurs. L'algorithme génétique propose des emplacements de capteurs en se basant uniquement sur des critères numériques, sans tenir compte des contraintes physiques ou d'accessibilité des points proposés. Cependant, certaines positions sélectionnées peuvent se trouver dans des zones structurelles non exploitables, ou des éléments difficilement accessibles.

Pour pallier cette limite, une phase de filtrage préalable a été mise en place, elle a permis d'éliminer les points non pertinents et de concentrer la sélection sur des zones réalistes et accessibles, notamment au niveau des faux planchers, où l'installation de capteurs est techniquement réalisable.

Cette démarche a permis de réduire le nombre total de degrés de liberté (DOF), passant de 28 596 à 11 406, ce qui correspond à 3 802 points.

VIII.4.3. Génération de la population initiale

La génération de la population initiale constitue la première étape de l'algorithme génétique. Dans cette étude, une population de 100 individus a été générée aléatoirement. Une population plus nombreuse augmente la diversité et les chances de trouver de meilleures solutions.

Chaque individu correspond à une configuration possible de capteurs, sélectionnés parmi les 3 802 points.

L'algorithme a été exécuté sur un total de 50 générations, ce qui permet d'assurer une exploration progressive et contrôlée de l'espace de recherche.

VIII.4.4. Fonction objectif (fitness)

La fonction objectif utilisée pour évaluer chaque configuration repose sur l'indice MAC, mesurant la redondance d'information entre les modes de vibration. Une bonne configuration est celle qui minimise les corrélations entre modes (éléments hors-diagonaux de la matrice MAC), garantissant ainsi une meilleure distinction modale entre les capteurs sélectionnés.

Pour éviter que l'algorithme ne privilégie des configurations trop denses, un terme de pénalisation proportionnel au nombre de capteurs sélectionnés est appliqué. Plus une solution utilise de capteurs, plus sa note finale (fitness) est réduite. Ce mécanisme incite l'algorithme à éviter les configurations surdimensionnées, même si elles présentent une bonne couverture modale.

La fonction objectif utilisée pour l'optimisation du placement des capteurs est définie comme suit :

$$\text{Fitness} = \frac{1}{\sqrt{\sum MAC_{ij} \left(1 + \frac{n_{selected}}{n_{total}}\right)}}$$

Où :

$n_{selected}$: est le nombre de capteurs sélectionnés ;

n_{total} : est le nombre total de positions de capteurs possibles.

L'objectif est de maximiser la valeur de la fitness, ce qui revient à minimiser la redondance des informations modales tout en limitant le nombre de capteurs utilisés.

VIII.4.5. Croisement

Dans cette étude, l'opérateur de croisement adopté est le croisement uniforme. Contrairement aux croisements à un ou deux points, ce type de croisement consiste à parcourir chaque gène individuellement et à le choisir aléatoirement à partir de l'un des deux parents avec une probabilité donnée (souvent 50 %).

VIII.4.6. Mutation

La mutation appliquée dans cette optimisation est de type aléatoire, à chaque génération, 20% des gènes d'un individu sont sélectionnés pour être mutés. La mutation peut consister soit en :

- Un changement de valeur d'un capteur existant (changement d'emplacement),

CHAPITRES VIII : APPLICATION D'UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES POINTS DE MESURE

- L'ajout d'un nouveau capteur dans la configuration ;
- La suppression d'un capteur existant.

Ce processus permet de maintenir la diversité génétique au sein de la population et d'éviter la stagnation de l'algorithme dans des optima locaux, en introduisant régulièrement de nouvelles configurations candidates à explorer.

VIII.5. RESULTATS DE L'OPTIMISATION ET INTERPRETATION

L'algorithme a été exécuté sur 50 générations, avec une population initiale de 100 individus. À chaque génération, les solutions les plus performantes sont sélectionnées, croisées et mutées. L'évolution de l'optimisation a été suivie en enregistrant, à chaque itération, la valeur de la fonction objectif et le nombre de capteurs retenus dans la meilleure solution.

Les figures suivantes illustrent l'évolution de l'algorithme génétique au cours des 50 générations (itérations) d'optimisation. Trois courbes ont été tracées pour analyser respectivement :

- La valeur de la fonction objectif (fitness),
- Le nombre de capteurs sélectionnés,
- La somme des éléments hors diagonale de la matrice MAC, indicatrice du recouvrement modal.

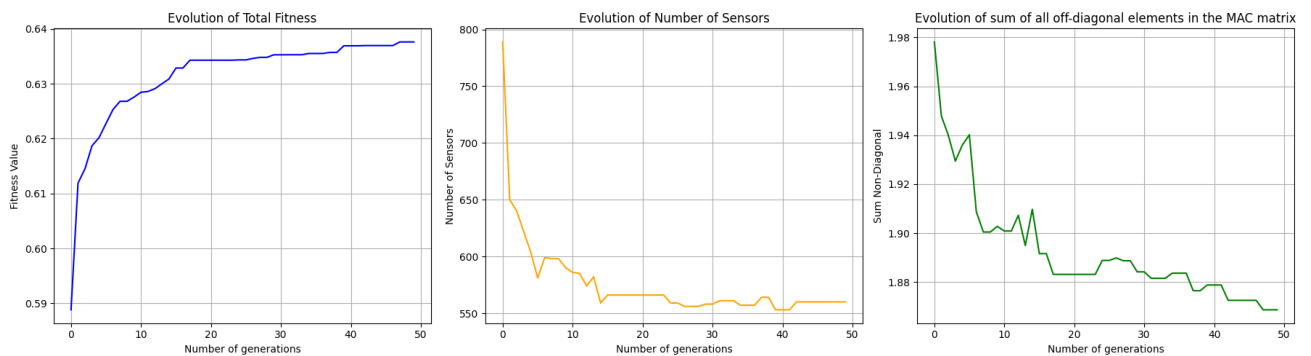


Figure VIII. 6: Résultats de l'évolution de l'algorithme génétique (50 générations) (a) fitness function values (b) number of sensors (c) la somme des éléments off-diagonaux de la matrice MAC.

Interprétation des résultats :

La courbe VIII.6 (a) illustre l'évolution de la valeur de fitness au fil des générations. On constate une augmentation rapide dès les premières itérations, avec une valeur de fitness passant d'environ 0,589 à plus de 0,615 en moins de 5 générations, ce qui montre une amélioration rapide des solutions candidates.

CHAPITRES VIII : APPLICATION D'UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES POINTS DE MESURE

Entre la 5^e et la 20^e génération, la progression reste marquée, atteignant environ 0,633. À partir de ce point, la courbe devient plus stable, avec une croissance lente et régulière jusqu'à environ 0,638 à la 50^e génération. Cette tendance montre que l'algorithme converge progressivement vers une solution optimale, et qu'à partir de la 30^e génération, la progression devient négligeable ce qui indique que les nouvelles générations n'apportent plus d'amélioration significative.

La figure VIII.6 (b) montre l'évolution du nombre de capteurs au fil des générations. Le nombre de capteurs diminue rapidement lors des premières générations, passant de près de 790 à environ 570 avant la 20^e génération. Cette diminution progressive se poursuit de manière plus

irrégulière, jusqu'à converger vers une solution finale composée de **561 capteurs**. Cette réduction progressive témoigne de la capacité de l'algorithme à éliminer les capteurs redondants tout en maintenant une couverture modale efficace. La courbe met en évidence l'impact de la fonction de fitness, qui pénalise les solutions trop complexes sans compromettre la qualité des mesures.

La courbe VIII.6 (c) représente l'évolution de la somme des éléments hors diagonale de la matrice MAC, un indicateur clé du niveau de redondance entre les vecteurs propres modaux. Une valeur élevée de cette somme suggère des chevauchements importants entre les modes, tandis qu'une diminution traduit une meilleure distinction modale. On observe une baisse marquée durant les premières générations, diminuant progressivement de 1,98 à environ 1,87. Cette décroissance progressive indique que l'algorithme améliore la qualité de la base modale en privilégiant des emplacements de capteurs permettant une meilleure séparation des modes, ce qui renforce la fiabilité de l'identification modale.

VIII.5.1. Emplacement proposé des capteurs

La figure ci-dessous présente l'emplacement des capteurs retenus par l'algorithme génétique sur l'ensemble des niveaux de la structure :

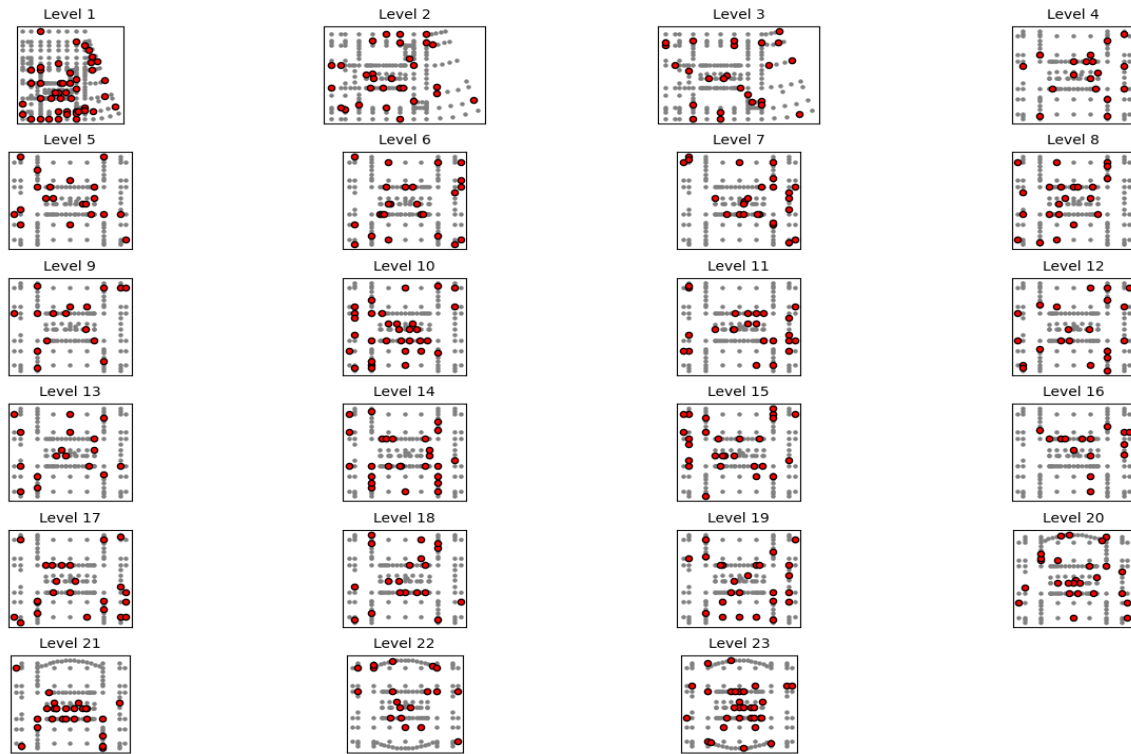


Figure VIII. 7: Emplacement des capteurs proposés par l'AG.

VIII.5.2. Emplacement retenu des capteurs

La figure suivante illustre la sélection finale des capteurs après application d'un filtrage complémentaire limitant à cinq capteurs maximums par niveau. Pour chaque niveau, les cinq capteurs les plus informatifs ont été conservés sur la base de leur présence dans la solution optimisée.

Le nombre final de capteurs retenus dans cette configuration est ainsi de 115 capteurs, répartis sur 23 niveaux.

