République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

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

Thème

METHODES HYBRIDES DE DETECTION ET LOCALISATION DE DOMMAGES : CAS DE TOUR DE BURAUX EN R+21 CONTREVENTE PAR NOYAU CENTRAL BAB EZZOUAR ALGER

Présenté par :

BOUCHEMMA YASMINE

HADROUG REDHA

Encadré par :

Mme LARBI SELMA HANANE

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

À ma grand-mère FATIMA BOUFENARA,

Tu n’es plus là, mais ta présence continue de vivre dans mon cœur et dans mes souvenirs.

Ce mémoire, je te le dédie avec tout mon amour, en hommage à la force, la douceur et les valeurs que tu m’as transmises.

Que ce travail soit le reflet de ce que tu as semé en moi.

Que Dieu t’accorde Sa paix et Sa miséricorde.

BOUCHEMMA YASMINE

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents, **HADROUG Allal** et **ABDELLI Fatiha**, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant et leurs prières précieuses. Vous êtes ma source d'inspiration et de force.

À ma tante maternelle **ABDELLI Zahia**, pour sa bienveillance, son amour et sa présence précieuse dans ma vie.

À mon frère **HADROUG Badreddine**, pour sa présence rassurante et son encouragement permanent.

À mes sœurs **HADROUG Khalida**, **HADROUG Fatima**, **HADROUG Nadjet** et **EZZIANE Sara**, pour leur affection, leur soutien et leurs mots qui ont souvent réchauffé mon cœur.

À tous mes amis, pour les moments partagés, l'entraide et l'amitié sincère tout au long de ce parcours.

Et enfin, à mes chers neveux et nièces : **Saadou, Rajaa, Nour, Ilyass, Dhiyaa Eddine, Kletin, Elina, Iyad, Hadroug Ania** et **Hamrani Acil**, qui apportent lumière, joie et espoir à ma vie.

Merci à vous tous, du fond du cœur

HADROUG MOHAMED REDHA

Remerciements

Avant toute chose, je tiens à adresser mes plus sincères remerciements à **Madame Larbi Selma**, mon encadrante, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses conseils précieux et son soutien constant tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Merci pour sa confiance, son exigence bienveillante, et pour m'avoir guidée avec rigueur et patience du début jusqu'à la fin de ce projet.

Je remercie également **Monsieur Tafraout Salim** pour son aide technique et sa précieuse contribution. Merci pour son temps, ses explications claires et son professionnalisme.

Je remercie également mon binôme **Hadroug Redha** pour sa collaboration et son engagement tout au long de ce projet. Sa présence et sa contribution ont été précieuses dans l'avancement de ce travail.

Je tiens à remercier sincèrement **mes parents** pour leur présence indéfectible, leurs encouragements constants et leur soutien tout au long de ce parcours. Leur confiance et leur bienveillance ont été d'un grand réconfort et ont joué un rôle essentiel dans l'aboutissement de ce travail.

Je tiens aussi à remercier **ma sœur et mon frère**, pour leur présence, leur écoute, leur affection, et leur manière de toujours me soutenir. Merci pour vos encouragements et votre bienveillance tout au long de ce parcours.

Ce travail n'aurait jamais vu le jour sans chacun de vous. Merci du fond du cœur.

BOUCHEMMA YASMINE

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à mon encadrante, **Mme LAARBI Salma**, pour sa disponibilité, ses conseils avisés, sa patience et son accompagnement tout au long de ce travail. Sa rigueur et son soutien ont été essentiels à la réussite de ce projet.

Je remercie également **M. Salim Tafraout** pour son aide précieuse, ses orientations techniques et sa bienveillance, qui m'ont grandement aidé à surmonter les difficultés rencontrées.

Un grand merci à ma binôme **Yasmine Bouchemma**, pour son sérieux, sa motivation et l'esprit de collaboration exemplaire dont elle a fait preuve. Ce travail est aussi le fruit d'un véritable travail d'équipe.

J'adresse également ma reconnaissance à **Madame la Directrice de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics**, ainsi qu'à **l'ensemble des enseignants du cycle préparatoire et du cycle ingénieur**, pour la qualité de leur enseignement et leur engagement tout au long de notre formation.

Je remercie tout particulièrement **le staff du département Routes et Ouvrages d'Art**, pour leur disponibilité et leur appui durant cette dernière étape de notre parcours.

Enfin, je n'oublie pas ceux qui m'ont toujours soutenu :
mes parents, pour leur amour inépuisable et leur foi en moi,
mon frère, pour sa présence constante et rassurante,
et **mes sœurs**, pour leurs encouragements et leur affection

HADROUG MOHAMED REDHA

Résume :

Le projet El Medina, situé à Alger, constitue l'un des ouvrages les plus ambitieux de la capitale en matière de construction verticale. Il s'agit d'une tour de bureaux de grande hauteur, composée de 21 niveaux hors sol et de 2 niveaux en sous-sol, atteignant une hauteur totale de 96 mètres. En raison de son usage stratégique**,** de sa hauteur significative, et de son implantation en zone sismique active, cet ouvrage nécessite une attention particulière quant à sa stabilité, sa résistance structurelle et sa durabilité dans le temps. À ce titre, le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) impose un ensemble d'exigences strictes, tant sur le plan de la conception que du suivi du comportement dynamique de la structure.

Dans ce contexte, ce travail de fin d'études s'inscrit dans une démarche innovante de surveillance intelligente de l'état de santé des structures **(**Structural Health Monitoring - SHM**),** avec pour objectif de contribuer à la prévention proactive des dommages potentiels. La méthode adoptée repose sur une approche hybride combinant la théorie de la matrice de flexibilité avec des outils issus de **l'**intelligence artificielle, en particulier les réseaux de neurones artificiels (RNA**)**. Cette approche permet, à partir des réponses modales de la structure, de prédire la localisation des dommages ainsi que leur niveau de gravité, sans nécessiter d'inspections visuelles ou destructives.

L'une des premières étapes de cette méthode a consisté à effectuer une analyse modale détaillée de l'ouvrage, afin d'identifier les zones présentant une sensibilité accrue aux vibrations ou une faible rigidité locale. Ces zones sont plus susceptibles de présenter des signes précoces de dégradation en cas de sollicitation sismique ou de vieillissement structurel.

Par la suite, un algorithme génétique a été intégré à la méthodologie afin d'optimiser le placement des capteurs de surveillance. L'objectif ici est double **:** minimiser le nombre de capteurs nécessaires (pour des raisons économiques et pratiques), tout **en** maximisant la capacité du système à détecter les dommages dès leur apparition. Grâce à cet algorithme, il est possible de déterminer **l'**emplacement optimal des capteurs, en les concentrant dans les zones les plus critiques, définies à partir des modes propres de la structure et de la sensibilité des réponses.

L'intérêt principal de cette approche réside dans sa capacité à surveiller en continu l'intégrité structurelle d'un ouvrage aussi complexe, tout en réduisant les coûts d'inspection et d'entretien. Cette méthode peut ainsi détecter les plus faibles altérations du comportement dynamique**,** souvent invisibles à l'œil nu, permettant une intervention rapide et ciblée, avant que les dommages ne deviennent critiques.

En somme, ce travail vise à démontrer la pertinence de l'intégration de l'intelligence artificielle dans le domaine du génie civil, notamment pour les structures de très grande hauteur ou à forte valeur stratégique. Il s'inscrit dans une vision moderne de l'ingénierie, où l'analyse numérique avancée**,** les algorithmes d'optimisation et les systèmes intelligents de surveillance jouent un rôle central dans la gestion durable du patrimoine bâti.

Summary

The El Medina project**,** located in Algiers, is one of the capital's most ambitious high-rise construction projects. It is a high-rise office tower consisting of 21 above-ground levels and 2 basement levels, reaching a total height of 96 meters. Due to its strategic function, its significant height, and its location in an active seismic zone, this structure requires special attention in terms of stability**,** structural strength, and long-term durability**.** In this respect, the Algerian Seismic Code (RPA 2024) sets forth strict requirements, both in terms of design and in monitoring the dynamic behavior of the structure.

In this context, this final year project falls within an innovative approach to smart structural health monitoring (SHM**)**, with the objective of contributing to the proactive prevention of potential damage. The adopted method relies on a hybrid approach combining the flexibility matrix theory with tools from artificial intelligence, particularly artificial neural networks (ANNs**)**. This approach, based on the modal responses of the structure, enables the prediction of damage locations and their severity levels, without the need for visual or destructive inspections.

One of the initial steps in this method was to conduct a detailed modal analysis of the structure, in order to identify zones with increased sensitivity to vibrations **or** reduced local stiffness. These zones are more likely to show early signs of degradation due to seismic activity or structural aging**.**

Subsequently, a genetic algorithm was integrated into the methodology to optimize the placement of monitoring sensors. The objective is twofold**:** to minimize the number of required sensors (for practical and economic reasons), while maximizing the system's ability to detect damage as soon as it occurs. This algorithm helps determine the optimal sensor locations, concentrating them in the most critical zones defined by the structure'**s** mode shapes and response sensitivity**.**

The main advantage of this approach lies in its ability to continuously monitor the structural integrity of such a complex structure while reducing inspection and maintenance **costs**. It allows the detection of subtle changes in dynamic behavior, often invisible to the naked eye, thus enabling early and targeted intervention before the damage becomes critical.

In summary, this project aims to demonstrate the relevance of integrating artificial intelligence into civil engineering, especially for high-rise or strategically important **structures**. It reflects a modern vision of engineering, where advanced numerical analysis**,** optimization algorithms**,** and intelligent monitoring systems play a central role in the sustainable management of the built environment**.**

ملخص

يُعد مشروع المدينة، الواقع في الجزائر العاصمة، من بين أكثر مشاريع البناء العمودي طموحًا في العاصمة. يتمثل في برج مكاتب شاهق يتكون من 21 طابقًا فوق الأرض وطابقين تحت الأرض، ليصل إلى ارتفاع إجمالي قدره 96 مترًا. ونظرًا لأهميته الاستراتيجية، وارتفاعه البارز، وتموضعه في منطقة زلزالية نشطة، فإن هذا المنشأ يتطلب عناية خاصة من حيث الاستقرار والصلابة الهيكلية والاستدامة على المدى الطويل. ولهذا، فإن المدونة الباراسيزمية الجزائرية (RPA 2024) تفرض مجموعة صارمة من المتطلبات، سواء من حيث التصميم أو من حيث مراقبة سلوك المنشأة الديناميكي.

وفي هذا الإطار، يندرج هذا مشروع نهاية الدراسة ضمن مقاربة مبتكرة تعتمد على المراقبة الذكية لحالة المنشآت (SHM)، بهدف الوقاية الاستباقية من الأضرار المحتملة. وتعتمد الطريقة المُستخدمة على مقاربة هجينة تجمع بين نظرية مصفوفة المرونة وأدوات من الذكاء الاصطناعي، وبشكل خاص الشبكات العصبية الاصطناعية (RNA). تُمكّن هذه المقاربة، انطلاقًا من الاستجابات الميدالية للهيكل، من توقع موقع الأضرار وشدتها دون الحاجة إلى فحوصات بصرية أو اختبارات إتلافيه.

وكانت إحدى الخطوات الأولى في هذه المنهجية هي إجراء تحليل موديلي مفصل للمنشأة، بهدف تحديد المناطق التي تُظهر حساسية أكبر للاهتزازات أو ضعفًا في الصلابة المحلية، والتي تكون أكثر عرضة لظهور علامات مبكرة من التدهور، سواء بفعل الزلازل أو تقادم المنشأة.

في مرحلة لاحقة، تم إدماج خوارزمية جينية في المنهجية من أجل تحسين توزيع مجسمات المراقبة. والهدف هنا مزدوج: تقليل عدد المجسمات اللازمة (لأسباب اقتصادية وعملية)، وفي نفس الوقت تعظيم قدرة النظام على كشف الأضرار فور حدوثها. ومن خلال هذه الخوارزمية، يمكن تحديد أمثل المواقع لتوزيع المجسمات، عبر تركيزها في المناطق الأكثر حرجًا التي تم تحديدها انطلاقًا من أشكال النمط الديناميكي للهيكل وحساسية الاستجابة.

وتكمن الأهمية الرئيسية لهذه المقاربة في قدرتها على مراقبة السلامة الهيكلية للمنشآت المعقدة بشكل مستمر، مع تقليل تكاليف الفحص والصيانة. كما تتيح هذه المنهجية الكشف المبكر عن التغيرات الدقيقة في السلوك الديناميكي، والتي غالبًا ما تكون غير مرئية بالعين المجردة، مما يسمح باتخاذ إجراءات مستعجلة وموجهة قبل تفاقم الأضرار.

وباختصار، يسعى هذا العمل إلى إثبات جدوى إدماج الذكاء الاصطناعي في الهندسة المدنية، خاصة بالنسبة للمنشآت شاهقة الارتفاع أو ذات الأهمية الاستراتيجية، ويدخل ضمن رؤية هندسية حديثة تعتمد على التحليل العددي المتقدم، وخوارزميات التحسين، وأنظمة المراقبة الذكية، من أجل إدارة مستدامة للبنية التحتية المبنية.