CHAPITRES VIII : APPLICATION D'UN ALGORITHME GÉNÉTIQUE POUR L'OPTIMISATION DES POINTS DE MESURE



Figure VIII. 8:Emplacement final des capteurs.

VIII.6. CONCLUSION

L'optimisation du nombre et de la position des capteurs constitue une étape fondamentale dans la mise en place d'un système efficace de surveillance de la santé des structures.

Un positionnement optimal permet d'assurer une bonne couverture modale, tout en limitant les coûts d'installation, le poids ajouté à la structure et la gestion de grandes quantités de données.

Dans ce contexte, il est essentiel de trouver un compromis entre le nombre minimal de capteurs à déployer et la quantité maximale d'information utile à extraire. Pour répondre à ce défi, l'algorithme génétique s'est révélé être une solution particulièrement adaptée, grâce à sa capacité à explorer efficacement un vaste espace de solutions.

L'algorithme mis en œuvre dans cette étude a permis de sélectionner 115 capteurs stratégiquement répartis, tout en minimisant les redondances modales. La fonction objectif, basée sur l'indice MAC, a permis de guider cette sélection vers des solutions riches en informations et techniquement réalistes. Cela dit, ce nombre reste élevé. Il aurait été judicieux d'ajouter des contraintes à l'AG afin de le guider à choisir un nombre encore plus réduit. N'ayant pas les moyens de temps et de puissance des processeurs de nos ordinateurs, un nombre maximal de 5 capteurs par niveau a été choisi parmi les positions proposées par l'AG.

Néanmoins, ces résultats constituent une base solide pour la détection des endommagements présents dans la structure, et ils construisent un bon fondement pour l'étape qui suivra.



CHAPITRE IX
MÉTHODE DE DÉTECTION DES
DOMMAGES



IX.1. INTRODUCTION

De nos jours, la surveillance de la santé des structures (SHM) s'impose comme un outil essentiel, permettant de suivre l'évolution de l'état des ouvrages tout au long de leur durée de vie. Cette approche repose sur l'utilisation de capteurs, de modèles d'analyse et de techniques de traitement des données pour détecter, localiser et évaluer les dommages de manière non destructive. Toutefois, certaines méthodes traditionnelles, notamment celles basées sur l'inspection visuelle ou les essais ponctuels, restent coûteuses, peu précises et maintenant, dépassées.

Dans ce contexte, ce chapitre présente une méthode hybride de détection des dommages, combinant la modélisation numérique et l'intelligence artificielle. La démarche adoptée consiste, dans un premier temps, à simuler différents scénarios de dégradation par réduction de rigidité structurelle sur le modèle numérique de la structure préalablement développé. Les réponses vibratoires obtenues, telles que les fréquences et les modes propres, sont ensuite utilisées pour entraîner un réseau de neurones artificiel (RNA) capable d'identifier des dommages multiples et pouvant se produire simultanément.

IX.2. TYPES D'ENDOMMAGEMENT

Les structures en béton armé peuvent subir divers types d'endommagements, généralement classés en fonction de leur origine et de leurs effets mécaniques. Parmi les plus courants figurent les fissurations, les pertes de matériau, les déformations plastiques et les dégradations dues à des actions externes telles que les séismes ou la corrosion. La fissuration peut résulter d'une surcharge, d'un retrait différentiel ou de conditions environnementales sévères, affectant la capacité de la structure à redistribuer les efforts. La perte de matériau, quant à elle, survient souvent dans les zones fortement sollicitées ou exposées aux agressions chimiques, réduisant la section efficace des éléments porteurs. L'endommagement plastique correspond à une déformation irréversible des matériaux, traduisant un franchissement de la limite élastique et une diminution de la capacité résistante. D'autres formes, comme la dégradation par fatigue, apparaissent sous l'effet de sollicitations répétées, affaiblissant progressivement la structure. Toutes ces dégradations ont un point commun : elles induisent une perte de rigidité, observable par une modification des propriétés dynamiques de la structure, ce qui en fait un indicateur essentiel dans les méthodes modernes de détection des dommages.

Dans cette étude, les effets d'un séisme sont simulés par une réduction localisée du module d'élasticité dans la structure. Cette approche permet de représenter différents niveaux de dommages. Elle sert à entraîner des réseaux de neurones capables de détecter et quantifier la sévérité des dégradations.

IX.3. SIMULATION DES DOMMAGES

Dans les structures complexes, les dommages peuvent survenir simultanément en plusieurs zones, avec des niveaux de sévérité variables. La détection de tels dommages multiples représente un enjeu pour une évaluation fiable et détaillée de l'état de santé structural. Afin de permettre à un RNA d'identifier ces situations complexes, il est nécessaire de constituer une base de données diversifiée, réaliste et représentative d'un large éventail de scénarios de dommages. Cette base de données est générée numériquement à travers le modèle numérique de la structure développé sur ETABS et l'aide de l'API entre ETABS et Python.

La procédure commence par la modélisation d'un état de référence sain de la structure, dans lequel les propriétés mécaniques initiales sont conservées. Cette étape a été effectuée au chapitre IV. Ensuite, les éléments structurels susceptibles d'être endommagés (tels que les poteaux, les voiles) sont identifiés par leurs identifiants uniques (9532). Les dommages sont simulés en réduisant localement la rigidité de l'élément à travers la réduction du module de Young (E). Cette réduction, implémentée automatiquement sur le code scripts Python, peut varier selon des seuils définis (par exemple 20 %, 40 %, 60 %, 80 %) pour représenter différents degrés d'endommagements. Dans le cas étudié, un choix d'un pas de réduction de 10% est choisi.

Grâce à une génération automatisée de scénarios, le script Python applique ces réductions à diverses localisations et combinaisons d'éléments, créant ainsi une base de données riche en configurations de dommages multiples. Après chaque modification du modèle, une analyse modale est effectuée dans ETABS, permettant l'extraction des caractéristiques dynamiques de la structure (telles que les fréquences naturelles et les formes modales). Ces résultats sont ensuite exportés et stockés sous forme de fichiers structurés (CSV ou base de données), servant d'ensemble d'apprentissage pour le réseau de neurones. Ce processus permet de simuler de manière systématique et contrôlée une grande diversité de cas, offrant ainsi au modèle d'intelligence artificielle les conditions nécessaires pour apprendre à détecter avec précision la localisation et la sévérité des dommages multiples dans les différentes zones choisies.

IX.4. CHOIX DES ZONES

Dans cette étude, un choix de trois (03) zones spécifiques ont été sélectionnées pour la détection des dommages au sein de la structure modélisée, en raison de leur importance structurale et de leur sensibilité aux sollicitations.

- La première et la troisième zone correspondent à les zone critiques des poteaux : l'un situé au rez-de-chaussée, fortement sollicité par les charges verticales, et l'autre au troisième étage, au niveau du décrochement de la structure, une zone souvent critique en raison des concentrations de contraintes.
- La deuxième zone correspond au la zone critique du voile du noyau central, soumis à d'importants efforts de flexion et de cisaillement.

La surveillance ciblée de ces éléments permet d'identifier les signes précoces de dégradation et de prévenir les défaillances potentielles.

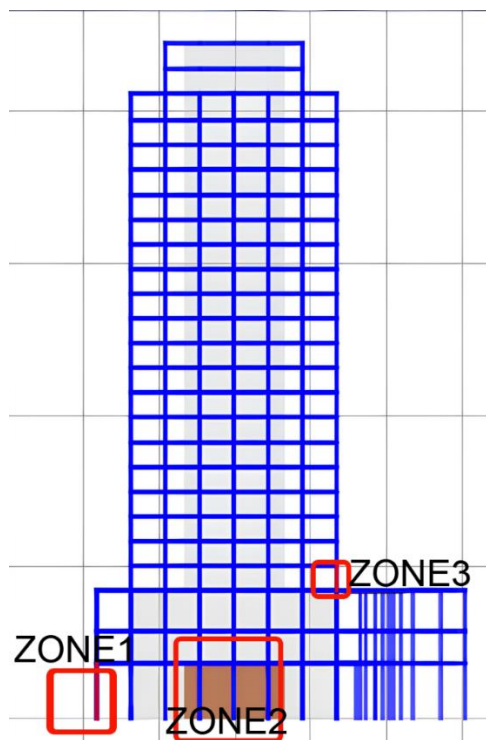


Figure IX. 1:Zones structurales sélectionnées pour l'analyse des dommages.

IX.5. CHOIX DE DE DEGRE D'ENDOMMAGEMENT

Pour la création de la base de données qui servira par la suite à représenter un état d'endommagement, une réduction de la rigidité, variant de 10% à 80% a été adoptée avec un pas de 10% pour chaque zone ciblée. La réduction de la rigidité est introduite dans le modèle numérique par la réduction du module d'Young initial E_0 .

Le tableau suivant présente les degrés de dommage :

Tableau IX. 1:Réduction de la rigidité en fonction du niveau d'endommagement.

Sévérité de dommage	Rigidité
Non-endommagé	E_0
10%	$0,9E_0$
20%	$0,8E_0$
30%	$0,7E_0$

40%	$0,6E_0$
50%	$0,5E_0$
60%	$0,4E_0$
70%	$0,3E_0$
80%	$0,2E_0$

IX.6. UTILISATION DE MATRICE DE FLEXIBILITE COMME INDICATEUR

L'utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage est basée sur le fait que l'endommagement altère la rigidité de la structure, qui à son tour affecte les caractéristiques modales de la structure.

La matrice de flexibilité, qui est l'inverse de la matrice de rigidité, peut être obtenue à partir des propriétés modales expérimentales de la structure, et donc détecter tout changement de ces propriétés par rapport à un état de référence de la structure. La principale caractéristique de la matrice de flexibilité est qu'elle peut être obtenue avec une précision suffisante pour la détection des dommages en utilisant seulement un nombre limité de formes de mode mesurées et leurs fréquences associées en raison de la contribution modale mineure des fréquences plus élevées (Nobahari et Seyedpoor 2013) [34].

Les matrices de flexibilité $[F_R]$ et $[F_D]$ pour une structure de référence et endommagée s'expriment par :

$$[F_R] = [\phi]_R [\Omega]_R^{-2} [\phi]_R^T = \sum_{i=1}^{Nm} \frac{1}{\omega_{Ri}^2} \phi_{Ri} \phi_{Ri}^T$$

$$[F_D] = [\phi]_D [\Omega]_D^{-2} [\phi]_D^T = \sum_{i=1}^{Nm} \frac{1}{\omega_{Di}^2} \phi_{Di} \phi_{Di}^T$$

Où :

Les indices R et D se réfèrent aux structures de référence (saines) et endommagées, respectivement ;

$[\phi]$ est la matrice de forme modale ;

$[\Omega]$ est la matrice diagonale de fréquence ;

Nm : nombre de modes mesurés ;

L'évolution de la matrice de flexibilité $[\Delta F]$ peut être obtenue à partir de la différence entre les deux matrices.

Ces valeurs indiquent où la variation maximale des coefficients d'influence de la flexibilité s'est produite en raison d'un dommage donné. La valeur absolue maximale des éléments d'une colonne j correspondant aux degrés de liberté j s'exprime par :

$$\widehat{\delta}_j = \max |\delta_{ij}|$$

Où :

δ_{ij} = éléments de la matrice $[\Delta F]$

Pour chaque scénario de dommage, correspond un vecteur indicateur de dommage exprimé par les valeurs δ_j .