SOMMAIRE

I.1. INTRODUCTION....2
I.2. L'objectif DE L'ETUDE sismique....3
I.3. Les méthodes de calculs sismiques....3
I.3.1. La méthode statique équivalente :....4
I.3.2. Analyse modale spectrale....5
I.4. Systèmes DE CONTREVENTEMENTS....5
I.4.1. Contreventement assuré par portiques....6
I.4.2. Contreventement assuré par pans rigides :....6
I.5. La surveillance vibratoire des structures (Structural Health Monitoring): SHM....9
I.5.1. Définition....9
I.5.2. Processus de Surveillance de la Santé des Structures (SHM) :....10
I.5.3. Méthodes utilisées dans la SHM....11
I.6. Endommagements des Structures....15
I.6.1. Définition....15
I.6.2. Classification des endommagements :....16
I.6.3. Dommages spécifiques au béton....16
Corrosion des armatures....16
I.7. simulation d'un endommagement :....18
CHAPITRE II : PrésenTAtion de projet....2
II.1. INTRODUCTION....20
II.2. Présentation de projet....20
II.3. Les caractéristiques GEOMETRIQUES....22
II.3.1. Dimension en plan....22
II.3.1. Dimension en élévation....22
II.3.2. Système de contreventement....22
II.4. Les données géotechniques de sol....23
II.5. Règlements utilisés....23
II.6. Classification de l'ouvrage selon RPA 2024....24
- Zone....24
II.7. Caractéristiques des matériaux :....24
II.7.1. Béton:....24
II.7.2. Aciers....29
CHAPITRE III : Predimentonnement et descente de charges....6
III.1. INTRODUCTION....32

III.2. Plancher 32
III.2.1. Le pré-dimensionnement 32
III.2.2. L'épaisseur 32
III.3. Les poutres : 35
III.3.1. Le pré-dimensionnement : 35
III.4. Les voiles : 36
III.5. la descente des charges : 37
III.5.1. Le plancher (terrasse inaccessible) 37
III.5.2. Le plancher (étage courant) 38
III.5.3. Escalier en étage courant 38
III.5.4. . Murs extérieures 39
III.5.5. Les poteaux 40
CHAPITRE IV : Modélisation numérique et étude dynamique 17
IV.1. Introduction 50
IV.2. Modèle numérique de la structure 50
IV.3. Analyse modale 52
IV.3.1. Résultats de l'analyse modale 52
IV.3.2. Nombre de mode a considéré : 53
IV.4. Etude sismique 54
IV.4.1. Les méthodes de calcul sismique 54
IV.4.2. Justification de sécurité 60
IV.4.3. Vérification de limitation des dommages : 66
IV.4.4. Vérification effet P-Delta : 69
IV.4.5. Conclusion 74
CHAPITRE V : Étude des Éléments Structuraux 22
V.1. INTRODUCTION 73
V.2. Etude des poteaux : 73
V.2.1. Les sollicitations extrêmes sur les poteaux : 74
V.2.2. Vérification spécifiques sous sollicitation normales : 75
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangents : 76
V.2.4. Calcul de ferraillage de poteaux par logiciel SOCOTEC : 77
V.2.5. Les croquis de ferraillage des poteaux 125*125 : 82
V.3. Etude de poutre 82
V.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres : 82
V.3.2. Calcul des armatures longitudinales: 83

V.3.3. Calcul des armatures transversales :.....83
V.4. Croquis de ferraillage de poutre : 84
V.5. Etude de dalle 86
V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles 86
V.5.2. Croquis de ferraillage de dalle : 88
V.6. Etude des voiles 89
V.6.1. Dimensionnement de voile Vy.....89
V.6.2. Vérification de la condition de l'effort normal réduit : 90
V.6.3. Vérification de la condition d'élancement :.....90
V.6.4. Calcul de la hauteur critique : 92
V.6.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant: 92
V.6.6. Exigences de ductilité pour la zone critique : 96
V.6.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive : 97
V.6.8. Armatures transversales dans les éléments de rive : 98
V.6.9. Ferraillage de l'âme du voile : 99
V.6.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique : 102
V.6.11. Vérification des joints de reprise de bétonnage : 106
V.6.12. Conditions de ductilité locale:.....107
V.6.13. Croquis de ferraillage de voile Vy : 109
CHAPITRE VI : Optimisation du nombre et de l'emplacement des points de mesure ....**Error! Bookmark not defined.**
VI.1. introduction 111
VI.2. Présentation de l'algorithme génétique.....111
VI.2.1. Principe de fonctionnement d'un algorithme génétique (AG) 111
VI.3. Optimisation du nombre et des emplacements des capteurs.....112
VI.3.1. Candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs.....112
VI.3.2. Réduction du nombre de candidats : 113
VI.3.3. Première réduction : Application d'un algorithme génétique pour l'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs 113
VI.3.4. Étapes de fonctionnement de l'Algorithme Génétique.....114
VI.3.5. Opérateurs Génétiques : 115
VI.3.6. La fonction de fitness (fitness function) : 116
VI.4. Application sur la structure et résultats obtenus 116
VI.5. Nombre optimal de capteurs (pour 50 générations) 118
- Qualité de la population (pour 50 générations) :.....118
VI.5.1. Emplacements proposées.....118

VI.6. Emplacement final des capteurs 120
VI.6.1. Deuxième réduction : choix des points accessibles.....120
CHAPITRE VII : Détection et localisation des dommages à l'aide de l'intelligence artificielle 122
VII.1. Introduction :.....116
VII.2. Simulation des scénarios de dommages 116
VII.2.1. . Type d'endommage 116
VII.2.2. Critères de sélection des zones endommagées dans le modèle 117
VII.3. Utilisation de la matrice de flexibilité comme indicateur de dommage 121
VII.3.1. Définition de la matrice de flexibilité 121
VII.3.2. . Construction de la matrice de flexibilité à partir des données modales :.....122
VII.4. Réseau de neurones artificiels :.....123
VII.4.1. Architecture du réseau de neurones :.....123

LISTE DES FIGURES

Figure 1: les méthodes calculs sismique....3
Figure 2 :Types des contreventement....6
Figure 3 : portiques (poteaux poutre)....6
Figure 4 : sur une hauteur d'un seul étage....7
Figure 5 : sur une hauteur de deux étages....7
Figure 6 : Voiles en béton armé....7
Figure 7 : Remplissages en maçonnerie....8
Figure 8 : gratte-ciel de 40 étage avec noyau central....9
Figure 9 : Réseaux des neurones artificiels (RNA)....14
Figure 10:Corrosion des armatures....16
Figure 11 : Fissures dans le béton....17
Figure 12 : Éclatement du béton....17
Figure 13 : Délamination....18
Figure 14 : Défauts de surface....18
Figure 15**:** maquette 3D du projet Alger Médina.....20
Figure 16 : Localisation du projet The City Center....21
Figure 17:vue en plan de structure étudiée....22
Figure 18: le projet de City Center....22
Figure 19 : Diagramme contrainte–déformation du béton en compression....26
Figure 20: vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée qui revient aux poteaux....42
Figure 21:vue en 3D de modèle ETABS....51
Figure 22:vue en plan de modèle ETABS....51
Figure 23:vue en élévation de modèle ETABS....52
Figure 24:représentation de spectre de réponse selon logiciel RPA 2024 spectral....59
Figure 25:effet P-delta....69
Figure 26:ferraillage de poteau 125*125....82
Figure 27:ferraillage de poutre sens X 60*40cm² (sur appui)....84
Figure 28:ferraillage de poutre sens X 60*40cm² (sur travée)....85
Figure 29:dimensions du panneau étudié....86
Figure 30: Ferraillage de la dalle de coupe A-A....88
Figure 31: Ferraillage de la dalle de coupe B-B....88
Figure 32:vue en élévation de voile Vy....89

Figure 33:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant 93
Figure 34:: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissants du voile V1,Y sous la combinaison G+0,3Q+Ey+0,3Ex 95
Figure 35:Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile V1,Y sous les combinaisons G+0,3Q+Ey+0,3Ex.....96
Figure 36:élément de rive pour les voiles.....96
Figure 37:représentation de voile étudie.....97
Figure 38:ferraillage de voile Vy 110
Figure 39:Croisement 114
Figure 40:Mutation.....115
Figure 41: introduction des données d'optimisation 116
Figure 42:Nombre optimal de capteurs 117
Figure 43:Evolution de la fonction de fitness 117
Figure 44:les emplacements des capteurs proposés par l'algorithme génétique 119
Figure 45:Emplacements finaux des capteurs.....121
Figure 46:les deux zones endommagées étudiées 119
Figure 47:la distribution globale des niveaux de dommage dans l'ensemble du jeu de données 126
Figure 48:a répartition des niveaux de dommage simulés dans la zone 1 et 2 127
Figure 49:Évolution de la perte du modèle (Model loss over epochs).....128
Figure 50:Évolution de la précision du modèle (Model accuracy over epochs).....129
Figure 51:Valeurs prédites vs. réelles pour la ZONE 1.....130
Figure 52:Valeurs prédites vs. réelles pour la ZONE 2.....130
Figure 53:: Visualisation des dommages prévus vs. réels sur la structure (représentation 3D) 131

Liste des notations

A_v : Coefficient d'accélération de zone vertical

B, B_m, B_i : Largeur du bâtiment à la base, en tête, à l'étage «i»

DDL : Degré(s) de liberté

E : Réponse totale, action sismique

E_E : Effet de l'action sismique

E_i : Réponse du mode «i»

F_i : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau «n», en plus de F_n

G : Action des charges permanentes

I : Coefficient d'importance

k_v : Coefficient sismique vertical

L : Longueur de bâtiment, dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

L_x, L_γ : Largeur et longueur de bâtiment dans la direction «x» ou «y»

M : Masse de la superstructure

q : Facteur d'instabilité; notation utilisée aussi pour désigner la surcharge verticale uniforme sur le sol exerçant la pression active

R : Coefficient de comportement

r_d : Coefficient de réduction des contraintes dans le sol

R_d : Sollicitation résistante de calcul de l'élément

r_{ij} : Facteur de corrélation entre deux modes i et j

S : Coefficient de site

S_ad : Accélération du spectre de calcul normalisé

S_ad /g : Accélération spectrale élastique

S_d : Sollicitation agissante de calcul de l'élément

S_i (i = 1, 2, 3, 4), S_s : Symbole désignant les différentes catégories de site

T_0 : Période fondamentale de la structure

T_1, T_2, T_3, T_4, T_5 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

T_{eff} : Période fondamentale effective de la superstructure correspondant à la translation horizontale, la superstructure étant supposée être un corps rigide

T_f : Période fondamentale de la superstructure supposée fixée à sa base

$\mathbf{T_v}$: Période fondamentale de la superstructure dans la direction verticale, la superstructure étant supposée être un corps rigide

V : Force sismique totale appliquée à la base de la structure

$\mathbf{V_k}$: Effort tranchant au niveau «k»

$\mathbf{V_t}$: Force sismique totale (combinaison des valeurs modales)

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant de calcul à l'état limite ultime (ELU) de la structure ou d'éléments de la structure

W : Poids sismique total de la structure

Z : Profondeur de l'élément dans le sol

$\boldsymbol{\gamma'}$: poids volumique effectif du sol (déjaugée).

$\boldsymbol{\delta_{ek}}$: déplacement horizontal dû aux forces *F*.

δ i: flèche horizontale due à *f i* (cette notation est aussi utilisée pour le coefficient d'amplification).

δk: déplacement horizontal au niveau *k*.

Δ k: déplacement horizontal relatif au niveau *k* par rapport au niveau *k–1*.

δn: déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau *n*.

η : facteur de correction d'amortissement.

θ : facteur d'instabilité.

ν : effort normal réduit.

VA : coefficient réducteur appliqué à l'accélération de zone.

σv0: contraintes verticales totales dans le sol.

σ′ v0: contraintes verticales effectives dans le sol.

ψ : coefficient d'accompagnement.

Ø : diamètre des barres longitudinales.

φ′ : angle de frottement interne du sol.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Résistance caractéristique du béton 25
Tableau 2 : la contrainte admissible du béton.....28
Tableau 3 : la contrainte de cisaillement 29
Tableau 4 : Les valeurs typiques des contraintes limites de rupture et des déformations à la rupture pour ces nuances d'acier 29
Tableau 5 : l'épaisseur et la longueur de chaque voile 37
Tableau 6 : la surface chargée qui revient aux poteaux.....43
Tableau 7 : la charge permanente et d'exploitation pour le plancher terrasse 43
Tableau 8 : la charge permanente et d'exploitation pour les étages courant.....43
Tableau 9 : l'effort normal calculée pour le terrasse 44
Tableau 10 : l'effort normal calculée pour les étages courants 44
Tableau 11 : des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation.....47
Tableau 12 :Résultats de l'analyse modale.....53
Tableau 13 : Le poids total est calculé à l'aide du logiciel ETABS 58
Tableau 14 : Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y.....60
Tableau 15 : Le déplacement horizontal suivant X.....61
Tableau 16 : Le déplacement horizontal suivant Y.....63
Tableau 17 : les déplacements relatifs latéraux suivant X.....64
Tableau 18 : les déplacements relatifs latéraux suivant Y.....66
Tableau 19 : La vérification des limitations des dommages suivant X.....68
Tableau 20 : La vérification des limitations des dommages suivant Y 69
Tableau 21 : Vérification effet P-Delta suivant X.....72
Tableau 22 : IV.4.4. Vérification effet P-Delta suivant Y.....74
Tableau 23 : Les sollicitations extrêmes sur les poteaux de rive 74
Tableau 24 : Les sollicitations extrêmes sur les poteaux intérieurs 75
Tableau 25 : Vérification spécifiques sous sollicitation normales pour les poteaux de rive 75
Tableau 26 : Vérification spécifiques sous sollicitation normales pour les poteaux intérieurs 76
Tableau 27 : Vérification spécifique sous sollicitations tangents pour les poteaux de rive 77
Tableau 28 : Vérification spécifique sous sollicitations tangents pour les poteaux interieurs .77
Tableau 29 : le calcul de ferraillage pour les poteaux de rive 78
Tableau 30 : le calcul de ferraillage pour les poteaux intérieurs.....79
Tableau 31 : le calcul de ferraillage des armatures transversales pour les poteaux de rive 81
Tableau 32 : : le calcul de ferraillage des armatures transversales pour les poteaux intérieurs81

Tableau 33 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres 83
Tableau 34 : ferraillage longitudinal des poutres 83
Tableau 35 : Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-.....87
Tableau 36 : Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles -sens Y-.....87
Tableau 37 : les valeurs numériques des moments fléchissant pour chaque niveau selon logiciel ETABS 95
Tableau 38 : Ferraillage horizontal dans l'âme du voile 100
Tableau 39 : les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau 102
Tableau 40 : Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion) 103
Tableau 41 : Ferraillage horizontal dans l'âme du voile : 104
Tableau 42 : Vérification des joints de reprise de bétonnage 107

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Durant l'histoire de l'ingénierie civile, cette science a toujours accompagné l'histoire des civilisations en tant que pratique du bâtir pour se protéger, pour transformer l'espace pour le confort et le bien vivre. Mais aujourd'hui, l'acte de construire ne se limite plus à ériger un ouvrage solide et fonctionnel. Dans un monde confronté à des défis sismiques, climatiques et technologiques, la mission de l'ingénieur s'élargit : il devient un acteur de la durabilité, de l'intelligence structurelle et de l'anticipation du risque.