IX.6.1.1. Processus de la simulation

Simulation des dommages multiples dans la structure est réalisée à l'aide d'un script Python, qui permet de modifier automatiquement les propriétés de modèle numérique de la structure. Le processus consiste à introduire des dommages localisés dans trois zones distinctes, en réduisant le module de Young (E). Cette réduction est appliquée de façon progressive, par paliers de 10 %, allant de 10 % à 80 %, afin de représenter différents niveaux de sévérité.

Pour chaque combinaison de dommages dans les trois zones, le script :

- Modifie dynamiquement les propriétés mécaniques du modèle,
- Effectue une analyse modale automatisée, et extrait les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres).

En parallèle, la matrice de flexibilité est calculée pour chaque scénario, et la valeur maximale est enregistrée comme indicateur de l'affaiblissement structurel. Les résultats sont ensuite sauvegardés dans un fichier Excel organisé, contenant les détails des configurations de dommages et les réponses modales associées.

Ce processus permet de constituer une base de données structurée et représentative de multiples scénarios de dommages, utilisée par la suite pour l'apprentissage et la validation du RNA, dédié à la détection de la sévérité et de la localisation des dommages.

IX.7. LES RESEAUX DE NEURONE

Les réseaux de neurones artificiels sont constitués d'unités élémentaires interconnectées, appelées neurones, fonctionnant de manière parallèle et inspirées du système nerveux biologique. Leur comportement est fortement conditionné par la structure des connexions entre ces unités. L'apprentissage consiste à ajuster les poids de ces connexions afin de permettre au réseau de réaliser une tâche précise, telle que la reconnaissance de caractères.

De manière générale, l'apprentissage supervisé repose sur la présentation d'exemples d'entrée associées à des sorties cibles. Le réseau ajuste progressivement ses poids en comparant sa sortie avec la cible attendue, de façon à minimiser l'erreur entre les deux. Ce processus nécessite un grand nombre de paires entrée/sortie pour converger vers une solution satisfaisante.

Grâce à ce mécanisme, les réseaux de neurones sont capables de résoudre des problèmes complexes dans de nombreux domaines d'application. Ils offrent souvent une alternative efficace.

IX.7.1. Domaine d'application

Les réseaux de neurones artificiels (RNA), notamment les perceptrons multicouches (PMC), sont devenus des outils puissants en génie civil pour modéliser des phénomènes complexes. En géotechnique, Nawari et al. [35] ont modélisé le comportement axial et latéral des pieux à partir de données de pénétromètre dynamique, tandis que Ural et Saka [36] ont démontré l'efficacité des RNA dans l'analyse de la liquéfaction des sols. En technologie des bétons, Yeh [37] a utilisé un PMC à 8 entrées pour prédire avec précision la résistance en compression des bétons à hautes performances (BHP), une approche confirmée par Dias et Pooliyadda [38]. Dans le domaine des structures, Mansour et al. [39] ont utilisé un PMC pour prédire la résistance ultime au cisaillement des poutres en béton armé, et Sakla et Ashour [40] ont modélisé l'ancrage des armatures. Enfin, en contrôle non destructif, Liu et al. [41] ont appliqué les RNA à la détection de fissures par ultrasons simulés, tandis que Hola et Schabowicz [42] ont combiné plusieurs méthodes CND avec un PMC pour évaluer la résistance du béton in situ.

IX.8. CONCEPTION DU RÉSEAU DE NEURONES CONÇU POUR LA DÉTECTION DES DOMMAGES

Les réseaux de neurones réalisent des fonctions non linéaires paramétrées. Leurs mises en œuvre nécessitent [43] :

- La détermination des entrées et des sorties pertinentes, c'est à dire les grandeurs qui ont une influence significative sur le phénomène que l'on cherche à modéliser.

- La collecte des données nécessaires à l'apprentissage et à l'évaluation des performances du réseau de neurones.

- La détermination du nombre de neurones dans les couches cachées nécessaires pour obtenir une performance satisfaisante.

- La réalisation de l'apprentissage.

- L'évaluation des performances du réseau de neurones à l'issue de l'apprentissage.

Le réseau que nous avons retenu est un réseau de type « Feed-forward fully connected », choisi pour sa fiabilité et sa large utilisation dans les problèmes de prédiction. Ce type d'architecture a déjà été exploité dans plusieurs travaux de recherche. Par exemple, Kudva a appliqué un réseau similaire pour détecter un dommage dans une plaque raidie ; les résultats ont montré que le réseau parvenait à localiser précisément le dommage, bien que l'estimation du niveau d'endommagement restait plus délicate. De leur côté, Wu et al. (1992) ont utilisé un réseau Feed-forward pour analyser un bâtiment à trois étages soumis à une excitation sismique. Spillman et ses collaborateurs ont également mis en œuvre un réseau « fully connected » pour repérer des dommages au sein d'un pont métallique. Enfin, Rhim et Lee (1994) ont employé un réseau Feed-forward pour détecter des délaminations dans un pont en treillis fabriqué à partir de matériaux composites. [44]

Ces différentes études ont démontré l'efficacité de cette approche pour la détection des dommages, en particulier dans les modèles numériques de structures, ce qui a motivé son utilisation dans cette étude

IX.8.1. L'architecture du RNA choisi

Le réseau de neurone utilisé dans cette étude est composé d'une couche d'entrée (input layer), 3 couches cachées (hidden layers) et une couche de sortie (output layer) avec :

- Couche d'entrée (input layer) : 115 neurones.
- 1ère Couche d'entrée (hidden layer 1) 300 neurones.
- 2ème Couche d'entrée (hidden layer 2) 200 neurones.
- 3ème Couche d'entrée (hidden layer 3) 256 neurones.
- Couche de sortie (output layer) :3 neurones.

Le choix du nombre de couches cachées dans un réseau de neurones est délicat en raison des enjeux qu'il implique. Un nombre insuffisant de couches peut conduire à un sous-apprentissage, rendant le réseau incapable de reconnaître correctement les motifs attendus. À l'inverse, un excès de couches cachées peut entraîner un sur-apprentissage : le réseau apprend parfaitement les données d'entraînement, mais échoue à généraliser lors des tests, car il a mémorisé les exemples au lieu de capturer les véritables caractéristiques du modèle.

IX.8.2. Choix des entrées et sorties

Dans cette étude, le vecteur d'entrée est composé de 115 neurones, représentant les caractéristiques extraites de la matrice de flexibilité de la structure. Ces indicateurs traduisent les variations de comportement mécanique sous différentes conditions de chargement et permettent de capter les effets éventuels d'un endommagement structurel.

Une base de données a été constituée à partir de 5000 cas de simulations, couvrant différents scénarios et intensités de dommages, répartis sur les trois zones critiques sélectionnées auparavant de la structure.

Le vecteur de sortie, quant à lui, est formé de trois unités, correspondant aux niveaux d'endommagement dans trois zones spécifiques de l'ouvrage : le voile du noyau central, un poteau au rez-de-chaussée, et un poteau au troisième étage. Chaque valeur est exprimée en pourcentage (entre 0 et 1), indiquant la proportion d'éléments endommagés dans la zone concernée.

Par exemple, un vecteur de sortie de la forme [0, 0.4, 0.7] signifie que aucun dommage n'est détecté dans le poteau du rez-de-chaussée, 40 % des éléments du voile sont endommagés, et 70 % des éléments du poteau du troisième étage présentent un endommagement.

Ce format d'entrée-sortie permet une évaluation quantitative et localisée de l'état de la structure, à partir des données de flexibilité, et constitue ainsi un outil performant pour la détection automatisée des dommages.

IX.8.3. Apprentissage du réseau de neurones

Les données sont ensuite divisées en trois sous-ensembles définis comme suit :

- **Données d'apprentissage** : Ces données représentent 70% du total et servent principalement à l'entraînement du modèle. C'est à travers les données d'entrée que le RNA va apprendre à corrélérer entre l'état de référence et l'état endommagé d'une intensité de X%.

- **Données de validation** : Pour la validation du RNA, 20% des données sont utilisées. Elles sont choisies de manière à inclure un cas d'endommagement spécifique pour chaque zone de dommage. Ces données permettent d'évaluer les performances du modèle pendant l'entraînement, tout en ajustant les hyperparamètres.

- **Données de test** : Les 10 % restants sont destinés au test. Ces données sont sélectionnées de la même manière que les données de validation et sont utilisées après l'entraînement pour évaluer la capacité du modèle à généraliser sur des données jamais rencontrées.

IX.9. ANALYSE DES RÉSULTATS

IX.9.1. Estimation de la qualité d'apprentissage du RNA

Un total de 5000 scénarios de dommages a été généré en simulant différents types de dommages potentiels répartis sur trois zones distinctes.

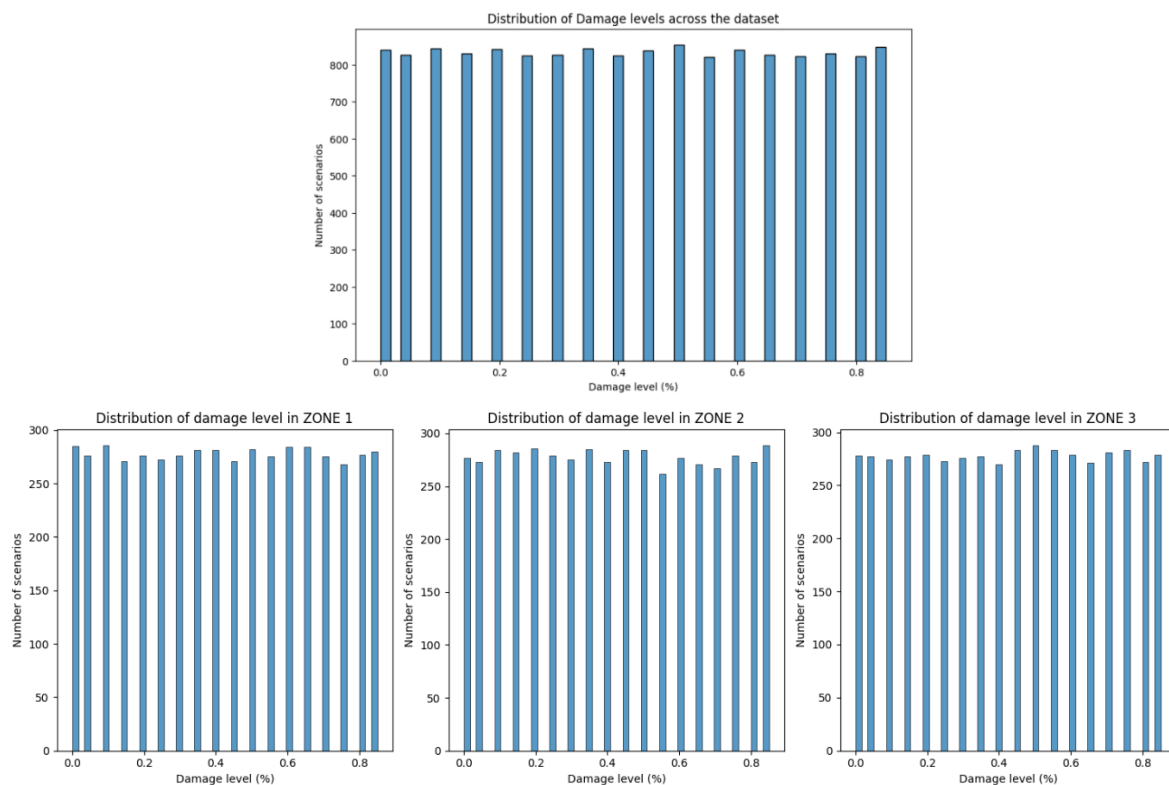


Figure IX. 2: Ensemble des cas de dommage simulés pour l'apprentissage du modèle.

Interprétation :

L'apprentissage du réseau de neurones a été conçu de manière uniforme, garantissant que chaque degré de dommage et chaque scénario de dommage reçoivent une attention égale au cours de l'entraînement. Les 5000 scénarios de dommages, répartis sur trois zones, ont été équilibrés pour éviter tout biais vers une classe spécifique. Cette répartition homogène permet au modèle d'apprendre de manière cohérente à prédire l'ampleur et la localisation des dommages, quelle que soit leur intensité.

Afin de garantir des résultats fiables, un soin particulier a été apporté à éviter le sur-apprentissage (overfitting), où le modèle mémoriserait les données d'entraînement sans pouvoir généraliser correctement à des nouvelles données, et le sous-apprentissage (underfitting), où il échouerait à apprendre les relations importantes. Cet équilibre dans la distribution des scénarios assure que le modèle est capable d'adapter ses prédictions de manière optimale aux données d'entraînement tout en maintenant une bonne capacité de généralisation, ce qui est essentiel pour fournir des résultats fiables et précis lors de l'évaluation sur de nouvelles données.

IX.9.2. Validation de model

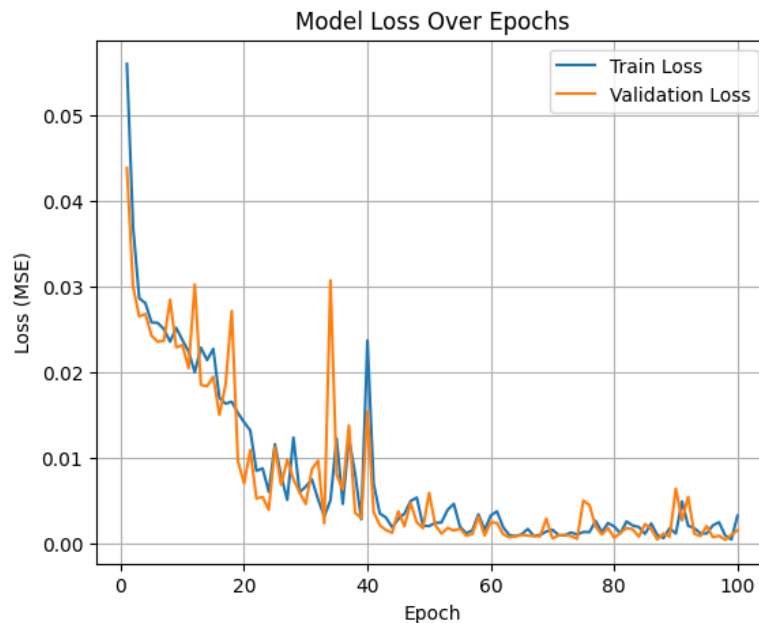


Figure IX. 3: Tendance de convergence des erreurs d'apprentissage et de validation.

Les résultats d'apprentissage du réseau de neurones mettent en évidence plusieurs points significatifs :

- Tout d'abord, on observe une diminution rapide des erreurs au début de l'entraînement, notamment entre 0 et environ 20 itérations. Cette phase traduit une assimilation rapide par le modèle des relations entre les variables d'entrée et les sorties, ce qui lui permet de réduire efficacement l'erreur sur les ensembles d'entraînement et de validation.
- Ensuite, après environ 40 itérations, les courbes des pertes s'aplatissent et convergent vers des valeurs faibles très proches de zéro. Cela reflète la bonne capacité de généralisation du modèle : il ne se contente pas de mémoriser les données d'apprentissage, mais reste performant sur des données nouvelles qu'il n'a jamais vues (données de validation).

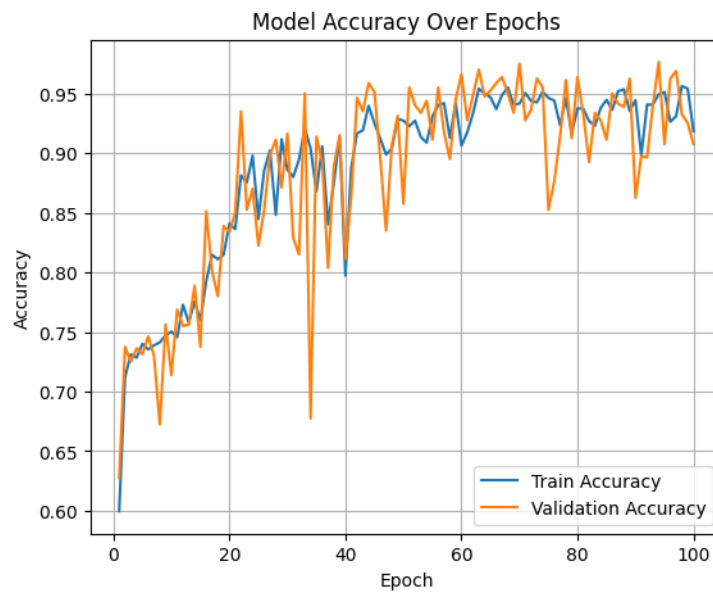


Figure IX. 4:Évolution de la précision sur les ensembles d’entraînement et de validation du modèle.

Le graphique illustre l’évolution de la précision (accuracy) du modèle tout au long de l’apprentissage, en fonction du nombre d’itérations, aussi bien sur l’ensemble d’entraînement que sur l’ensemble de validation. Au début de l’entraînement, notamment entre 0 et environ 30 itérations, la précision augmente rapidement, passant d’environ 0,60 à plus de 0,85. Cette progression témoigne de la capacité du modèle à apprendre efficacement à distinguer les différentes classes dans les données. Par la suite, à partir d’environ 40 itérations, la précision continue à s’améliorer, mais de manière plus lente et plus stable, atteignant des niveaux situés entre 0,90 et 0,96 pour les deux ensembles.

La comparaison entre les courbes d’entraînement et de validation montre une grande convergence, ce qui reflète une bonne capacité de généralisation du modèle : il ne se contente pas de bien fonctionner sur les données qu’il a vues, mais reste également performant sur les données de validation.

En termes de performance globale, le modèle atteint, à la fin des 100 itérations, une précision élevée sur les deux ensembles, avec des valeurs proches de 0,95. Cela indique que le réseau de neurones est non seulement bien entraîné, mais également fiable et cohérent.

IX.9.3. Évaluation de la fiabilité d'un réseau de neurones

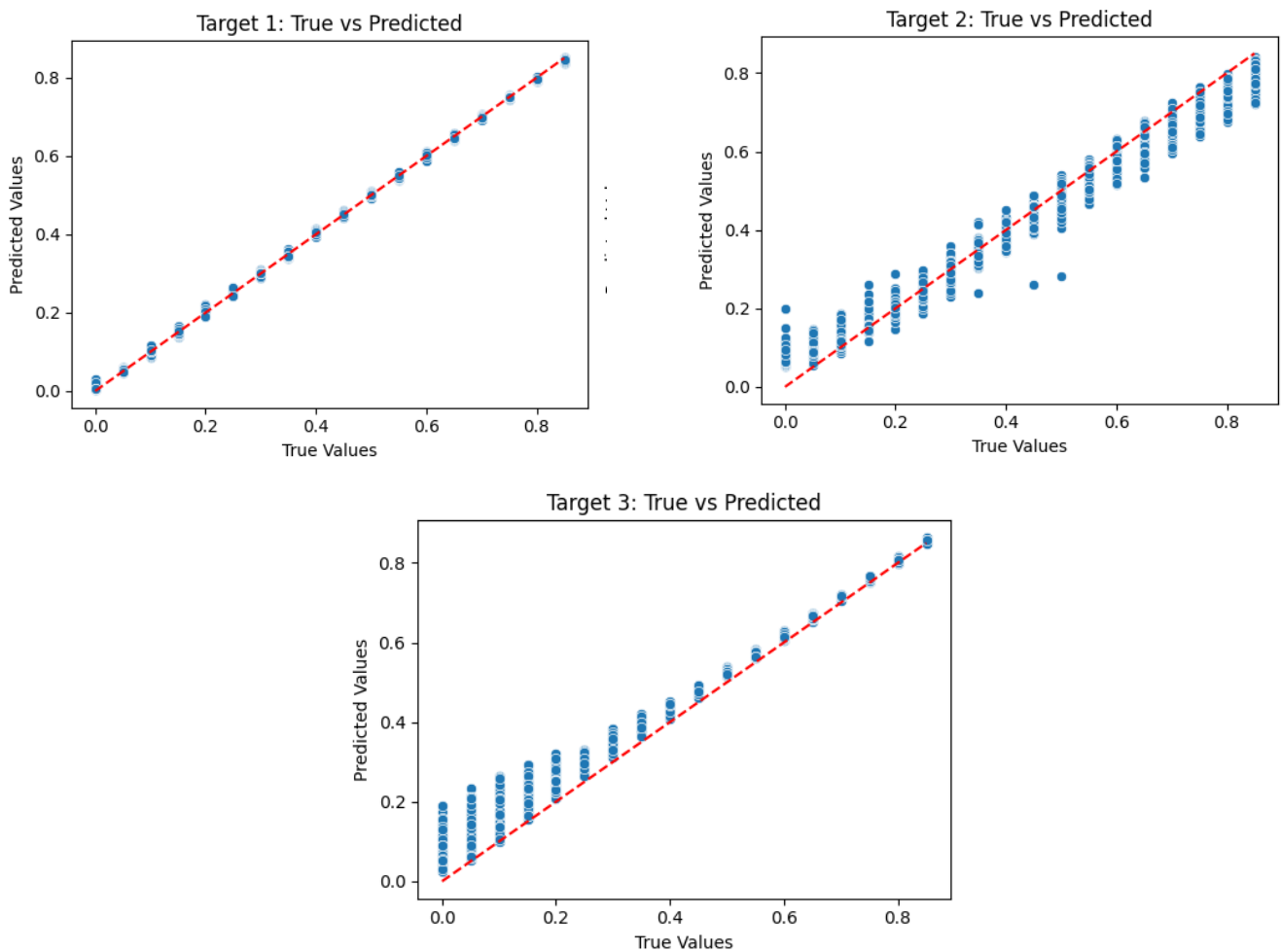


Figure IX. 5: Courbes de régression entre valeurs cibles et prédites pour l'évaluation des dommages dans les trois zones ciblées.

Interprétation

La figure ci-dessus illustre la corrélation entre les valeurs cibles (target values) et les valeurs estimées (predicted values) par le modèle, pour les trois zones concernées. Les résultats mettent en évidence une très bonne corrélation pour les sorties Target 1 et Target 3, avec une forte concentration des points autour de la diagonale idéale, traduisant une précision quasi parfaite des prédictions. Concernant Target 2, bien que la dispersion soit légèrement plus marquée, les estimations suivent globalement la tendance des données réelles, témoignant d'une performance satisfaisante de l'apprentissage.