L'Algérie, pays à fort potentiel sismique et dont la population augmente rapidement, est un bon exemple de cette complexité à laquelle est exposé l'ingénieur en Génie Civil. Chaque construction et infrastructure sert à la fois de solution au présent et de prédiction pour l'avenir. Cela dépend de la capacité de nos structures à résister, à endurer et à communiquer. Car oui, les ouvrages parlent : ils vibrent, ils réagissent, ils évoluent… et parfois, ils s'endommagent silencieusement. C'est dans cette perspective qu'est apparu le besoin d'un nouveau domaine — la surveillance structurale intelligente.

Un endommagement, c'est rarement quelque chose de brutal ou spectaculaire. Parfois, il s'agit juste d'une fissure fine, d'un affaissement localisé, d'une déformation qui se répète au fil des sollicitations. Mais ce petit changement, s'il n'est pas détecté et compris à temps, peut annoncer des conséquences bien plus graves. Et dans le cas d'un séisme futur, la structure pourrait ne plus réagir comme prévu. C'est pourquoi la **notion de surveillance de la santé des structures**, ou **SHM (Structural Health Monitoring)**, est aujourd'hui au cœur des préoccupations en génie civil.

À première vue, le principe du SHM est simple : suivre dans le temps l'état réel d'un ouvrage, détecter des défauts, évaluer leur importance, intervenir avant qu'il ne soit trop tard! En fait, beaucoup de questions se posent : où regarder, quoi mesurer, et surtout, sur quoi faire confiance pour les analyser. C'est là que les techniques numériques, en particulier l'intelligence artificielle, vont nous aider.

Au cours des dernières années, l'utilisation des algorithmes intelligents transforme le champ du SHM. En effet, il est à présent possible de détecter des signaux faibles, c'est-à-dire des anomalies très peu perceptibles dans la réponse vibratoire d'une structure, au moyen d'outils et d'algorithmes intelligents. Ces outils ne se contentent pas d'enregistrer les données : ils apprennent à reconnaître des comportements, à différencier un état sain d'un état potentiellement dangereux, et parfois même à prédire où et quand un endommagement risque d'apparaître.

Objectif de la thèse

La présente thèse de fin d'études aborde un double enjeu : d'une part, garantir la sécurité sismique d'une structure en projet, d'autre part, anticiper son vieillissement à l'aide d'outils modernes de surveillance continue. Combinant une partie ingénierie et une partie recherche, l'objectif principal de ce travail est d'étudier le comportement structurel d'une structure en R+21 avec deux sous-sols à usage de bureaux, implantée dans le cadre du projet El Médina à Alger. Il s'agit d'un immeuble de grande hauteur, dont la stabilité, la résistance sismique et la mise sous surveillance pérenne sont des préoccupations majeures. Cette première partie de l'étude consiste à modéliser et analyser cette structure selon les exigences et les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien 2024 (RPA2024), en s'appuyant sur les méthodes actuelles de calcul dynamique et sur les outils numériques adaptés.

Comme deuxième objectif, la thèse ambitionne d'explorer l'apport des technologies avancées d'intelligence artificielle dans le domaine de la surveillance structurelle, en développant un système de suivi vibratoire basé sur les Réseaux de Neurones Artificiels (RNA). Ce système sera conçu pour interpréter les données vibratoires recueillies (dans ce cas numériquement simulées) afin de détecter toute modification significative du comportement dynamique de la structure, pouvant traduire l'apparition de dommages, de défauts ou de dégradations. L'objectif est de démontrer la faisabilité et l'efficacité d'un tel outil intelligent dans un contexte de maintenance préventive et de gestion du risque sismique pour les bâtiments de grande hauteur.

Organisation de la thèse

La démarche suivie a été structurée en sept chapitres complémentaires, chacun répondant à un objectif bien défini :

Le premier chapitre présente une revue bibliographique détaillée de la problématique de Structural Health Monitoring (SHM), en se rappelant les fondements de la théorie du contrôle de santé des structures, ses méthodes, son évolution au sujet de l'intelligence artificielle, sur laquelle ABS est fondée.

Le second chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage étudié, un descriptif du site du projet géographique et géotechnique.

Le troisième chapitre porte son attention sur le prédimensionnement des éléments structuraux, selon RPA2024 et selon le type de l'ouvrage en question sur lequel alors repose la modélisation numérique.

Le quatrième chapitre traite de l'analyse sismique globale de l'ouvrage, une modélisation numérique complète sous ETABS a été réalisée, en tenant compte de toutes les charges et combinaisons réglementaires, et une modélisation modale a été finalement faite pour constater le respect de l'ouvrage vis-à-vis du RPA 2024.

Ce n'est au cinquième chapitre que prend place le ferraillage des éléments de structure, à savoir colonnes, poutres, voiles et dalles. Les résultats de la modélisation effectuée ont permis d'obtenir les armatures nécessaires après respect des règles de calcul et de ductilité.

Au sixième chapitre, nous proposons un algorithme génétique sous Python proposé pour l'optimisation du nombre et de la position des capteurs à intégrer à un futur système de surveillance vibratoire. Le but ici est d'atteindre une solution efficace, sûre et économiquement acceptable.

Enfin, le septième chapitre présente une utilisation de l'intelligence artificielle en appliquant, dans un cadre d'auto-diagnostique des ouvrages, un réseau neuronal artificiel (RNA) afin de détecter automatiquement les dommages et d'estimer leur gravité et leur localisation, après avoir analysé les signaux vibratoires émis par la structure.

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Les tremblements de terre sont considérés comme les catastrophes naturelles les plus terrifiantes, engendrant d'importantes perturbations tant sur le plan humain que matériel. Ils peuvent se produire de façon inattendue, provoquant d'énormes pertes en vies humaines et nuisant aux structures vitales. Ce phénomène naturel ne représente pas uniquement une menace matérielle, mais aussi une difficulté pour les sociétés contemporaines qui doivent allier développement urbain et capacité de résistance face à ces incidents.

En Algérie spécifiquement, la situation géographique et tectonique renforce le risque de tremblements de terre. Située à la confluence des plaques africaine et euro-asiatique, le pays a subi plusieurs tremblements de terre importants, notamment le tremblement de terre de Boumerdès en 2003, soulignant la nécessité vitale d'élaborer des bâtiments résistants aux impulsions sismiques. Ces incidents soulignent que la protection des structures ne peut pas être négligée et qu'une démarche proactive est essentielle pour réduire au minimum les conséquences sur les communautés et les institutions en question.

Afin de relever ces défis, le génie civil travaille pour créer des installations qui peuvent résister aux séismes tout en préservant leur longévité et leur utilité. Cette mission nécessite le respect de trois principes essentiels : la solidité, la rigidité et la stabilité. Ces caractéristiques assurent aux systèmes structuraux une protection appropriée contre les forces imprévues engendrées par les tremblements de terre. Néanmoins, une simple conception ne suffit pas ; elle nécessite un suivi constant pour garantir la durabilité et la protection des structures au fil du temps.

À cet égard, la Surveillance de la Santé des Structures (SHM) se présente comme une technologie essentielle pour le suivi et l'appréciation des structures. Grâce à un mélange de capteurs de pointe et d'instruments d'analyse de données, le SHM facilite la surveillance en direct des structures, la détection rapide des indices de dégâts et la localisation précise des zones dangereuses. Il est crucial d'adopter une démarche proactive afin de prévenir les dysfonctionnements structurels, diminuer les dépenses liées à la maintenance et augmenter la capacité des structures à résister aux futurs tremblements de terre.

Par conséquent, face à l'augmentation des dangers sismiques et au renforcement des besoins en matière de protection et de pérennité des bâtiments, le SHM apparaît comme une solution indispensable. Non seulement il constitue un progrès technologique significatif, mais il répond également aux exigences grandissantes de sauvegarde des vies et des biens.

I.2. L'OBJECTIF DE L'ETUDE SISMIQUE

Au cours de leur durée d'existence, les structures subissent différentes sortes de contraintes, des contraintes permanentes et presque permanentes aux contraintes plus ponctuelles et risquées, telles que les impacts sismiques. La nature dynamique et horizontale des charges sismiques peut engendrer des effets additionnels, les mouvements de terre et la liquéfaction du sol, entre autres. Ces forces peuvent affecter sérieusement la stabilité des structures, ce qui nécessite une vérification de leur capacité à résister à toutes sortes de contraintes auxquelles elles pourraient être soumises, en particulier aux impacts sismiques.

C'est à ce moment-là que l'étude sismique intervient, un instrument crucial pour définir la réaction d'une entité face à un tremblement de terre. Cette étude détaillée permet d'analyser les sollicitations et les mouvements provoqués par les forces sismiques, en se basant sur les attributs dynamiques propres à chaque structure. L'étude sismique, en analysant ces forces et les réactions qu'elles provoquent, permet d'évaluer la stabilité, la fiabilité et la robustesse des constructions. Elle représente donc un pas crucial pour assurer la protection des résidents et la pérennité des installations face aux séismes.

I.3. LES METHODES DE CALCULS SISMIQUES

Les techniques de calcul parasismique ont pour objectif d'évaluer les forces et mouvements sismiques susceptibles d'affecter les structures, en se basant sur les spécificités du sol, la configuration et l'ampleur du tremblement de terre prévu. On utilise fréquemment deux méthodes principales : l'analyse statique équivalente et l'analyse dynamique modale spectrale. Ces méthodes sont appropriées pour diverses configurations et catégories de constructions, en considérant leurs caractéristiques mécaniques, leur hauteur et leur capacité d'adaptation.

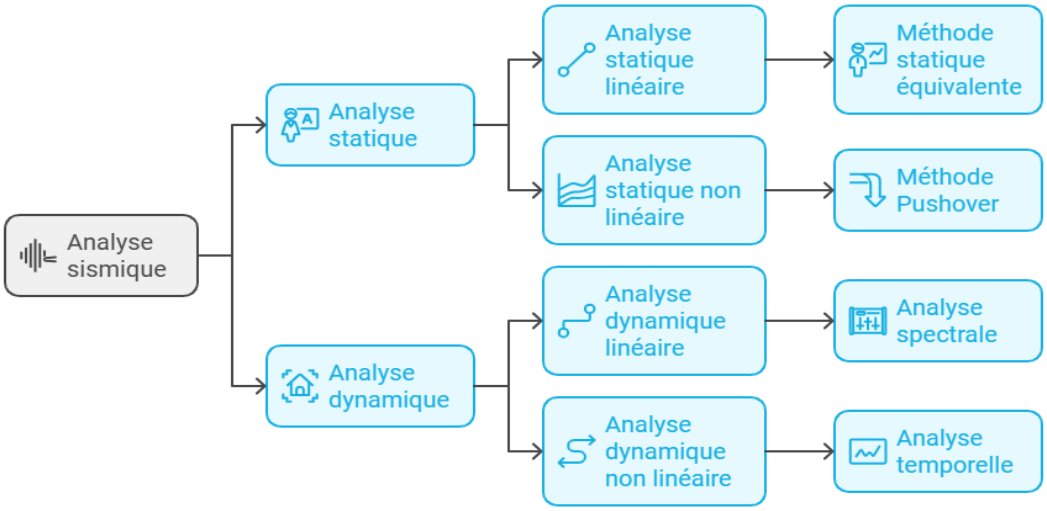


Figure 1: les méthodes calculs sismique

I.3.1. La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente est une méthode simplifiée pour déterminer les forces sismiques qui affectent une structure en substituant les forces dynamiques réelles par des forces statiques fictives équivalentes.

Ces forces sont successivement exercées dans deux directions orthogonales, habituellement en accord avec les principaux axes de la structure,

Afin d'illustrer les différentes possibilités de déplacement du sol. Même si cette technique permet d'obtenir une estimation rapide et appropriée pour les constructions de faible hauteur ($H \leq 30m$) et géométrie régulière, elle demeure moins exacte face aux tremblements de terre importants, où les forces et déformations réelles dépassent souvent celles calculées Cette surabondance est palliée par un comportement ductile garantissant des détails constructifs rigoureux.

Ces derniers ont un rôle crucial en assurant une ductilité adéquate et la capacité de dissiper efficacement l'énergie vibratoire, augmentant par conséquent la protection et la résistance générale de la structure face aux tremblements sismiques.

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales à l'aide de la formule suivante :

$$V = \lambda . \frac{.Sad}{g}(T0).W$$

Avec :

- Sad .g (T0) : Ordonnée du spectre de calcul pour la période T0 ;
- T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée
- . λ: Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$: si $T0 \leq (2.T2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux . $\lambda = 1$ autrement

Commentaire : Le coefficient λ traduit le fait que, dans les bâtiments d'au moins 3 niveaux avec des degrés de liberté de translation dans chaque direction horizontale, la masse modale effective du premier mode (fondamental) est inférieure, en moyenne de 15%, à la masse totale du bâtiment.

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

I.3.2. Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une méthode avancée permettant d'évaluer la réponse sismique d'une structure en prenant en compte les effets de chaque mode de vibration individuel. Chaque mode de vibration est analysé séparément pour déterminer l'effet maximal qu'il génère sous l'impact des forces sismiques. Ce processus repose sur l'utilisation d'un spectre de réponse, qui décrit l'amplitude de la réponse de la structure en fonction de sa période de vibration. Le spectre peut être exprimé en termes d'accélération, de déplacement ou de vitesse, et peut être ajusté pour tenir compte des comportements inélastiques grâce à un coefficient de réduction, ce qui permet de mieux refléter la réalité des effets sismiques. Une fois que les effets de chaque mode ont été calculés, ils sont combinés pour obtenir la réponse globale de la structure, en fournissant ainsi une estimation réaliste de son comportement face à un séisme.

Cette méthode offre des résultats plus précis que la méthode statique équivalente et est applicable à toutes les structures, indépendamment de leur complexité. Contrairement à la méthode statique, elle prend en compte la fréquence naturelle et l'amortissement de la structure, ce qui permet d'obtenir des résultats détaillés sur les déplacements, forces et efforts affectant la structure. L'analyse modale spectrale est particulièrement adaptée aux bâtiments complexes ou de grande hauteur, où l'interaction des différents modes de vibration peut avoir un impact significatif sur le comportement global de la structure. Toutefois, cette méthode exige des ressources avancées en termes de calcul et de logiciels, ce qui la rend plus coûteuse et exigeante en termes de temps et de compétences par rapport aux approches plus simples comme la méthode statique équivalente.

I.4. SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS

Le contreventement est un élément fondamental en génie civil, assurant la stabilité des structures face aux forces horizontales telles que le vent et les séismes, tout en prévenant les phénomènes locaux d'instabilité comme le flambage des poutres et poteaux. Dans les bâtiments, notamment ceux de grande hauteur, il joue un rôle crucial pour transférer les charges horizontales au sol, soit à travers des structures auto stables intégrant simultanément les charges verticales et horizontales, soit via des dispositifs spécifiques de contreventement, généralement plus économiques et adaptés à divers partis architecturaux. Ce système, combinant contreventement horizontal et vertical, dépend d'une mise en œuvre précise des liaisons structurelles, car des failles dans ces éléments ou une mauvaise répartition des contraintes figurent parmi les principales causes d'effondrement en cas de séisme ou de sollicitations exceptionnelles comme les explosions. Ces solutions peuvent être classées en trois grandes catégories.

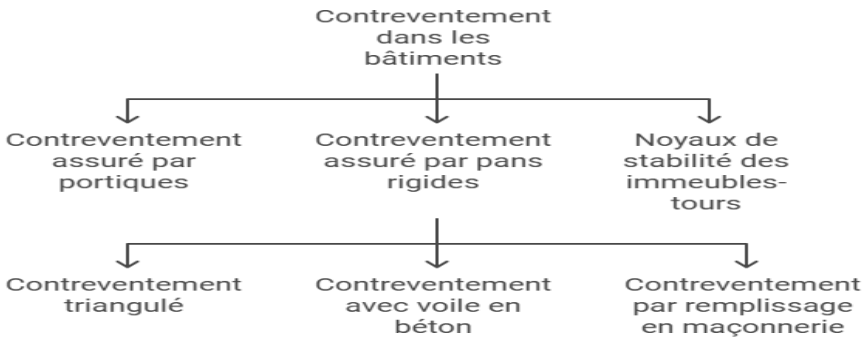


Figure 2 :Types des contreventement

I.4.1. Contreventement assuré par portiques

Les portiques, conçus pour résister aux forces de pesanteur et aux forces horizontales, nécessitent des nœuds rigides, ce qui entraîne des sections de béton et d'armatures plus volumineuses, ainsi que des dispositions de ferraillage complexes. Bien qu'efficace, cette solution est coûteuse, sauf si un grand nombre de travées peut être intégré dans chaque plan de contreventement. Elle est généralement utilisée en dernier recours, mais présente l'avantage majeur de permettre l'intégration d'ouvertures de grandes dimensions sans compromettre la stabilité.

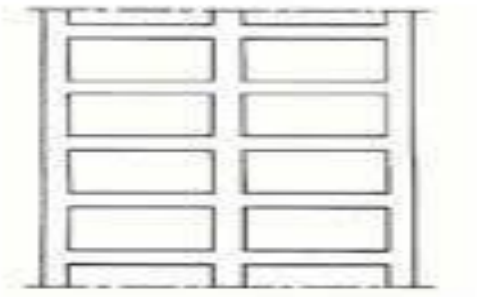


Figure 3 : portiques (poteaux poutre)

I.4.2. Contreventement assuré par pans rigides :

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée par :

I.4.2.1. Pans rigides triangulés :

Ces systèmes utilisent des triangulations en béton armé ou l'acier pour assurer la rigidité. Bien que complexes pour intégrer des ouvertures, leur efficacité peut être améliorée en les répartissant sur plusieurs étages.

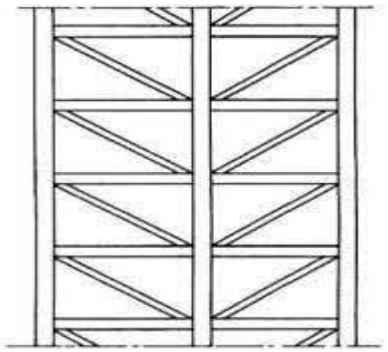


Figure 4 : sur une hauteur d'un seul étage

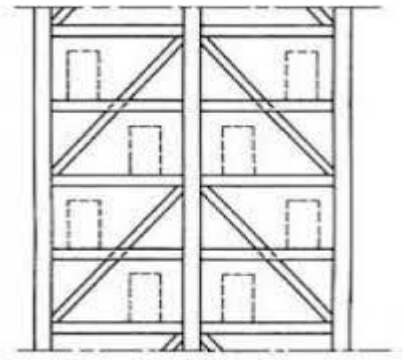


Figure 5 : sur une hauteur de deux étages

I.4.2.2. Voiles en béton armé :

Très courants, ces voiles assurent à la fois le transfert des charges verticales et la résistance aux forces horizontales, notamment dans des bâtiments rectangulaires allongés. Leur positionnement central est privilégié pour minimiser les effets de retrait et de dilatation thermique.



Figure 6 : Voiles en béton armé

I.4.2.3. Remplissages en maçonnerie :

Le contreventement par remplissages en maçonnerie est adapté aux bâtiments bas, utilisant des murs résistants (comme ceux des cages d'escaliers ou murs de séparation). Cependant, l'absence de normes précises impose des calculs basés sur des hypothèses empiriques, rendant cette solution moins fiable pour des structures complexes ou de grande hauteur.

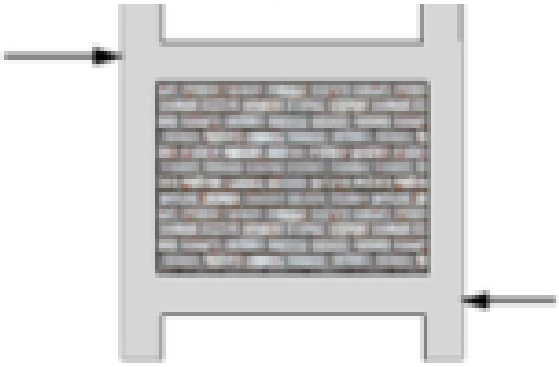


Figure 7 : Remplissages en maçonnerie

Les murs de remplissage sont généralement construits avec des blocs de béton pour leur solidité, des briques en terre cuite pour leur isolation et durabilité, ou des pierres naturelles pour leur robustesse et leur esthétique. Le choix dépend des contraintes locales et des besoins structurels.

On se base sur le troisième type de contreventement, qui est le noyau de stabilité des immeubles-tours :

I.4.2.4. Le Noyau de Stabilité dans les Immeubles-Tours : Une Épine Dorsale Invisible, mais Essentielle :

Lorsqu'on contemple un immeuble de grande hauteur, il est facile de se laisser impressionner par sa façade élégante ou son allure imposante. Pourtant, la véritable force de ces géants urbains réside dans un élément souvent invisible :

Le **noyau central de stabilité**. Ce cœur structurel, composé de parois verticales en béton armé ou en acier, joue un rôle fondamental dans la résistance et l'équilibre du bâtiment face aux forces naturelles.

1_ **Bouclier contre les forces naturelles**
Placé au centre du bâtiment, le noyau central agit comme une colonne vertébrale qui :

- Redistribue les charges verticales.
- Absorbe les forces dues au vent et aux séismes.
- Réduit les déformations pour une meilleure sécurité.

2_ Conception optimisée
Il intègre :

- Les circulations verticales (ascenseurs, escaliers).
- Les espaces techniques (toilettes, salles de bains).
  Ce qui libère de l'espace pour les zones utiles.

3_ Vers des bâtiments toujours plus hauts

Le noyau permet de construire des tours de 50 à 70 étages.
Au-delà de 250 m, il faut élargir le noyau, ce qui réduit l'espace utile et augmente les coûts.

4_Avantages et limites

Bonne résistance au feu (béton),
Moins de profondeur de fondation requise,
Rigidité structurelle accrue.

Limite **:**

- L'espace utile des étages diminue pour les immeubles très hauts.
- Les coûts augmentent avec la hauteur, rendant la conception plus complexe pour les gratte-ciels extrêmes.

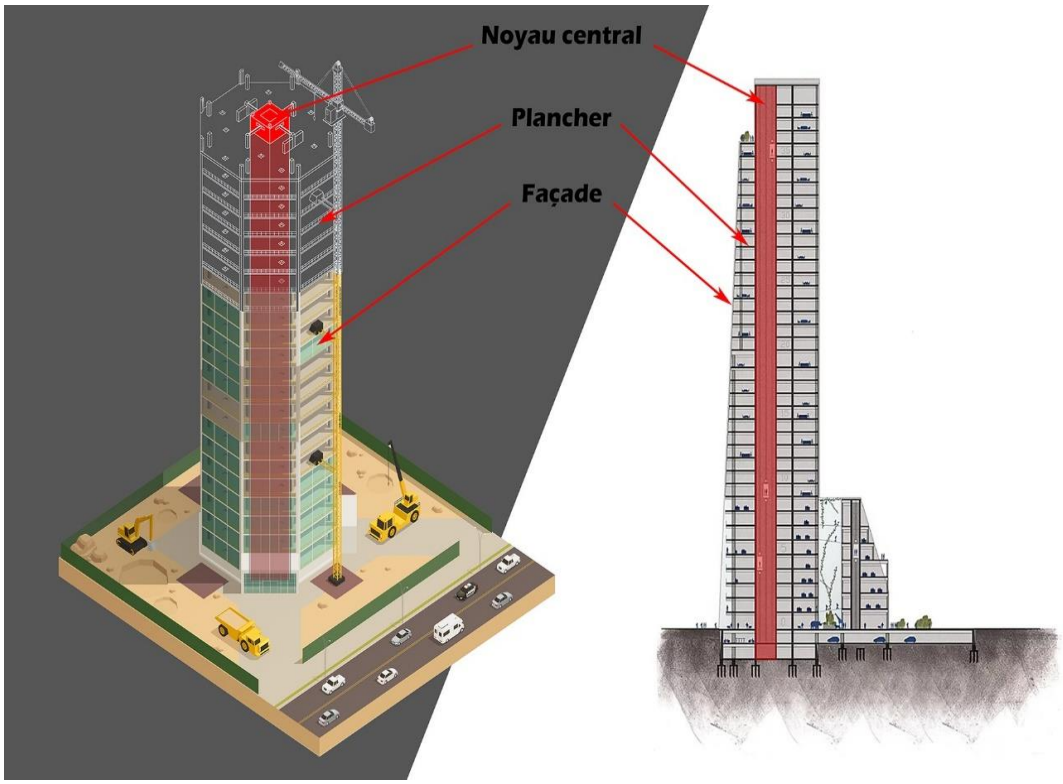


Figure 8 : gratte-ciel de 40 étage avec noyau central

I.5. LA SURVEILLANCE VIBRATOIRE DES STRUCTURES (STRUCTURAL HEALTH MONITORING): SHM

I.5.1. Définition

Le SHM (Structural Health Monitoring), ou surveillance de la santé des structures, est une discipline fondamentale de l'ingénierie qui vise à assurer la

sécurité, la fiabilité et la durabilité des infrastructures critiques. Grâce à l'utilisation de capteurs stratégiquement placés, il permet de surveiller en continu ou à intervalles réguliers des paramètres tels que les vibrations, les déformations ou les variations de température. Ces données servent à identifier les dommages, localiser leur emplacement, mesurer leur gravité et prédire la durée de vie restante de la structure. En intégrant des réseaux de capteurs et des approches basées sur les données, le SHM offre une évaluation proactive et objective, permettant d'optimiser les interventions de maintenance, de réduire les coûts d'inspection et de minimiser les temps d'arrêt. Il répond à des questions clés, notamment :

La structure est-elle endommagée ? Où se trouvent les dégâts ? Quelle est leur étendue ?

Et quelle est la durée de vie restante de la structure ?

En détectant les risques dès leur apparition, le SHM contribue à prévenir les défaillances catastrophiques, prolonge la durée de vie des infrastructures et réduit les pertes humaines et économiques, s'imposant ainsi comme une solution indispensable pour la gestion efficace des structures dans des conditions réelles d'exploitation.