De manière générale, le modèle s'avère particulièrement efficace pour estimer les niveaux de dommages élevés, ce qui souligne sa capacité à capturer les relations non linéaires complexes entre les variables d'entrée et les sorties. Ces résultats confirment la capacité de généralisation du réseau de neurones mis en œuvre

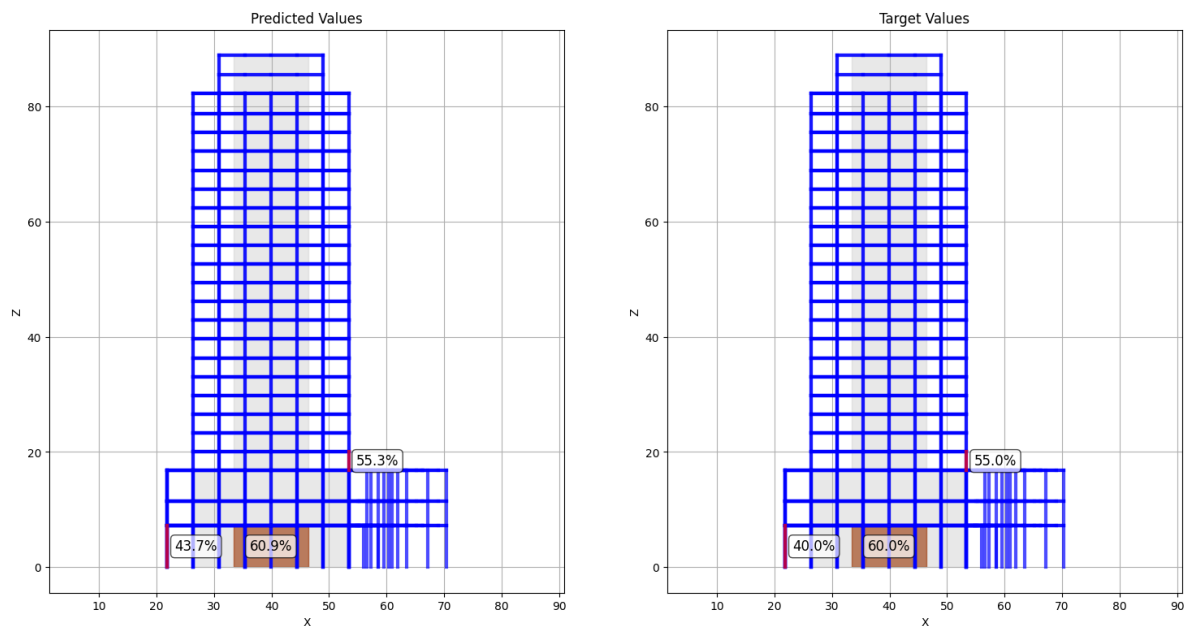


Figure IX. 6: La prédiction comparée au scénario réel de la structure.

Les résultats présentés illustrent la localisation et l'intensité des dommages dans trois zones distinctes de la structure (zone 1, zone 2 et zone 3). Pour chaque zone, deux valeurs sont indiquées : la valeur cible, et la valeur prédite par le modèle. Ces pourcentages permettent de visualiser l'écart éventuel entre la prédiction et la réalité, et d'évaluer ainsi la qualité des estimations fournies par le réseau de neurones.

Le tableau ci-dessous présente une comparaison entre les valeurs prédite et ciblée

Tableau IX. 2: Comparaison entre les valeurs prédites et les valeurs cibles des dommages par zone.

Zone géographique	Prédiction (%)	Valeur cible (%)	Écart absolu (%)
Zone 1	43,7	40,0	+3,7
Zone 2	60,9	60,0	+0,9
Zone 3	55,3	55,0	+0,3

L'analyse met en évidence une bonne correspondance entre les sorties du modèle et les valeurs de référence, avec des écarts relatifs faibles. L'erreur maximale observée est de 3,7 %, ce qui témoigne d'une précision satisfaisante du modèle sur les zones analysées. Ces résultats confirment la capacité du réseau de neurones utilisé à prédire avec précision les dommages multiples.

IX.10. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté une méthode nouvelle, hybride, pour la détection des dommages dans les structures en termes de localisation et d'intensité. Basée sur l'exploitation conjointe de la modélisation numérique et des RNA, elle a prouvé sa performance obtenant une très grande précision de prédiction des dommages. Une base de 5000 scénarios de dommages, répartis de façon uniforme sur trois zones critiques, a été générée pour permettre un apprentissage riche du modèle.

La conception du RNA choisie pour cette étude a mené à un RNA de type feed-forward, fully connected, dont l'apprentissage s'est effectué à partir d'un indicateur de dommage qui est la matrice de flexibilité. L'apprentissage a montré une évolution rapide des performances dans les premières itérations, atteignant des précisions proches de 95 % dès la 40^e itération sur les ensembles d'entraînement et de validation.

Les erreurs se sont stabilisées à des valeurs très faibles, ce qui démontre une bonne capacité de généralisation. L'analyse des résultats finaux a révélé un très faible écart entre les valeurs prédites et les cibles réelles, avec une erreur maximale de seulement 3,7 % observée dans la zone 3.

Cette méthode prouve l'efficacité du RNA utilisé à détecter les dommages de manière précise et rapide. Elle offre une solution fiable pour anticiper les risques structurels et renforcer la sécurité des ouvrages.



CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les Immeubles de Grande Hauteur (IGH) représentent aujourd'hui une réponse incontournable aux défis de croissance urbaine et de développement vertical des villes modernes. Par leur complexité architecturale et leur rôle structurant dans les paysages urbains, les IGH exigent une attention particulière en matière de sécurité, notamment face aux actions sismiques.

Leur sécurité en zones sismiques constitue une priorité majeure dans le domaine du génie civil moderne. Dans cette optique, la présente thèse porte sur deux parties : le calcul structural de la tour appuyée sur les prescriptions actualisées du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, qui introduit des exigences plus rigoureuses en matière de conception et de vérification des structures en zone sismique. En complément, une stratégie de surveillance vibratoire intelligente a été intégrée à travers l'utilisation de deux outils d'Intelligence Artificielle : un Algorithme Génétique conçu pour optimiser le nombre et l'emplacement des capteurs, et un réseau de neurones artificiels (RNA) capable de prédire la localisation des dommages ainsi que leur sévérité. Cette méthode hybride de détection et de localisation des dommages structuraux, est appliquée pour une première fois à un bâtiment de grande hauteur : la tour B du Flat Hôtel, située aux Pins Maritimes à Alger. Ce bâtiment, haut de 88,9 mètres et composé de 22 étages et deux sous-sols est implanté dans une zone de forte sismique selon la réglementation algérienne.

A travers la première phase de l'étude, a consisté en la modélisation numérique complète du bâtiment à l'aide du logiciel ETABS, conformément aux prescriptions de la réglementation parasismique algérienne RPA 2024. Toutes les vérifications réglementaires ont été réalisées, et les éléments structuraux porteurs ont été dimensionnés de manière à satisfaire aux exigences de stabilité et de sécurité sismique. Les résultats de cette phase ont permis d'établir un modèle de référence robuste et fiable pour la suite de l'analyse.

La deuxième phase de l'étude a consisté à établir numériquement un système de surveillance de la santé de la structure. D'abord, il fallait définir l'emplacement optimal des capteurs pour la surveillance structurale. Cette étape a été abordée à travers l'utilisation d'un algorithme génétique, qui a permis de réduire le nombre de capteurs à 561 capteurs. Les capteurs finalement choisis, 5 capteurs par niveau, sont sélectionnés à partir des positions dictées par l'AG. Cette optimisation s'est basée sur le critère d'identification modale (MAC), assurant ainsi un placement efficace, stratégique et optimum des capteurs.

Une fois l'emplacement des capteurs défini, la simulation des dommages a été réalisée en altérant la rigidité, pour reproduire des scénarios de dégradations causés potentiellement par des séismes. Sous chargement sismique, 3 zones critiques de la structure sont identifiées comme étant les plus vulnérables et potentiellement endommageables, telles que les poteaux et les voiles à la base de la structure. Chaque zone subissait une réduction de rigidité, aléatoirement de 10% à 80 % à pas de 10%, puis deux zones simultanément, puis enfin trois zones simultanément. A chaque scénario, la réponse modale de la structure est collectée, l'indicateur de dommage, qui est la matrice de flexibilité est calculé, générant une base de données

CONCLUSION GÉNÉRALE

comportant 5000 scénarios de dommages, qui ont alimenté le réseau neuronal pour l'apprentissage.

Le RNA choisi pour prédire la localisation et l'intensité des multi-dommages est un réseau de type feed-forward à couches entièrement connectées. Il a été entraîné à partir de 70% des données collectées des simulations des endommagements, pour prédire les niveaux de dommage dans trois zones critiques de la structure. Les résultats obtenus témoignent d'une précision d'apprentissage remarquable, avec une performance de prédiction atteignant 95 %. L'erreur maximale de prédiction ne dépasse pas 3,5 %. Cette stabilité des performances, avec des erreurs de prédiction faibles et un excellent ajustement entre les sorties prédites et les valeurs cibles, démontre la fiabilité de l'approche. Elle a ainsi montré sa capacité à détecter de manière fiable et localisée les dommages multiples dans la structure sur des données de test et de validation.

En conclusion, cette thèse qui combine un calcul structurel réglementaire, et l'intelligence artificielle moderne, vise à renforcer la résilience des structures et en particulier les IGH, tout en posant les bases d'une surveillance vibratoire pouvant être intégrée et utilisée en temps réel. Cette étude souligne l'intérêt de conjuguer les normes de conception modernes avec les technologies d'apprentissage automatique pour assurer une sécurité accrue et une maintenance optimisée des bâtiments de grande hauteur en zone sismique.

Perspectives

Les résultats obtenus dans cette étude soulignent l'efficacité des réseaux de neurones artificiels (RNA) pour détecter plusieurs dommages pouvant se produire simultanément et avec des intensités variables, contexte qui est réaliste. Toutefois, il convient de noter que la performance du modèle est fortement influencée par la qualité de la base de données ainsi que par la pertinence de l'apprentissage du réseau. Dans ce cadre, il serait bénéfique d'explorer différentes configurations d'architectures de RNA, en ajustant des paramètres tels que le nombre de couches cachées et le nombre de neurones par couche, afin d'optimiser la précision dans la localisation et la quantification des dommages. De plus, l'extension de la base de données, en augmentant sa taille et sa diversité, pourrait potentiellement renforcer la robustesse et la précision des résultats obtenus. Ceci peut être fait à travers la sélection d'un nombre plus important de zones potentiellement endommageables, réduire le pas de dégradation de la rigidité, ou même incorporer d'autres algorithmes probabilistes.

Bien qu'il soit possible d'utiliser des indicateurs de dommages autres que la matrice de flexibilité la méthode basée sur la matrice de flexibilité demeure l'une des plus fiables. Elle offre une sensibilité accrue aux dégradations structurelles, même légères, et permet une localisation précise des dommages multiples. Son efficacité, démontrée dans cette étude, en fait un outil robuste pour les applications de surveillance en génie civil. Néanmoins, il serait judicieux de mener une étude comparative entre différents indicateurs de dommages, lister leurs domaines d'utilisation et d'efficacité, afin d'enrichir le travail ici entrepris.