I.5.2. Processus de Surveillance de la Santé des Structures (SHM) :

Le processus de Surveillance de la Santé des Structures (SHM) repose sur cinq systèmes essentiels qui travaillent en harmonie pour garantir la sécurité et la performance des infrastructures. Voici un aperçu simplifié de chacun d'eux :

I.5.2.1. Le système de capteurs **:**

C'est le cœur du système, constitué de capteurs variés comme des caméras, des accéléromètres, des jauges de contrainte, et des capteurs à fibre optique. Ces dispositifs mesurent en temps réel les différentes réponses de la structure, permettant de détecter tout signe de dégradation ou de changement.

I.5.2.2. Le système d'acquisition et de transmission des données **:**

Une fois les données collectées, elles doivent être transmises et traitées. Ce système assure la collecte, le transfert et l'enregistrement des informations, garantissant ainsi qu'elles arrivent à bon port, prêtes à être analysées.

I.5.2.3. Le système de traitement et de contrôle des données **:**

Ce système, installé dans un centre de données, surveille l'ensemble du processus de collecte des informations. Il assure également la gestion des données, leur prétraitement et leur affichage pour faciliter l'analyse et la prise de décision.

I.5.2.4. Le système de gestion des données **:**

C'est ici que toutes les données collectées sont stockées de manière organisée. Grâce à un système de base de données, ces informations sont archivées, sécurisées et mises à jour de manière optimale, offrant une gestion fluide et efficace des données.

I.5.2.5. Le système d'évaluation de la performance structurelle **:**

Ce système permet d'analyser l'état actuel de la structure en évaluant ses performances et en prédisant son comportement futur sous des conditions extrêmes. Il aide également à détecter les signes de dommages potentiels et à activer des alertes si nécessaires.

I.5.3. Méthodes utilisées dans la SHM

Les stratégies de Surveillance de la Santé des Structures (SHM) se divisent principalement en deux catégories : **surveillance globale** et **surveillance locale**. Ces deux approches offrent des informations différentes et servent de base pour diverses analyses.

I.5.3.1. La surveillance globale des structures

La surveillance globale repose sur le principe que l'endommagement d'une structure affecte ses propriétés dynamiques, telles que la rigidité, la masse ou l'amortissement. Ce type de méthode a l'avantage de ne pas nécessiter la connaissance préalable de l'emplacement des dommages, ce qui est particulièrement utile pour des structures complexes. Les méthodes de surveillance globale peuvent être fondées sur diverses propriétés modales de la structure.

Voici les principales méthodes utilisées pour la surveillance globale :

1_Méthode basée sur les réponses fréquentielles

La méthode des réponses fréquentielles (FRF) consiste à analyser les réponses vibratoires d'une structure en décomposant les accélérogrammes. Ces signatures vibratoires sont sensibles à l'intégrité de la structure et peuvent être utilisées pour détecter des dommages et en localiser les emplacements. Cependant, les données des FRF sont complexes et difficiles à interpréter en raison de la densité modale élevée, de l'amortissement et des effets non linéaires, ce qui rend leur réduction risquée et susceptible de perdre des informations importantes.

Pour faciliter l'analyse, il est recommandé d'utiliser l'analyse en composantes principales (ACP), une méthode statistique qui permet de réduire la dimensionnalité des données multivariées tout en conservant l'essentiel des informations. L'ACP transforme les données corrélées en variables décorrélées appelées composantes

principales, ce qui permet de visualiser les données dans un espace de dimensions réduites, facilitant ainsi leur interprétation.

L'ACP permet de synthétiser l'information contenue dans les données FRF en quelques nouvelles variables qui expliquent au mieux la variabilité des données, tout en réduisant la redondance. Cette méthode est couramment utilisée pour compresser les données et rendre leur analyse plus claire et plus précise, tout en conservant les informations cruciales pour la détection des dommages.

2_Méthode basée sur l'indicateur MAC

Le **coefficient MAC (Modal Assurance Criterion)** est un indicateur statistique utilisé en SHM pour détecter les dommages dans une structure. Il mesure la corrélation entre les modes propres d'une structure saine et ceux d'une structure endommagée. Plus la valeur de MAC approche 1, moins le risque de dommage est élevé ; à l'inverse, plus elle approche 0, plus le risque de dommage est grand.

La formule du MAC est la suivante :

$$\mathrm{MAC} = \frac{(\varphi_S^T \varphi_D)^2}{(\varphi_S^T \varphi_S)(\varphi_D^T \varphi_D)}$$

où : φS et φD sont respectivement les vecteurs propres de la structure saine et endommagée.

Cette méthode permet d'évaluer le degré de corrélation entre les modes propres d'un système et de déterminer où placer des capteurs pour garantir des résultats fiables. Le MAC est aussi couramment utilisé pour comparer quantitativement les vecteurs modaux, où :

0 indique une faible corrélation entre les modes,

1 indique une grande similitude entre les modes.

Elle est également utile pour :

Mesurer les formes modales à partir de vecteurs obtenus par modèle analytique.

Estimer le même vecteur modal de tests réalisés à différents endroits d'excitation.

Comparer les vecteurs modaux avant et après des modifications physiques de la structure.

3_Méthode basée sur le changement de rigidité (matrice de flexibilité)

Le principe de cette méthode est simple. Sachant que tout endommagement de structure induit une diminution de la rigidité de celle-ci, on peut employer cette

méthode qui consiste à comparer les deux matrices de flexibilité de la structure saine et endommagée.

$$F_0 = \sum_{K=1}^{N} \frac{1}{w_{0,K}^2} \varphi_{0,K} \varphi_{0,K}^T \quad \text{et} \quad F_d = \sum_{K=1}^{N} \frac{1}{w_{d,K}^2} \varphi_{d,K} \varphi_{d,K}^T$$

Trouver l'emplacement de l'endommagement consiste à calculer les max des colonnes de ΔF.

$$|\Delta F| = |F0 - Fd|$$

En sachant que $F0$ est la matrice de flexibilité de la structure saine et Fd la matrice de flexibilité de la structure endommagée. ΔF représente donc la variation de la flexibilité.

4_ **Méthodes basées sur l'intelligence artificielle :**

Avec les avancées technologiques récentes, l'usage de l'intelligence artificielle (IA) dans la détection des dommages des structures est devenu de plus en plus courant. En particulier, les **réseaux neuronaux artificiels** (RNA) jouent un rôle central dans ce processus. Un réseau neuronal est une sorte de système informatique inspiré du fonctionnement du cerveau humain, composé de nombreux éléments de traitement, appelés "neurones" ou "nœuds". Ces neurones sont reliés entre eux par des connexions, et chaque connexion possède un poids qui reflète l'importance de l'information qu'elle transporte.

En matière de surveillance des structures, les réseaux neuronaux analysent les données provenant de capteurs installés sur le bâtiment, comme les mesures de vibrations ou de déformations. Plutôt que de se baser sur un modèle physique complexe, ces réseaux peuvent identifier des signes de dommages en apprenant directement à partir des données. Cela signifie qu'ils peuvent résoudre des problèmes complexes sans nécessiter de modèles mathématiques détaillés. Leur capacité à apprendre à partir des données historiques leur permet de détecter des anomalies dans le comportement de la structure, souvent bien avant qu'elles ne deviennent visibles à l'œil nu.

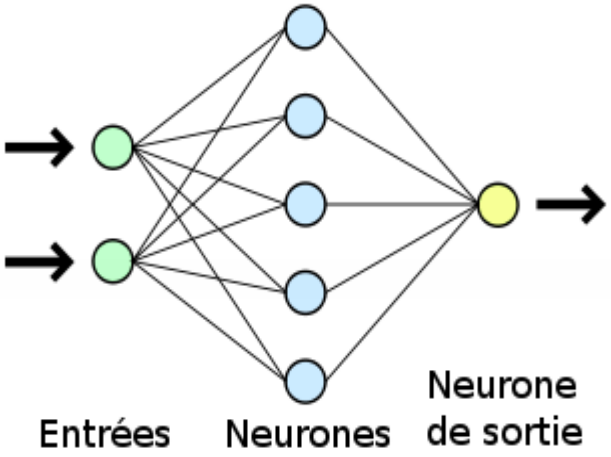


Figure 9 : Réseaux des neurones artificiels (RNA)

L'un des avantages majeurs des réseaux neuronaux est leur **flexibilité**. Une fois formés, ils sont capables de traiter de nouvelles données et de faire des prédictions concernant l'état de la structure, y compris la localisation et la gravité des dommages. Cela permet de détecter des problèmes subtils, comme des fissures microscopiques ou des déformations localisées, qui seraient difficilement visibles autrement. En plus, le réseau peut évoluer au fil du temps en se réadaptant aux nouvelles données recueillies, ce qui le rend toujours plus précis à mesure qu'il reçoit de l'information.

Un autre point fort des méthodes basées sur l'IA est leur **adaptabilité**. Contrairement aux méthodes traditionnelles qui reposent souvent sur des modèles fixes, l'IA peut ajuster ses prédictions en fonction de l'évolution des conditions et des nouveaux types de données, comme les changements dans la structure au fil du temps ou après des modifications.

Cela permet de maintenir un suivi dynamique et de garantir que la détection des dommages reste précise, même en cas de changements dans la structure.

En outre, l'IA permet de traiter des quantités massives de données collectées par les capteurs, offrant ainsi des analyses plus complètes et détaillées. Les techniques comme les **arbres de décision** ou les **machines à vecteurs de support (SVM)** viennent souvent compléter les réseaux neuronaux dans des systèmes hybrides, permettant d'exploiter pleinement les données disponibles et d'améliorer la précision des diagnostics.

En résumé, l'intégration de l'intelligence artificielle dans la surveillance des structures représente un grand pas en avant pour la détection des dommages. Ces méthodes permettent non seulement d'améliorer la réactivité face aux problèmes, mais aussi d'optimiser la maintenance des structures en offrant des solutions plus

rapides, précises et adaptées aux besoins spécifiques de chaque infrastructure. Cela réduit les risques de défaillance majeure et améliore la sécurité globale des bâtiments, tout en minimisant les coûts liés à la maintenance et à la gestion des infrastructures.

I.5.3.2. La surveillance locale des structures :

La surveillance locale des structures devient essentielle une fois que l'on a identifié les zones à risque par la surveillance globale. Cette étape vise à évaluer plus en détail les dommages et à suivre leur évolution au fil du temps, permettant ainsi d'intervenir avant que la situation ne devienne critique.

L'une des méthodes les plus simples et les plus courantes est l'**inspection visuelle**. Elle consiste à observer la structure à l'œil nu pour repérer des anomalies visibles comme des fissures ou de la corrosion. Cependant, cette méthode, bien qu'efficace, peut être très subjective. Elle dépend énormément de l'expérience de l'inspecteur, et parfois, certaines dégradations passent inaperçues si elles ne sont pas visibles à la surface. En plus, l'inspection visuelle peut être longue et coûteuse en termes de temps et de ressources.

Une autre méthode consiste à observer les **déplacements** ou les **déformations** dans les zones sensibles de la structure. Cela permet de repérer des problèmes plus subtils, comme des fissures internes ou des zones sous forte contrainte. Ces mesures sont souvent effectuées à l'aide de capteurs de déformation ou d'autres outils technologiques, ce qui permet de suivre l'évolution des dégradations de manière plus précise et objective.

Ces techniques de surveillance locale sont un complément indispensable à l'analyse globale, car elles offrent une vision détaillée et plus fine de l'état réel de la structure. Bien qu'elles présentent des défis en termes de coût et de temps, elles sont cruciales pour garantir la **sécurité** des bâtiments et éviter des réparations coûteuses à long terme. En combinant ces méthodes avec une surveillance régulière, on peut détecter les signes de dégradation bien avant qu'ils n'entraînent des problèmes majeurs.

I.6. ENDOMMAGEMENTS DES STRUCTURES

I.6.1. Définition

Lorsqu'une structure subit un endommagement, cela signifie qu'il y a eu un changement dans son état initial, généralement à cause de contraintes ou d'agressions externes. Ce changement peut se manifester par des fissures, des déformations permanentes ou d'autres altérations qui nuisent à son bon fonctionnement. Par exemple, dans le cas du béton, un endommagement pourrait

entraîner une perte de résistance à la compression ou une aggravation des fissures, compromettant ainsi la solidité de l'ensemble.

I.6.2. Classification des endommagements :

Les dommages sur les structures peuvent se classer en trois grandes catégories, chacune ayant des impacts spécifiques sur le matériau et la performance globale de la structure :

Déformations plastiques : Ces déformations se produisent dans des matériaux ductiles, comme les métaux, lorsqu'ils sont soumis à des contraintes excessives qui dépassent leur limite d'élasticité. Elles provoquent une déformation permanente sans rupture, ce qui peut altérer la forme de la structure sans la briser immédiatement.

Fissures et cavités : Les fissures se forment généralement dans des matériaux moins ductiles comme le béton, lorsque des contraintes excessives (traction, flexion, cisaillement) dépassent la résistance du matériau. Quant aux cavités, elles peuvent apparaître à cause de défauts internes du matériau ou d'une dégradation chimique.

Perte de matière : Cela se traduit par une réduction de la quantité de matière d'un matériau, souvent à cause de phénomènes comme l'usure mécanique, la corrosion chimique ou la dégradation thermique. Par exemple, l'usure peut rendre une surface de béton plus fragile, et la corrosion peut affaiblir l'acier dans les armatures.

I.6.3. Dommages spécifiques au béton

Corrosion des armatures : La corrosion est l'un des problèmes majeurs affectant les structures en béton armé. Elle se produit lorsque l'humidité et les agents corrosifs pénètrent dans le béton et attaquent les armatures métalliques. Ce phénomène est souvent amplifié par la carbonatation et l'infiltration de chlorures, réduisant ainsi la durabilité du béton .



Figure 10 : Corrosion des armatures

Fissures dans le béton : Les fissures apparaissent lorsque des contraintes internes, comme celles causées par le retrait du béton ou les charges appliquées, deviennent trop fortes pour que le béton y résiste. Ces fissures peuvent se former à différents moments, que ce soit pendant la phase de durcissement ou en raison de changements environnementaux.



Figure 11 : Fissures dans le béton

Éclatement du béton : L'éclatement se produit lorsque des fragments de béton se détachent sous l'effet de pressions internes, de chocs ou de tensions, ce qui peut affecter la structure et réduire sa solidité.



Figure 12 : Éclatement du béton

Délamination : Cela se produit lorsque des couches de béton se séparent sous l'effet de l'humidité ou de la corrosion des armatures. Cela compromet l'intégrité de la structure et nécessite souvent une réparation urgente.



Figure 13 : Délamination

Défauts de surface : Les défauts de surface, tels que la ségrégation (séparation des matériaux lors de la coulée) ou l'abrasion, peuvent affecter l'apparence esthétique du béton et, dans certains cas, sa résistance globale. Ces défauts sont souvent des signes de malfaçons dans la mise en œuvre du béton.



Figure 14 : Défauts de surface

I.7. SIMULATION D'UN ENDOMMAGEMENT :

Est une étape clé dans **la surveillance de la santé des structures** (SHM), car elle permet de mieux comprendre comment une structure ou un matériau réagit lorsqu'il subit des dommages. L'objectif de cette simulation est de reproduire de manière numérique ou expérimentale les effets du dommage, afin d'anticiper les problèmes avant qu'ils ne compromettent la sécurité ou la fonctionnalité de la structure.

Pour réaliser cette simulation de manière numérique, plusieurs outils peuvent être utilisés, tels que des logiciels de modélisation par éléments finis comme ABAQUS ou SAP2000, ou encore des programmes personnalisés en Python. Ces outils permettent de simuler différentes situations de charge et de suivre l'évolution des dommages au fil du temps. Toutefois, l'essentiel réside dans la compréhension du

comportement du matériau lorsqu'il est soumis à un type particulier de dommage. En effet, chaque matériau réagit différemment en fonction du type de dégradation, et il est donc crucial de choisir la bonne méthode de simulation en fonction du dommage à étudier.

Prenons l'exemple de la fissuration du béton due à la fatigue : ce phénomène se produit sous l'effet de charges cycliques répétées, qui entraînent une diminution de la rigidité du béton, favorisant ainsi la formation de fissures. Pour simuler ce processus, un logiciel comme ABAQUS permet de modéliser la structure et d'appliquer des charges cycliques jusqu'à atteindre la rupture. La rigidité du béton est alors réduite dans la simulation, ce qui représente le processus de dégradation du matériau.

Ce même principe de simulation peut être appliqué à d'autres types de dommages, comme la corrosion de l'acier ou des dommages thermiques. Bien que le principe de base soit similaire, chaque type de dommage nécessite une approche spécifique pour modéliser les variations dans les propriétés du matériau, telles que la perte de résistance ou de rigidité.

En résumé, la simulation d'un endommagement permet non seulement de prédire l'apparition de dégradations, mais aussi de localiser les zones les plus vulnérables d'une structure et de planifier les interventions de maintenance. Grâce à des outils de simulation avancés et à une meilleure compréhension des mécanismes de dégradation des matériaux, cette méthode devient un outil précieux pour garantir la sécurité, la durabilité et l'efficacité des infrastructures.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION

La tour de bureaux du projet El Medina, située dans le quartier dynamique des Pins Maritimes à Alger, s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme de renouvellement urbain visant à transformer le paysage architectural de la capitale. Avec ses 21 étages en superstructure et ses deux niveaux de sous-sol, cet édifice de grande hauteur constitue l'un des éléments phares du nouveau centre d'affaires.

Ce chapitre est dédié à la présentation de la structure étudiée, son implémentation, ses caractéristiques géométries et mécaniques, ainsi que son utilisation afin de savoir estimer ensuite les charges qui lui seront apportées.

II.2. PRESENTATION DE PROJET

Le projet Alger Médina représente un ambitieux développement urbain implanté dans la région des Pins Maritimes à Alger. Ce projet, qui vise à moderniser le paysage architectural de la capitale, comprend une diversité de constructions aux rôles divers **: trois nouvelles tours de bureaux, trois tours flats hôtels, des hôtels 4 étoiles, des appartements, des bureaux, une marina et un hypermarché.**



Figure 15: maquette 3D du projet Alger Médina.

L’une des caractéristiques majeures de ce projet est l’utilisation de techniques de construction modernes et de matériaux innovants pour garantir la sécurité, la durabilité et l’efficacité énergétique des structures. Les constructions sont élaborées en considérant les normes parasismiques, pour garantir leur capacité de résistance aux aléas naturels et aux demandes urbaines actuelles.

L'un des projets d'ALGER MEDINA, The City Center, situé aux Pins Maritimes, Mohammedia, est un complexe de plusieurs tours. L'une d'entre elles, qui sera l'objet de cette étude, est une tour de R+21 avec deux sous-sols, à usage de bureaux, prévue pour accueillir le siège d'une cinquantaine de firmes internationales.



Figure 16 : Localisation du **projet The City Center**

II.3. LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

II.3.1. Dimension en plan

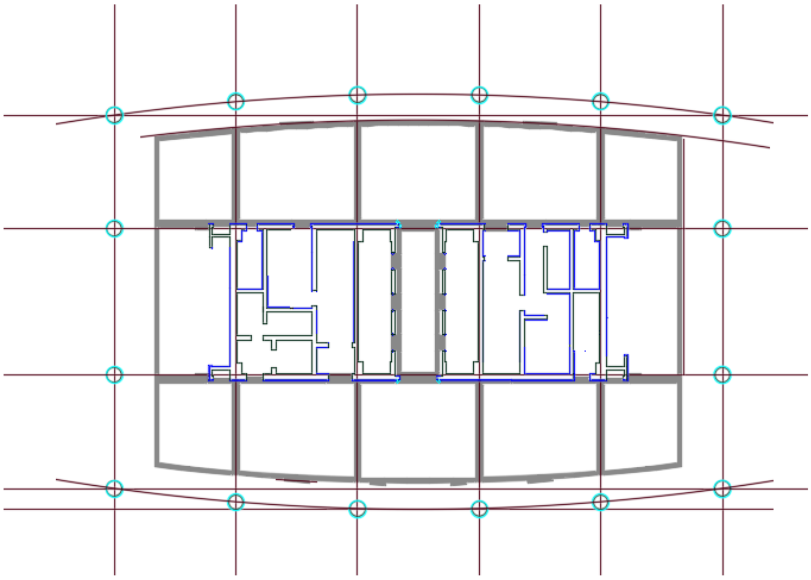


Figure 17:vue en plan de structure étudiée

II.3.1. Dimension en élévation

Hauteur à partir du sol : 96.75 m

Hauteur d'un étage courant : 4.2 m

Hauteur du dernier étage : 5.05 m

Hauteur du Rez de chaussée : 7.2 m

Hauteur de premier sous-sol : 4.7 m

Hauteur du deuxième sous-sol : 3.9 m

Hauteur de penthouse (Hors-toit) : 8.9 m



Figure 18: le projet de City Center

II.3.2. Système de contreventement

Le système de contreventement désigne les éléments structurels utilisés pour renforcer la résistance d'une structure vis-à-vis des excitations latérales, telles que le vent ou les séismes.

Le système de contreventement peut prendre différentes formes, selon la nature de la structure et les exigences de conception. Il peut s'agir de poutres, de poteaux, de voiles.

La structure étudiée est classée comme une structure à effet de noyau, utilisant un noyau central en voile pour assurer le contreventement horizontal, Ce choix a été fait en conformité avec les règles parasismiques algériennes RPA2024 (selon l'article 3.5).

II.4. LES DONNEES GEOTECHNIQUES DE SOL

En vue de l'implantation de la tour à usage bureau dans la zone des pins maritimes à Alger, une étude géologique et géotechnique de la zone précitée a été effectuée, la reconnaissance du site paraît nécessaire vue l'importance de l'ouvrage. Après dépouillement des sondages carottés, la coupe géologique réalisée a permis de définir les caractéristiques répertoriées ci-dessous :

- Remblais
- Sables fins grisâtres
- Grès
- Marnes

L'hydrologie générale de la zone indique que l'écoulement des eaux souterraines a lieu du sud (falaise astienne) vers la mer méditerranée seul exutoire naturel. Les relevés piézométriques montrent que le niveau d'eau varie entre 3,5m et 4m.

D'après le rapport géotechnique, la tour sera fondée sur un sol ferme de type « S2 » avec une contrainte admissible σ_{adm} = 4 Bars et une fondation de type « radier général ».

II.5. REGLEMENTS UTILISES

RPA 2024 - Règlement Parasismique Algérien 2024 – : Le **RPA 2024** fixe les règles de conception et de dimensionnement des structures pour résister aux séismes en Algérie. Il classe les bâtiments selon leur importance et impose des exigences spécifiques aux structures de grande hauteur. Ce règlement garantit la sécurité des occupants en limitant les risques d'effondrement.

DTR BC 2-2 : Le **DTR BC 2-2** définit les règles de conception et d'exécution des structures en béton armé en Algérie. Il précise les critères de résistance, de durabilité et de mise en œuvre des éléments structuraux. Ce document assure la conformité des bâtiments aux exigences de sécurité et de performance.

BAEL91 version 99 : Le **BAEL 91 version 99** est un règlement de conception des structures en béton armé basé sur la méthode des états limites. Il établit les critères de calcul pour garantir la sécurité des bâtiments sous charges normales et extrêmes. Son application permet d'assurer la stabilité et la fiabilité des ouvrages en béton.

DTR BC 2-41 – CBA93 : Le **CBA 93** définit les règles de calcul et de mise en œuvre du béton armé pour assurer la résistance des structures. Il encadre le dimensionnement des éléments porteurs tels que les poteaux, poutres et dalles. Son application permet d'obtenir des bâtiments solides et durables face aux charges et sollicitations.

II.6. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON RPA 2024

- **ZONE**

Selon le RPA 2024, le territoire national est divisé en sept zones de sismicité croissante. La **wilaya d'Alger**, où se situe notre projet, appartient à la **zone VI**, caractérisée par une **sismicité élevée**.

Le niveau de protection sismique requis pour un ouvrage dépend de sa fonction et de son importance. Afin d'assurer la sécurité des personnes et de préserver **les** biens économiques et culturels**,** le RPA 2024 définit une classification des ouvrages en fonction de leur criticité.

- **Groupe d'usage**

Notre projet appartient au **Groupe 1B**, qui regroupe les **ouvrages de grande importance**. Cette classification implique des exigences renforcées en matière de conception parasismique, notamment en ce qui concerne la ductilité**,** les règles de dimensionnement, ainsi que le choix des matériaux**.**

- **Site**

Selon les prescriptions du RPA 2024, le projet est implanté dans la wilaya d'Alger, une région classée comme zone sismique active. Sur la base de l'étude géotechnique réalisée, le site a été classé en type de sol **S2** (site ferme).

II.7. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

II.7.1. Béton:

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques. Pour fabriquer 1 m^3 de béton, il faut environ 300 kg de ciment, 800 kg de sable, 1.050 kg de granulat et 175 l d'eau.

.

II.7.1.1. Qualités recherchées:

Le béton utilisé dans ce projet se caractérise par une résistance mécanique élevée, supérieure ou égale à 25 MPa, conformément aux exigences du projet. Il assure également une bonne adhérence avec l'acier d'armature, ce qui est essentiel pour garantir un bon comportement structurel. De plus, ce béton présente une durabilité satisfaisante face aux conditions environnementales, tout en offrant une maniabilité adéquate lors de sa mise en œuvre.

II.7.1.2. Résistance caractéristique du béton :

Résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28}, qui représente la valeur caractéristique requise. À partir de cette résistance, il est possible de déterminer la résistance à la compression à tout âge j notée f_{cj}.

Pour le calculer :

Lorsque $j < 60$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83.j} f_{c28} \qquad pour\ f_{c28} < 40\ MPA$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4 + 0{,}95.j} f_{c28} \qquad pour\ f_{c28} > 40\ MPA$$

Lorsque $j > 60$:

$$f_{cj} = 1{,}1.f_{c28}$$

Résistance à la traction f_{tj} :

La formule de la résistance caractéristique à la traction du béton au jour j est donnée par :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06.f_{cj}$$

La résistance caractéristique du béton	f_{c28} (MPA)	f_{t28} (MPA)
Les éléments verticaux	35	2,7
Les éléments horizontaux	35	2,7

Tableau 1 : Résistance caractéristique du béton

II.7.1.3. Contrainte limite de compression:

Le dimensionnement des structures s'appuie sur une méthode de calcul aux états-limites. On distingue deux catégories d'états-limites :

ELS : Etats-Limites de Service

ELU : Etats-Limites Ultimes

- À l'état limite ultime (ELU) :

Les États-Limites Ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement, la ruine ou une rupture de la structure.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique,
- Rupture ou déformation plastique excessive,
- Instabilité de forme (flambement, …).