L.M. LAZLAOUI

R. ABDELLA BENSOUULTANE

144

E.N.S.T.P

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail ouvre la voie à la conception de systèmes de surveillance vibratoire intelligents, autonomes et économiquement viables, capables de répondre aux exigences de sûreté, de durabilité et de maintenance prédictive des infrastructures critiques du futur



RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ilgın, H. E., & Aslantamer, Ö. N. Comparative Analysis of Space Efficiency in Skyscrapers with Prismatic, Tapered, and Free Forms. *Buildings*, 2024.
- [2] N Barnier, P Brisset, *Revue des Sciences et Technologies de l'Information, Optimisation par algorithme génétique sous contraintes*, 1999
- [3] O.S. Salawu. Detection of structural damage through changes in frequency : a review. *Engineering structures*, 19(9) :718–723, 1997.
- [4] S.G. Creed. Assessment of large engineering structures using data collected during in-service loading. *Structural Assessment*, pages 55–62.
- [5] R.D. Adams, P. Cawley, C.J. Pye, and B.J. Stone. A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures. *Journal of Mechanical Engineering Science*, 20(2) :93–100, 1978.
- [6] P. Cawley and R.D. Adams. The location of defects in structures from measurements of natural frequencies. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 14(2) :49–57, 1979.
- [7] J.M.W. Brownjohn. Assessment of structural integrity by dynamic measurements. PhDthesis, University of Bristol, 1988.
- [8] D. Bernal. Load vectors for damage localization. *Journal of Engineering Mechanics*, 128(1) :7–14, 2002.
- [9] R.D. Adams, P. Cawley, C.J. Pye, and B.J. Stone. A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structures. *Journal of Mechanical Engineering Science*, 20(2) :93–100, 1978.
- [10] M.I. Friswell, J.E.T. Penny, and D.A.L. Wilson. Using vibration data and statistical measures to locate damage in structures. *Modal Analysis: The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis*, 9(4) :239–254, 1994.
- [11] J. Maeck. Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring. PhDthesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium, 2003.
- [12] M.I. Friswell and J.E. Mottershead. Inverse methods in structural health monitoring. *Key Engineering Materials*, 204 :201–210, 2001.
- [13] A. Morassi. Damage detection and generalized fourier coefficients. *Journal of Sound and Vibration*, 302(1) :229–259, 2007.
- [14] Contribution à la détection, à la localisation d'endommagements par des méthodes d'analyse dynamique des modifications structurales d'une poutre avec tension : application au suivi des câbles du génie civil, Thi Thu Ha LE PETIT, 2014
- [15] J.-T. Kim, Y.-S. Ryu, H.-M. Cho et N. Stubbs, Damage identification in beam type structures : frequency-based method vs mode-shape-based method. *Engineering structures*, 25(1):57–67, 2003

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [16] C. Farrar et G. James, System identification from ambient vibration measurements on a bridge. *Journal of Sound and Vibration*, 205(1):1–18, 1997
- [17] M Pastor, M Binda, T Harčarik *Procedia Engineering Modal Assurance Criterion*, 2012
- [18] N.A.J. Lieven and D.J. Ewin. Spatial correlation of modespaces : the coordinate modal assurance criterion. 6th International Modal Analysis Conference, pages 1063–1070, 1988.
- [19] A. Pandey, M. Biswas et M. Samman, Damagedetection from changes in curvature mode shapes. *Journal of Sound and Vibration*, 145(2):321–332, 1991.
- [20] V. Dawari et G. Vesmawala, Identification of crack damage in reinforced concrete beams using modeshapebased methods. *Civil and Environmental Research*, 3(13):24–29, 2013.
- [21] Z Zhang, *AE Aktan Proceedings-SPIE the international society for optical engineering*, 1995
- [22] M Biswas, AK Pandey, MM Samman *Bridge evaluation, repair and rehabilitation MODAL TECHNOLOGY FOR DAMAGE DETECTION OF BRIDGES*, 1990
- [23] Srinivasan Chandrasekaran, *Structural Health Monitoring with Application to Offshore Structures*, World Scientific Publishing Company, 2019
- [24] J. Humar, M. Mahgoub et M. Ghorbanie *Effect of second-order forces on seismic Response*, 2006.
- [25] Cours des fondations université de Batna 1.
- [26] KHOURY, Abir. Étude des différentes méthodes de calcul d'un radier. Conservatoire National des Arts et Métiers - Centre régional associé du Liban, Département Génie Civil, Année universitaire 2017.
- [27] W. Ostachowicz, R. Soman et P. Malinowski *Optimization of sensor placement for structural health monitoring*, 2019
- [28] H. He, H. Xu, X. Wang, X. Zhang et S. Fan *Optimal Sensor Placement for Spatial Structure Based on Importance Coefficient and Randomness*, 2018
- [29] M. Abdullah, A. Richardson et J. Haneef *Placement of sensors/actuators on civil structures using genetic algorithms*, 2001
- [30] HY Guo, L Zhang, LL Zhang, JX Zhou *Optimal placement of sensors for structural health monitoring using improved genetic algorithms*, 2004
- [31] Mohammed KAOUALALA ; Samia céline OUABDESSELAM *Stratégie de surveillance de la santé structurale du monument historique : Kalaa de Beni Hammad*, ENP (2021)
- [32] S Li, H Li, Y Liu, C Lan, W Zhou, J Ou *SMC structural health monitoring benchmark problem using monitored data from an actual cable-stayed bridge*, 2013
- [33] TH Yi, HN Li, M Gu, *Optimal sensor placement for health monitoring of high-rise structure based on genetic algorithm*

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [34] Stratégie de surveillance de la santé structurale du monument historique : Kalaa de Beni Hammad.
- [35] L. Mokhnache, “ Application des réseaux de neurones dans le diagnostic et la prédiction des isolations de haute tension ”, Thèse de Doctorat, ENP, Décembre 2003.
- [36] NO. NAWARI and al, An artificial intelligence technique for the design and analysis of deep foundations, électronique journal of geotechnical engineering, department of civil engineering, university of akron OH, USA, 1999.
- [37] DN. URAL et H. SAKA, Liquefaction assessment by neural networks, électronique journal of geotechnical engineering, UK, 1998.
- [38] Yeh IC, Modeling of strength of high performance concrete using artificial neural network, cement and concrete research, 1998, vol 28, n° 12, p 1797-1808.
- [39] Dias WPS, Poolivadaa SP, Neural network for predicting properties of concretes with admixtures, Construction and building materials, 2001.
- [40] kewalramani m.a., gupta r. concrete compressive strength prediction using Ultrasonic pulse velocity through artificial neural networks’. Automation in construction. 2006, vol. 15, p. 374-379.
- [41] mansour m.y., dicleli m., lee j.y., zhang j. ‘predicting the shear strength of Reinforced concrete beams using artificial neural networks. Engineering structure. 2004, vol. 26, p. 781 799.
- [42] LIU S.W., HUANG J.H. SUNG J.C., LEE C.C. ‘Detection of cracks using neural networks and computational mechanics. Comput. Methods Appl. Mech. Engrg. 2002, vol. 191, p. 2831
- [43] Kandel, E. R., Schwartz, J. H., Jessell, T. M., Siegelbaum, S. A., & Hudspeth, A. J. (2013). Principles of neural science (5th ed.). New York: McGraw-Hill.
- [44] Saha MM, Izykowski J, Rosolowski E, Fault Location on Power Networks, Springer publications, 2010.
- [45] M. Khaled HAMZAOUI et M. Ryad Mahmoud ZYAT, « Monitoring de l'état structural des ponts par l'analyse vibratoire : application sur un pont existant,» Alger, 2019.

Règlement

Règlement parasismique algérien 2024.

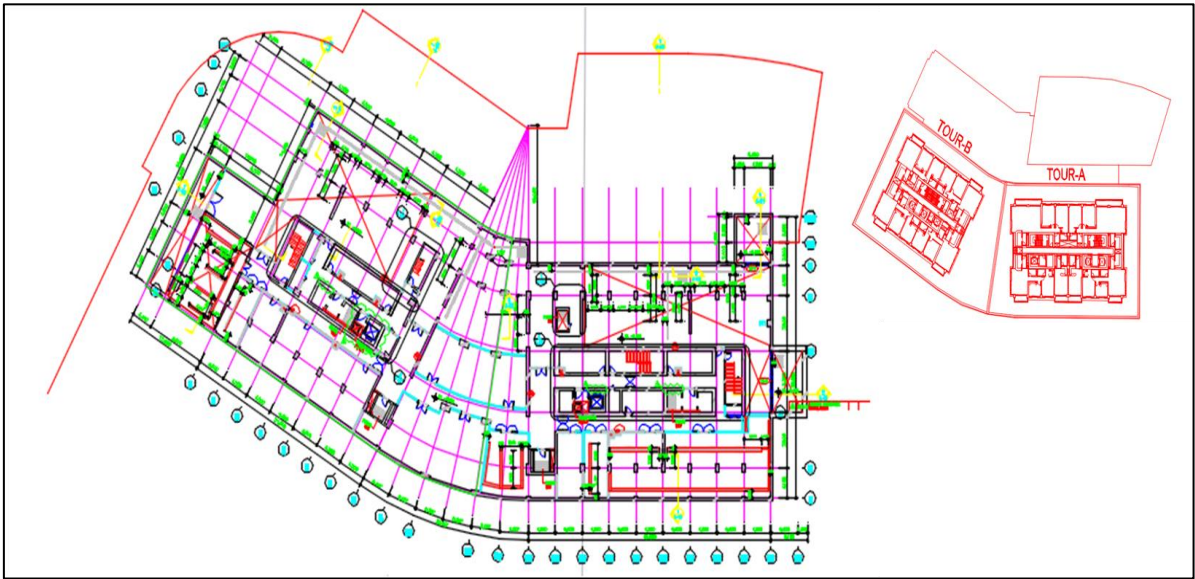
Les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93).

Document technique réglementaire DTR B .C 2.2.