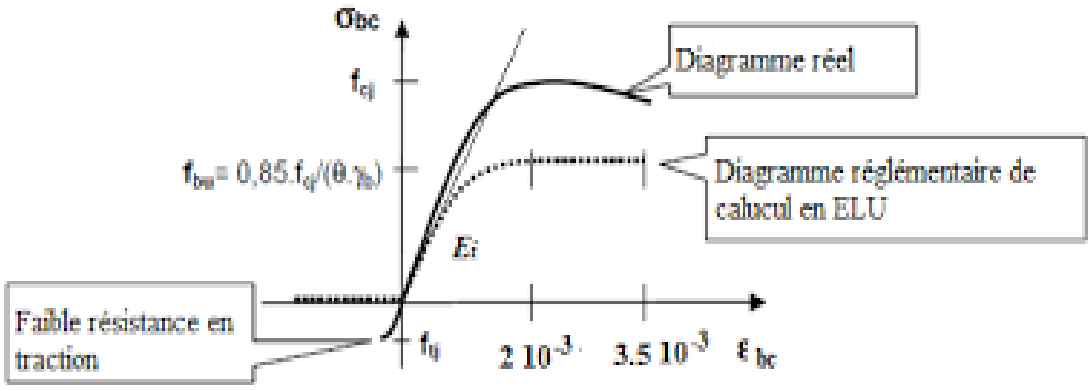


Figure 19 : Diagramme contrainte–déformation du béton en compression

Selon le CBA 93 la contrainte admissible et l'allongement maximal du béton sont données par les formules suivant :

$f_{bu} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ $\varepsilon_{bc} = 3{,}5\ \%$

ε_{bc} : allongement maximal

f_{bu}: la contrainte admissible

γ_b: coefficient de sécurité

γ_b=1,2 Pour les cas courants

γ_b= 1 Pour les cas accidentels

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

θ = 1 Pour les chargements ayant une durée d'application supérieure à 24h

θ = 0.9 Pour les chargements ayant une durée d'application entre 1h et 24h

θ = 0.89 Pour les chargements ayant une durée moins de 24h

- À l'état limite service (ELS) :

Les États-Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités, ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure (ou un élément de la structure) ne sont plus satisfaites : fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction.

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants - fissurations, déformations, vibrations, durabilité - liés aux conditions normales d'exploitation de l'ouvrage.

Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure, la rendre impropre à remplir sa fonction mais pas aboutir à sa ruine.

Les critères de calcul sont basés sur des contraintes ou des déformations admissibles.

Les vérifications sont définies par référence à une limitation de contraintes en service, à des états limites de fissuration (fonction des classes d'exposition) et à des états-limites de déformation (flèches).

La limitation d'ouverture des fissures est obtenue :

En prévoyant un pourcentage minimal d'armatures

En limitant les distances entre les armatures et leurs diamètres.

Selon le CBA 93 la contrainte admissible du béton est donnée par la formule suivant :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6.fc_j$$

La contrainte admissible	ELU		ELS
	γ_b=1,2	γ_b= 1	
Les éléments verticaux	24,79	29,75	29,75
Les éléments horizontaux	24,79	29,75	29,75

Tableau 2 : la contrainte admissible du béton

II.7.1.4. Module de déformation longitudinale béton :

Module de déformation longitudinale béton ou **module de Young du béton**, représente la capacité du béton à résister à la déformation sous l'effet d'une contrainte.

Il y a deux modules de déformation longitudinale du béton :

le module de Young instantané E_{ij}:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à24h On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Selon CBA93 (Article A.2.1.2.1) : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$.

Pour fc28 = 35 MPA donc E_{ij}= 35981.73 MPA

Le module de déformation différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de de déformation différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule:

Selon CBA93 (Article A.2.1.2.2) : $E_{vj} = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}}$

Pour fc28 = 35 MPA donc E_{vj}= 12102.94 MPA.

II.7.1.5. Contrainte de cisaillement:

Une contrainte de cisaillement est une contrainte mécanique appliquée de manière parallèle ou tangentielle à une face d'un matériau, par opposition aux contraintes normales qui sont appliquées de manière perpendiculaire.

Selon CBA 93 la contrainte limite de cisaillement est donnée par las formules suivantes tous dépend de types de fissurations :

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = min\left[\frac{0{,}2.f_{cj}}{\gamma_b}; 5\right]$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : : $\bar{\tau} = min\left[\frac{0{,}15.f_{cj}}{\gamma_b}; 4\right]$

$\bar{\tau}$	Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
Les éléments verticaux	5	4
Les éléments horizontaux	5	4

Tableau 3 : la contrainte de cisaillement

II.7.2. Aciers

2- Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Pour renforcer l'adhésion d'un béton à un acier, on emploie des armatures qui possèdent des structures en relief particulier, qui sont la plupart du temps des nervures saillantes. Ces aciers sont divisés en deux classes : FeE400 et FeE500. Ils sont fournis sous les mêmes valeurs en diamètre que les ronds lisses.

Selon RPA 2024, les armatures des éléments principaux, en béton armé, doivent être à haute adhérence, avec une limite caractéristique d'élasticité spécifiée supérieure ou égale à 400 MPA et inférieure ou égale à 600 MPA.

Les valeurs typiques des contraintes limites de rupture et des déformations à la rupture pour ces nuances d'acier sont les suivantes :

Types d'acier	Nuance d'acier	La contrainte limite f_e MPA	Contrainte de rupture MPA	Déformation de rupture
Les ronds lisses (R.L)	f_eE215	215	330 à 490	22
	$f_eE\ 235$	235	410 à 490	22
Les aciers à haute adhérence (H.A)	$f_eE\ 400$	400	480	14
	$f_eE\ 500$	500	550	12

Tableau 4 : Les valeurs typiques des contraintes limites de rupture et des déformations à la rupture pour ces nuances d'acier

II.7.2.1. Les contraintes limites :

- Les contraintes limites ELU :

A ELU, la contrainte limite d'acier est donne par :

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

Avec :

γ_s= 1 pour une situation accidentelle

γ_s= 1,15 pour une situation durable

- **Les contraintes limites à ELS :**

Dans la vérification à ELS, l'accent est mis sur la limitation de la fissuration, ce qui implique une restriction de la contrainte en fonction des différents types de fissures.

Cas d'une fissuration nuisible : aucune vérification est demandée

Cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = max\left[\frac{f_e}{2}; 110.\sqrt{\eta.f_{tj}}\right]$$

Cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = max\left[0{,}4\,.f_e; 88.\sqrt{\eta.f_{tj}}\right]$$

η =1 pour les aciers RL

η=1, 6 pour les aciers HA

7.2.4. Module d'élasticité Le module d'élasticité de l'acier

Es est prise égale à Es=2.10^5 MPA

CHAPITRE III : PREDIMENTONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

III.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est un processus itératif visant à établir une première estimation des dimensions des éléments, à les calculer sous charges extérieures, puis à analyser son comportement. Si les éléments structurels ne satisfassent pas aux exigences de résistance, ses dimensions seront ajustées en conséquence.

Dans ce chapitre, nous allons effectuer le pré dimensionnement des principaux éléments porteurs de la structure.

Le pré-dimensionnement d'une structure consiste à définir les dimensions initiales de ses différents éléments tout en respectant des règles et principes issus de recherches techniques et statistiques. Ces recommandations pratiques garantissent une conception optimisée et conforme aux exigences du génie civil.

Étant donné que la structure étudiée est en béton armé, le pré-dimensionnement portera sur les principaux éléments porteurs, à savoir les poteaux, les poutres, les dalles et les voiles. Ce travail sera réalisé en conformité avec les réglementations en vigueur, notamment le CBA 93, le BAEL et le RPA 2024.

III.2. PLANCHER

III.2.1. Le pré-dimensionnement

Le plancher est un élément structurel horizontal d'un bâtiment qui permet la transmission des charges aux éléments verticaux (poteaux, murs porteurs, voiles) et permet de séparer les niveaux tout en participant à la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage. Sa construction se fait le plus souvent en béton armé; il sera donc dimensionné pour porter son propre poids et les charges d'exploitation (équipements, occupants, etc.).

Ils sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (largeur, longueur), elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.2.2. L'épaisseur

Les planchers doivent répondre aux trois critères essentiels qui sont : La résistance au feu, L'isolation phonique et La résistance mécanique. Pour répondre aux critères il faut bien choisir l'épaisseur de la dalle.

La résistance au feu :

Selon **CBA 91** :

- e=7cm pour une résistance de 1h au feu.
- e=11cm pour une résistance de 2h au feu.
- e=17,5cm pour une résistance de 4h au feu

On prend : e = 11 cm pour une résistance de 2h au feu.

L'isolation phonique :

Pour une bonne isolation l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm

Donc on prend **e = 15 cm**

Résistance mécanique en flexion :

Selon le BAEL, l'épaisseur garantissant une résistance à la flexion de la dalle pleine dépend de deux facteurs : La portée L & ses conditions d'appuis, si :

$\alpha \geq 0{,}4$: la dalle est considere comme portant dans les deux sens et :

- Continue dans deux directions : $\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Continue dans une direction : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$\alpha < 0{,}4$
: Dalle considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée lx

$$\frac{L_x}{30} \leq e \leq \frac{L_x}{25}$$

Avec L_x: est la plus petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Et $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{petite\ portee}{grande\ portee}$

D'après notre structure, le panneau le plus défavorable est celle de :

$$L_x = 9m \quad et \quad L_y = 10.8\,m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{9}{10{,}8} = 0{,}83$$

Puisque $\alpha > 0{,}4$ on dit que la dalle est considere comme portant dans les deux sens et Continue dans deux directions donc

$$\frac{9}{45} \leq e \leq \frac{9}{35}$$

$$0{,}225 \leq e \leq 0{,}3$$

On prend e = 0,25 m

$$e_{dalle} = \max(\,0{,}15\,;\,0{,}11\,;\,0{,}25\,)$$

$$e_{dalle} = 0{,}25\,m$$

- Condition de la flèche admissible :

Selon l'article Avec B.6.5.3 du CBA 93, le critère de la flèche calculée est :

$$f_{cal} \ll f_{adm}$$

On a

$$f = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

E : module d'élasticité linéaire.

I: inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle.

L: Petite portée

q: charge surfacique × bande de 1m à l'ELS (q = G+Q)

pour $f_{c28} = 35MPA$ $\quad E = 11000 * \sqrt[3]{35} = 35981.73MPA$

$$I = \frac{b * e^3}{12}$$

En prenant b=1m, b=25cm, on trouve :

$$f_{adm} = \frac{Lmax}{500} \qquad si\ L_{max} < 5m$$

$$f_{adm} = 0{,}005 + \frac{L_{max}}{500} \qquad si\ L_{max} > 5m$$

$$L_{max} = 10{,}8m > 5m \quad \rightarrow \quad f_{adm} = 0{,}026\ \text{m}$$

III.3. LES POUTRES :

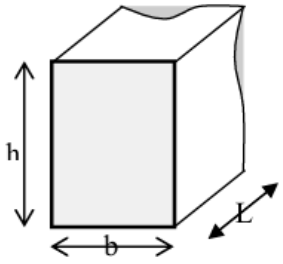
Une **poutre** est un élément structurel qui supporte et transmet les charges des dalles aux poteaux ou aux murs porteurs. Elle assure la stabilité de la structure en limitant les déformations et en améliorant la répartition des charges. Essentielle dans la conception des bâtiments, elle permet de créer de grands espaces ouverts sans nécessiter de murs porteurs. En zone sismique, elle contribue aussi à la résistance aux forces horizontales**.** Son bon dimensionnement garantit une construction solide, durable et économique**.**

Pour le pré-dimensionnement d'une poutre, on utilise des documents de référence comme le **BAEL 91**, le **CBA** et l'**Eurocode 2** pour le calcul des structures en béton armé, ainsi que le **RPA 2024** pour les exigences en zone sismique. Ces normes fournissent les formules empiriques et les règles pratiques permettant d'estimer rapidement les dimensions avant un calcul détaillé.

III.3.1. Le pré-dimensionnement :

Selon l'article BAEL91 modifiées 99, La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$ *et* $0{,}3h < b < 0{,}7h$



Avec :

- L : Portée de la poutre.
- h : Hauteur de la section.
- b : Largeur de la section.

Et selon l'article de 7.5.1 RPA 2024 (en zone sismique VI d'Alger) :

$$\begin{cases} b \geq 25cm \\ h \geq 30\ cm \\ \dfrac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

- **Les poutres longitudinales :**

On a $L_{max} = L_x = 9m$

Donc : $\frac{9}{15} < h < \frac{9}{10}$ → $0{,}6 < h < 0.9$

0n prend **h=60cm** $0{,}18 < b < 0{,}42$

Et **b= 40 cm**

Les poutres transversales :

$$L_{max} = 9\ m \qquad \rightarrow \qquad 0{,}6 < h < 0.9$$

Donc h = 60 cm et b = 40 cm

✓ **Verification:**

On a: $\boldsymbol{b = 40cm > 25cm \quad verifiée}$

$$\boldsymbol{h = 60cm > 30\ cm \quad verifiée}$$

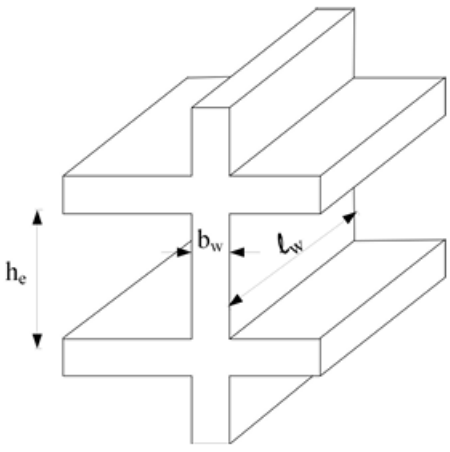
$$\boldsymbol{\frac{h}{b} = 1,5 < 4 \quad verifiée}$$

III.4. LES VOILES :

Les éléments en béton armé que sont les voiles constituent des éléments fondamentaux pour la résistance de la structure. Ils jouent un double rôle structurel et fonctionnel. D'un côté, ils assurent la résistance aux charges verticales et latérales rendant le bâtiment plus rigide et plus résistant aux menaces sismiques et aux contraintes du vent. D'un autre côté, ils permettent d'optimiser l'espace utile intérieur en limitant les poteaux et le confort thermique et acoustique. Leur présence garantit dès lors la sécurité du bâtiment, mais également sa durabilité et son adaptation au programme de l'architecture contemporaine.