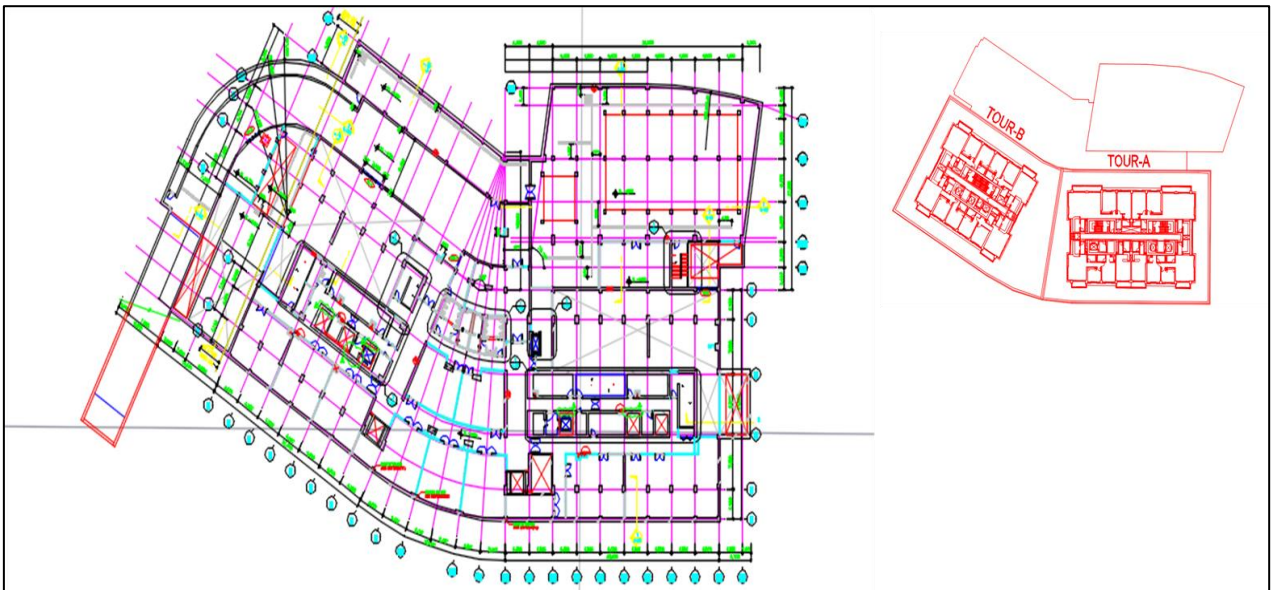


ANNEXES

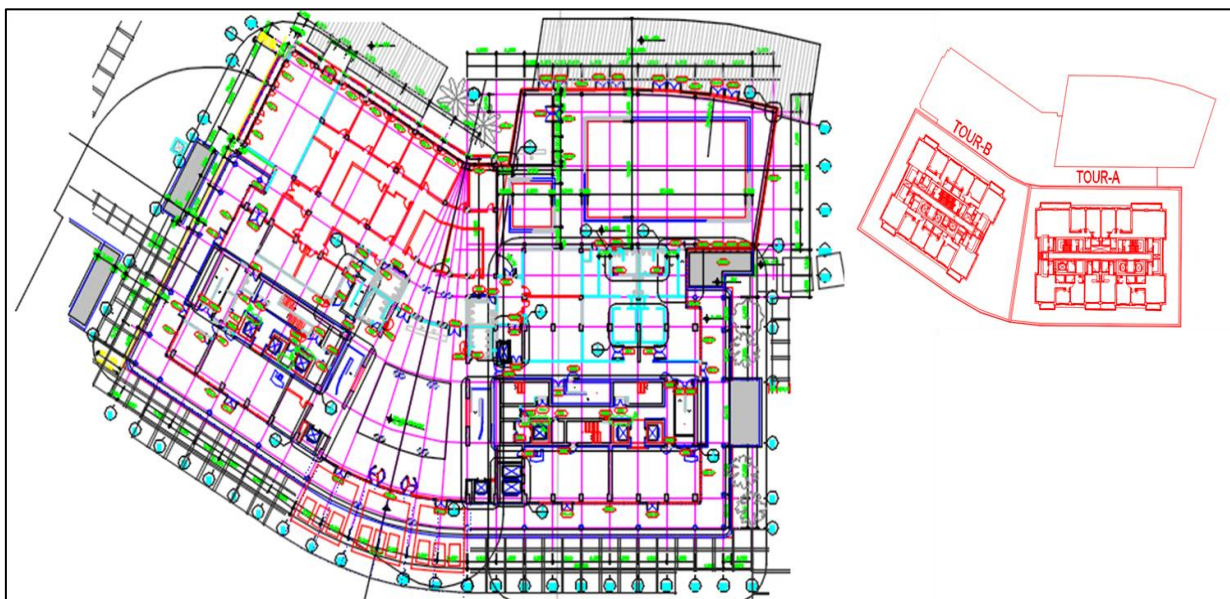
ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE



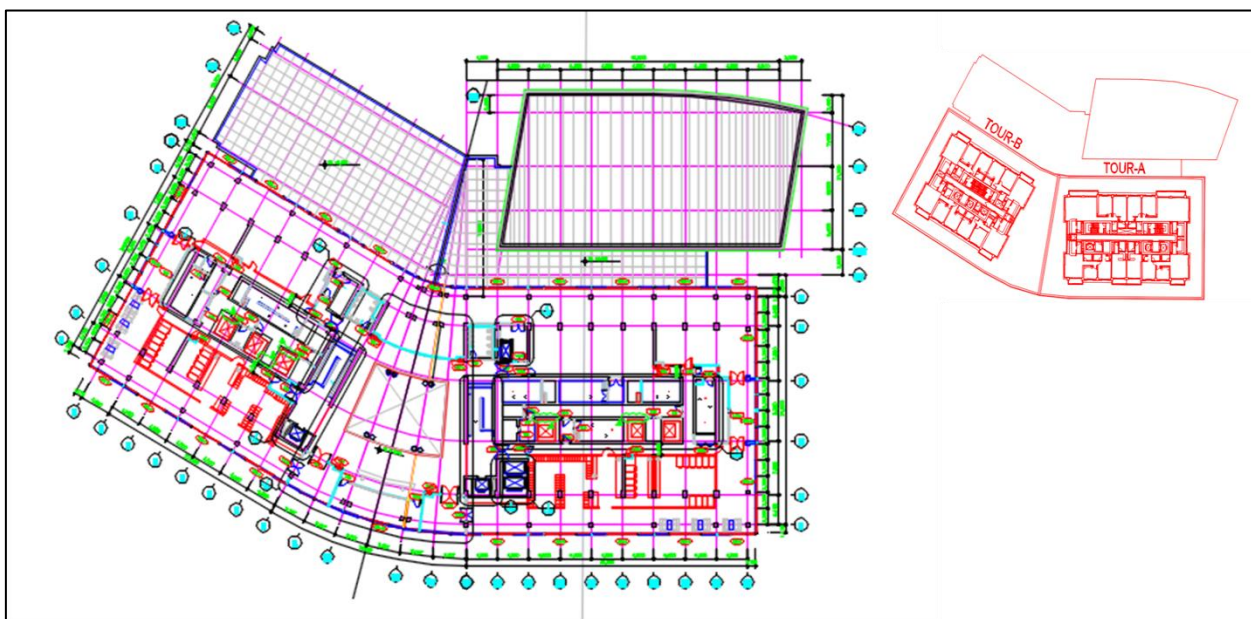
1. Plan du Sous-sol 1.



2. Plan du Sous-sol 2.

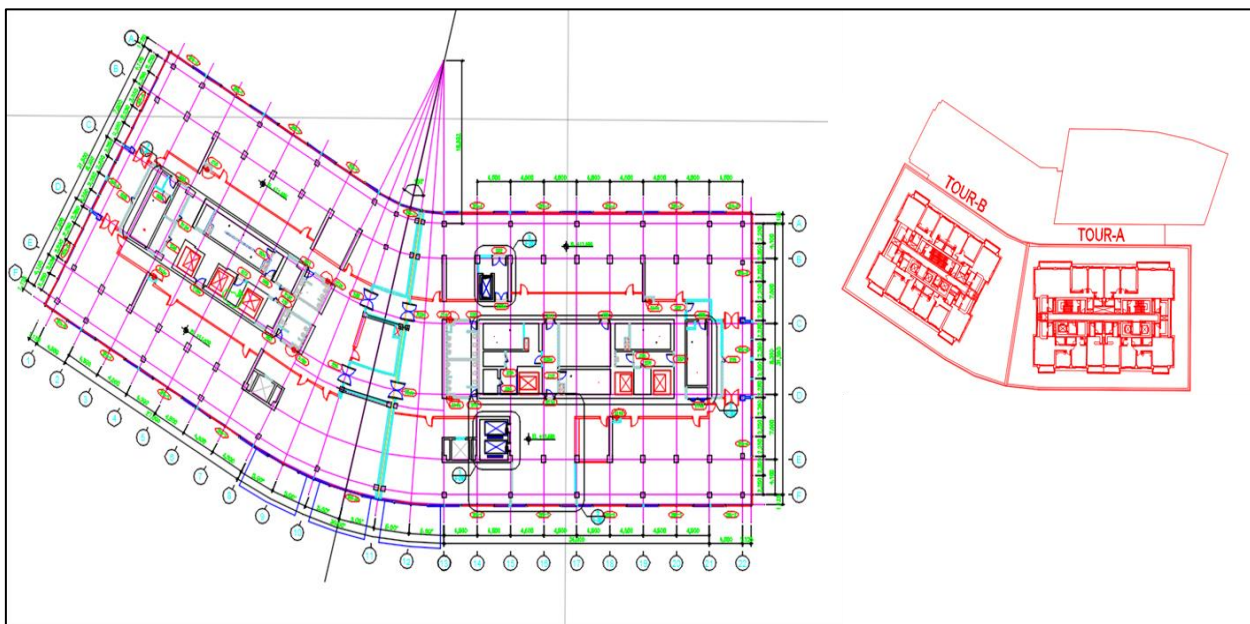


3. Plan du Rez-de-chaussée.

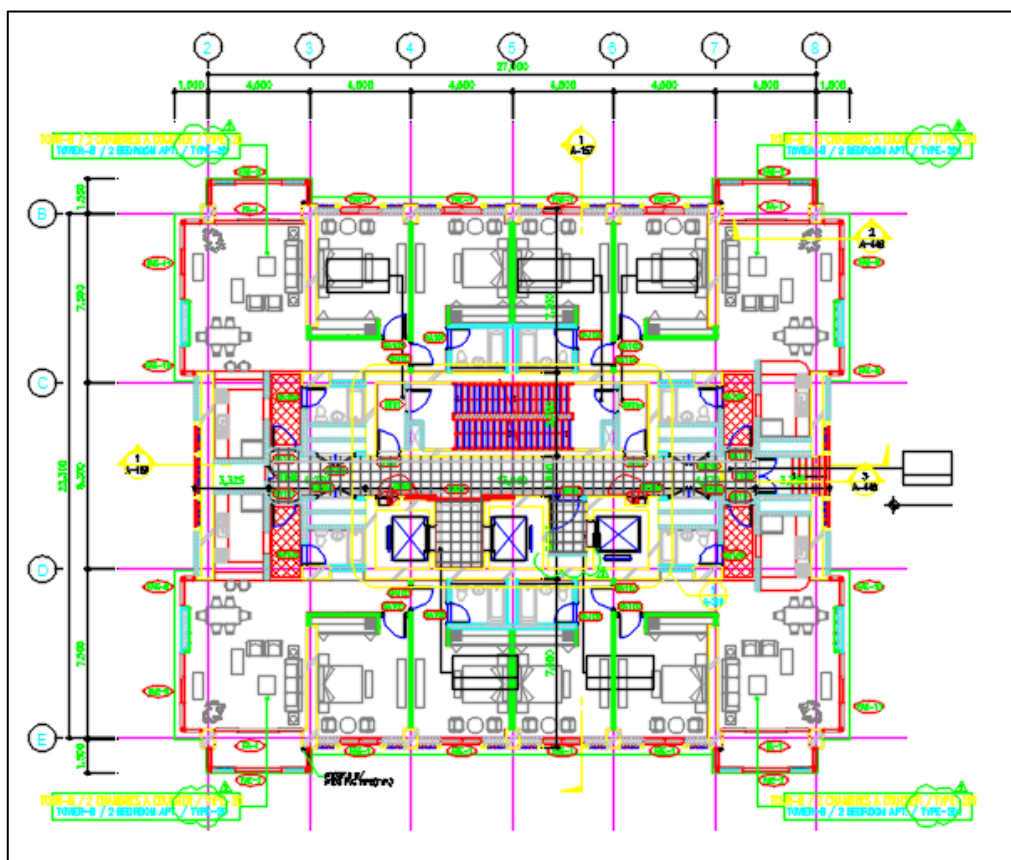


4. Plan du 1^{er} étage.

ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE

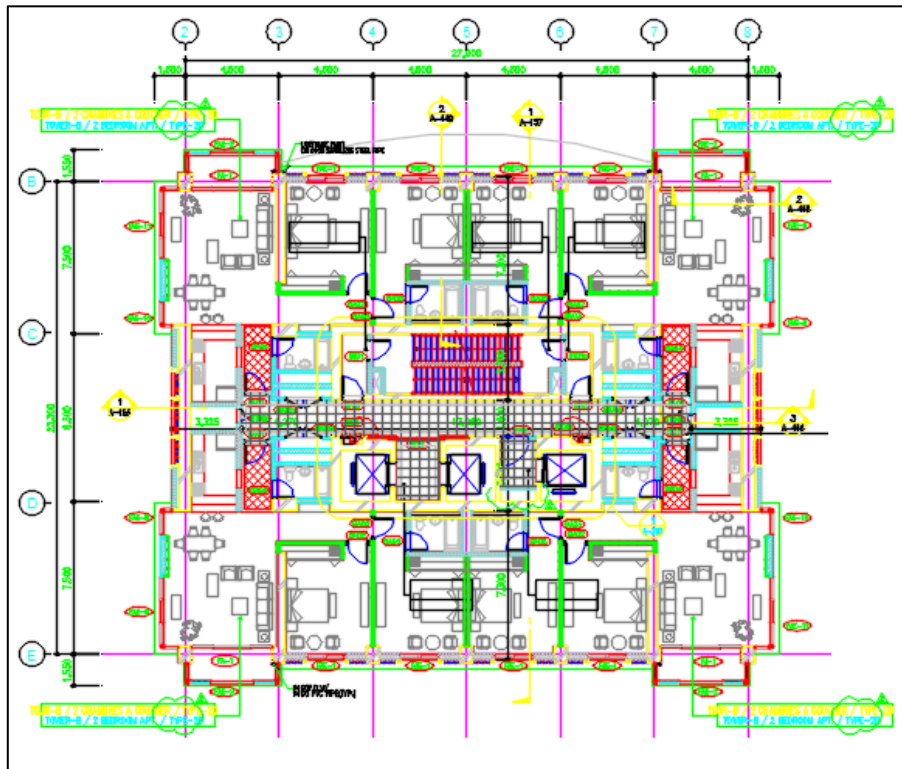


5. Plan du 2^{ème} étage.

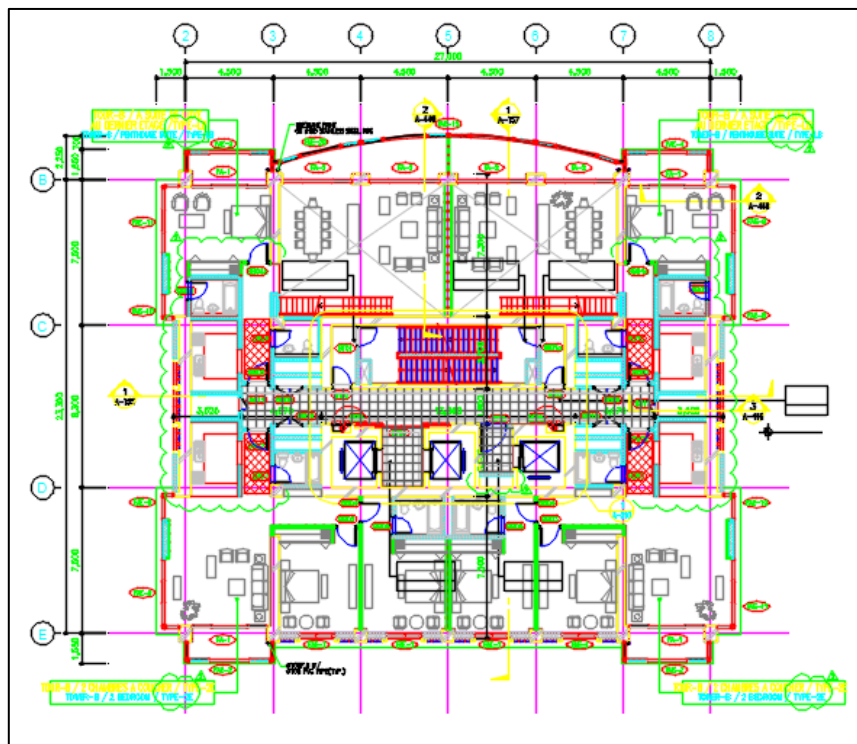


6. Plan du 3^{ème} étage.

ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE

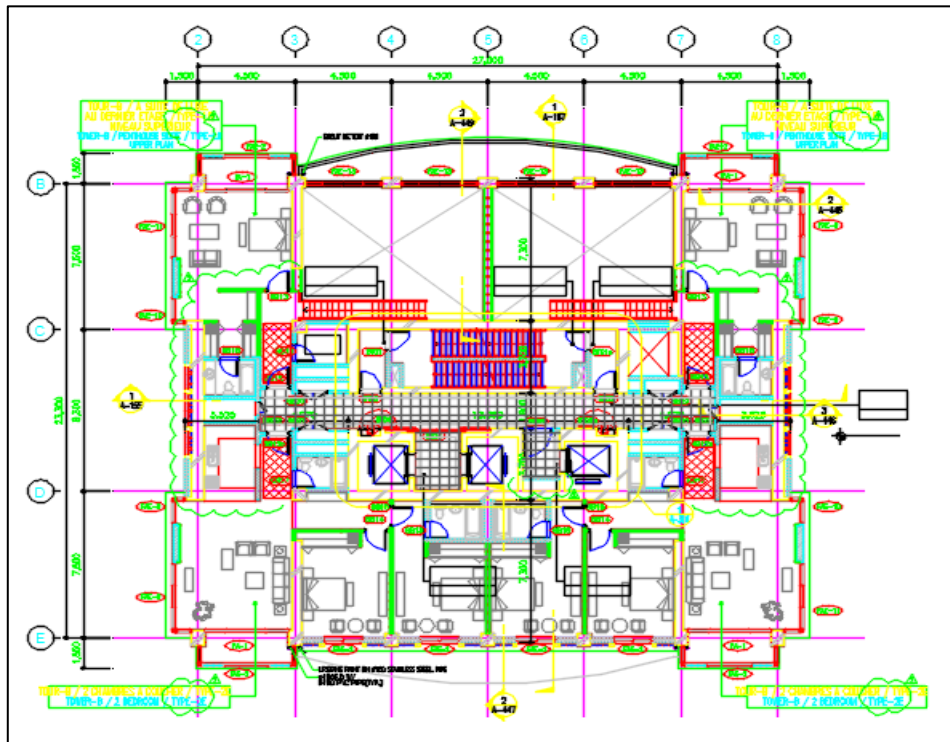


7. Plan du 4^{ème} au 18^{ème} étage.

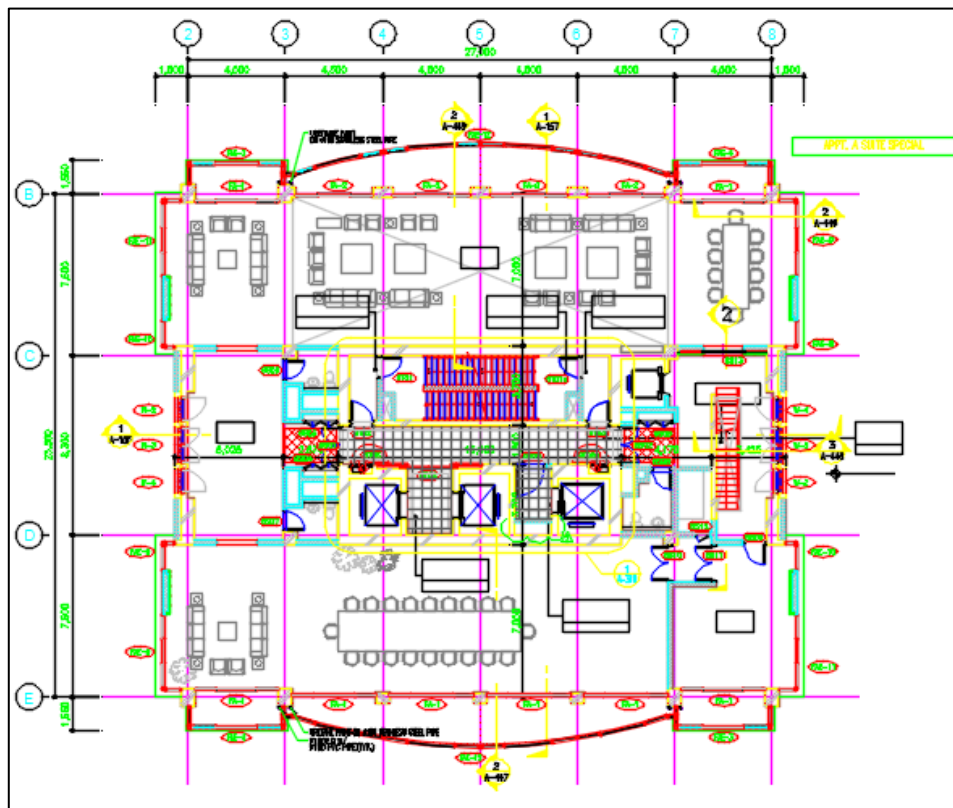


8. Plan du 19^{ème} étage.

ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE

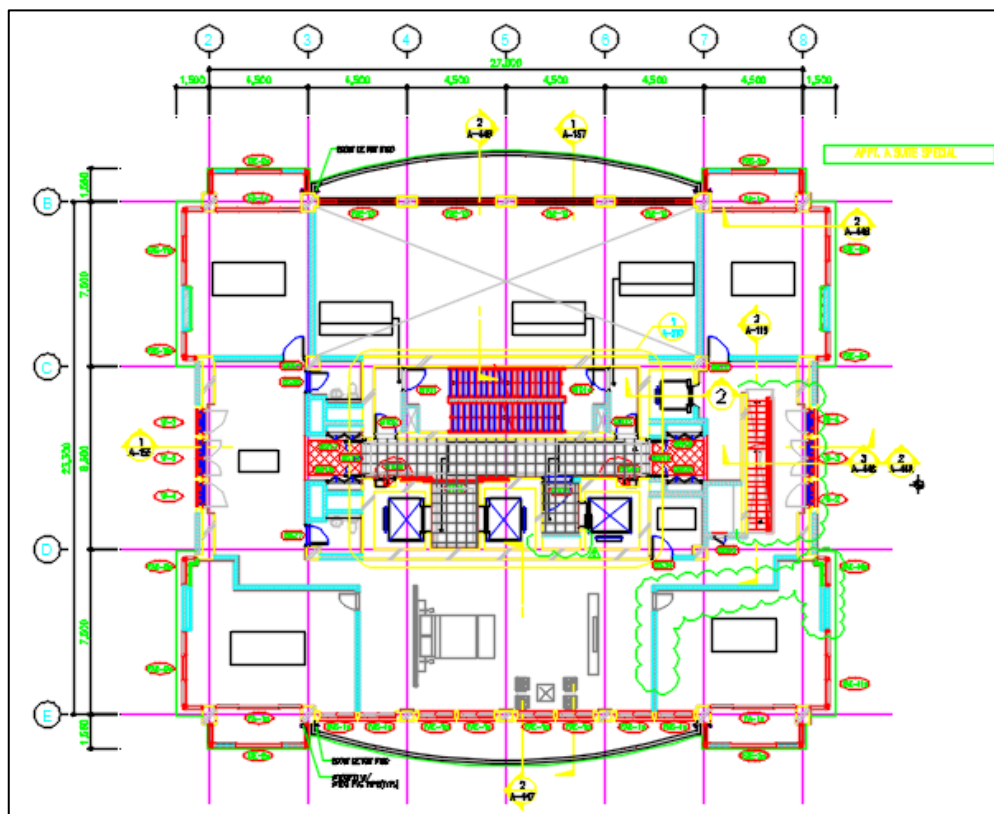


9. Plan du 20^{ème} étage.



10. Plan du 21^{ème} étage.

ANNEXE 01 : PLANS ARCHITECTURE



11. Plan du 22^{ème} étage.

ANNEXE 02 : SCRIPT PYTHON POUR LA DÉTECTION DES DOMMAGES DANS LA STRUCTURE

🔗 Lien d'accès au script Python :

https://drive.google.com/file/d/16Zd7GGqv1OUdhcb9VqeYzsseKVgOPzJs/view?usp=drive_link