Le pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des voiles est une étape fondamentale dans la conception d'un bâtiment, car elle garantit la stabilité et la résistance de ces derniers. Il permet de reprendre les charges verticales et horizontales, ce qui le rend idéal transmettre les efforts aux éléments inférieurs.



. Un pré-dimensionnement précis facilite les calculs ultérieurs concernant l'effort et assure les bases d'un bâtiment résistant aux séismes. En intégrant ces éléments dès le début du projet, on obtient une conception plus sécurisée, économique et adaptée aux exigences architecturales et aux normes parasismiques.

Selon RPA 2024 (l'article 7.7.1) les dimensions des voiles doivent satisfaisant la condition exprimée par l'Equation. (7.9)

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

Avec :

l_w :Représente la longueur du voile

b_w: L'épaisseur minimale qui doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max\left(15cm\,;\,\frac{h_e}{20}\right)$$

- Dans le cas de la structure étudiée :

Etage	h_e(m)	b_w(cm)	b_w(cm) adaptée	l_w(m)
SS2	4,7	25	35	2
SS1	3,9	25	35	1,5
RDC	7,2	40	40	2,5
Etage courant de 1 à 18	4,2	25	35	1,5
Etage 19	5,05	30	35	2
Terasse 1	5,25	30	25	2
Terasse 2	3,65	25	25	1,5

Tableau 5 : l'épaisseur et la longueur de chaque voile

III.5. LA DESCENTE DES CHARGES :

III.5.1. Le plancher (terrasse inaccessible)

désignation	Poids volumique (KN /m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Protection lourde en gravier roule	17	0,05	**0,85**
Etanchéité multicouches	10	0,01	**0,1**
Forme de pente	22	0,12	**2,64**
Isolation thermique en liège	4	0,04	**0,16**
Dalle pleine	25	0,25	**6,25**
Enduit de plâtre	10	0,02	**0,2**
		Charges permanentes	**10,2**
		Charges d'exploitation	**2.5**

III.5.2. Le plancher (étage courant)

désignation	Poids volumiques (KN/m^3)	Epaisseur m^2	Poids propre (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Enduit de plâtre	10	0,03	0,3
Lit de sable	18	0,03	0,54
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Dalle pleine	25	0,25	6,25
cloisons	/	/	1
		Charges permanentes	**8.93**
		Charges d'exploitation	**2.5**

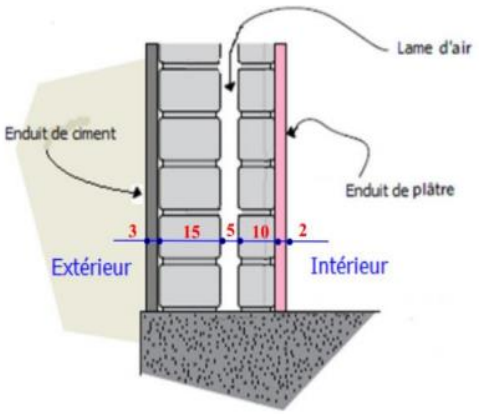
III.5.3. Escalier en étage courant

palier			
désignation	**Poids volumiques (KN/m^3)**	**épaisseurs**	**Poids propres (KN/m^2)**
Revêtements carrelage	22	0,02	0,44
Lit de sable	18	0,02	0,36
Mortier de sable	20	0,02	0,4
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Dalle pleine	**25**	**0.25**	**6.25**
		Charges permanentes	**7.66**
		Charges d'exploitation	**2.5**

volée			
désignation	**Poids volumiques (KN/m^3)**	**épaisseurs**	**Poids propres (KN/m^2)**
Revêtement carrelage	22	0,02	0.44
Lit de sable	18	0,02	0.36
Mortier de sable	20	0,02	0.4
Enduit en plâtre	10	0,02	0.2
Poids propres des marches	22	0.085	1.87
Poids propres de la paillasse	25	0,25/cos(a=31.47°)	7.32
Garde-corps métallique	/	/	0,15
		Charges permanentes	**7.99**
		Charges d'exploitations	**2.5**

III.5.4. . Murs extérieures

Un mur creux ou double mur est un mur composé de deux parois de briques jointoyées par du mortier, ces deux parois sont séparées par un vide que l'on appelle coulisse ou aussi lame d'air.



Désignation	Poids volumiques	Epaisseurs	Poids propres (KN/m^2)
Enduit de ciment (3 cm)	18	0,03	0,54
Panneaux de briques (15+10) cm	9	0,16	1,44
Enduit de plâtre (2cm)	10	0,02	0,2
		La charge permanente avec 30% d'ouvertures	1,526

III.5.5. Les poteaux

III.5.5.1. Le pré-dimensionnement :

Le calcul de la section du poteau se fait au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 (Art B.8.4.1) préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

L'effort normal ultime Nu agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s}\right) \qquad \rightarrow \qquad B_r \geq \alpha\left(\frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0{,}9} + 0{,}85\frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}}\right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2). Elle est calculée en enlevant une bande de 1cm de largeur sur le pourtour de la section réelle.

$B_r = (a-2) \times (b-2)$

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.

$\theta = 1$

$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_{bc}}$ = 24,79 MPA

α

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

Si $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)}$

Si $50 < \lambda < 70$: $\alpha = \frac{0,6}{\left(\frac{50^2}{\lambda}\right)}$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élancement mécanique forfaitairement à λ = 35

Donc :

$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{35}{35}} = 0,708$

D'après l'article 7.4.2 de RPA 2024, Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

• Leur pourcentage minimal sera de :

– 0.8% en zones I et II

– 0.9% en zone III

– 1.0% en zones IV, V et VI

• Leur pourcentage maximal sera de:

– 4% en zone courante

– 8% en zone de recouvrement

• Le diamètre minimum est de : 12 mm

• La longueur minimale des recouvrements est de:

– 50φ en zones I, II et III

– 60φ en zones IV, V et VI

• La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :

– 20 cm en zones I, II et III

– 15cm en zones IV, V et VI

Notre structure est de zone VI donc : $\frac{A_s}{B} = 0,01$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0{,}708\left(\frac{35}{0{,}9 \times 1{,}5} + \frac{0{,}01 \times 500}{1{,}15}\right)}$$

$$B_r \geq 0{,}6 N_u$$

- Calcul de l'effort normal ultime N_u:

Pour pré-dimensionner les poteaux, il est d'abord nécessaire de déterminer les charges qui leur sont transmises. Ces charges peuvent être de trois types:

Surfaciques : correspondant au poids propre de la dalle ainsi qu'à ses charges d'exploitation.

Linéaires : englobant le poids des poutres et les charges qu'elles supportent.

Ponctuelles : provenant des charges exercées par les poteaux des niveaux supérieurs.

$$N_u = 1{,}35\, N_G + 1{,}5 N_Q$$

Avec : NG = (NG /m²) x Surface offerte au poteau.

Et : NQ = (NQ /m²) x Surface offerte au poteau.

- **1_ Calcul des surfaces offertes aux poteaux :**

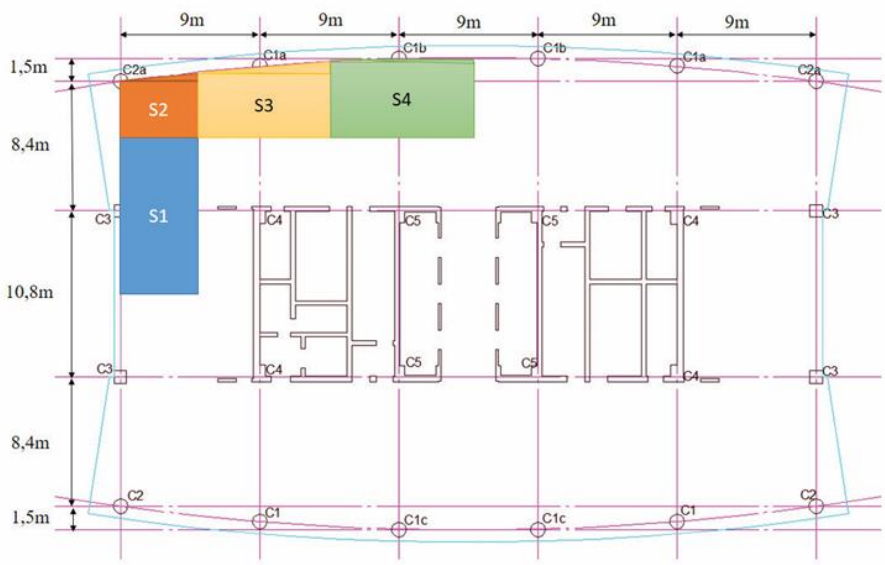


Figure 20: vue en plan d'un étage courant qui montre la surface chargée qui revient aux poteaux

En utilisant la commande « Aire » dans AutoCAD pour calculer la surface chargée revenant à chaque poteau nous aboutissons à :

Poteaux	C3	C2a	C1a	C1b
Surfaces(m2)	S1=43,17	S2=20,16	S3=46,19	S4=50,7

Tableau 6 : la surface chargée qui revient aux poteaux

- **2_Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :**

Pour le plancher terrasse :

Selon art. B.8.1,1 du BAEL91 modifié en 99 et art. B.8.1.1 du CBA93, la majoration des charges revenant aux poteaux d'une structure est répartie de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Pour le plancher terrasse :

/	La charge permanente G (KN)	« G » avec majoration 10 %	La charge d'exploitation Q (KN)
Terrasse accessible	10,2	11,22	2.5

Tableau 7 : la charge permanente et d'exploitation pour le plancher terrasse

Pour les étages courant :

/	La charge permanente G (KN)	« G » avec majoration de 10 %	La charge d'exploitation Q (KN)
Etage courant	8,93	9,823	2,5

Tableau 8 : la charge permanente et d'exploitation pour les étages courant

3_On calcule l'effort normal :

Pour un étage courant :

$$N_{Gec} = 1{,}35 \times G_{ec} \times S_i$$

$$N_{Qec} = 1{,}5 \times Q_{ec} \times S_i$$

Avec : S_i: la surface de chaque poteau

désignation	C3	C2a	C1a	C1b
Surfaces m^2	S1=43,17	S2=20,16	S3=46,19	S4=50,7
N_{Gec}	572,48	267,34	612,53	672,33
N_{Qec}	161,89	75,6	173,21	190,125

Tableau 9 : l'effort normal calculée pour le terrasse

Pour une terrasse accessible :

$$N_{Gter} = 1{,}35 \times G_{ter} \times S_i$$
$$N_{Qter} = 1{,}5 \times Q_{ter} \times S_i$$

désignation	C3	C2a	C1a	C1b
Surfaces m^2	S1=43,17	S2=20,16	S3=46,19	S4=50,7
N_{Gter}	653,89	305,36	699,64	767,95
N_{Qter}	161,89	75,6	173,21	190,125

Tableau 10 : l'effort normal calculée pour les étages courants

- Calcul des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation :

La loi de dégression s'applique généralement aux bâtiments à usage d'habitations et de bureaux élancés (cinq (05) niveaux ou plus).

$$\mathbf{Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_1 \quad pour\ n \geq 5}$$

Sous terrasse …… Q0.

Sous étage 1 ……Q0 +Q1.

Sous étage 2 ……. Q0 +0,95 (Q1 +Q2).

Sous étage 3 ……. Q0 +0,90 (Q1 +Q2 + Q3).

Sous étage 4……. Q0 +0,85 (Q1 +Q2 + Q3 +Q4).

Sous étage 5 ……. Q0 +0,80 (Q1 +Q2 + Q3 +Q4 +Q5).

Sous étage n ……. Q0 + $\frac{3+n}{2n}$(Q1 +Q2 + ….. + Q_n)

Avec :

Q_0: Surcharge d'exploitation à la terrasse.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

(Q1 +Q2 + ⋯ + Q_n) Pour n ≥ 5.

Etage	C_q
21	1
20	1
19	1
18	0,95
17	0,9
16	0,85
15	0,8
14	0,75
13	0,714
12	0,687
11	0,666
10	0,65
09	0,636
08	0,625
07	0,615
06	0,607
05	0,6
04	0,593
03	0,588
02	0,583
01	0,578
RDC	0,575
SS2	0,571

SS1	0,568

Tableau 11 : des coefficients de la règle dégression pour les charges d'exploitation

- Calcul de la section réduite et pré-dimensionnement des poteaux :

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

$$N_u = N_G + C_q . N_Q$$

Pour le poteau C1b :

Etage	C_q	N_G	N_Q	N_u	B_r (cm^2)	a-2	A (cm)	1,2A (cm)	Section (cm^2)
21	1	767,95	190,125	958,07	584,42	24,17	26,17	31,4	/
20	1	1535,9	380,25	1916,15	1168,85	34,18	36,18	43,41	50× 50
19	1	2208,23	570,37	2778,6	1694,94	41,17	43,17	51,8	60× 60
18	0,95	2880,56	760,5	3603,035	2197,85	46,88	48,88	58,65	60× 60
17	0,9	3552,89	950,625	4408,45	2689,15	51,86	53,86	64,63	70× 70
16	0,85	4225,22	1140,75	5194,86	3168,86	56,29	58,29	69,95	70× 70
15	0,8	4897,55	1330,875	5962,25	3636,97	60,31	62,31	74,77	80×80
14	0,75	5569,88	1521	6710,63	4093,48	63,98	65,98	79,17	80×80
13	0,714	6242,21	1711,12	7463,95	4553	67,48	69,48	83,37	90× 90
12	0,687	6914,54	1901,25	8220,7	5014,63	70,81	72,81	87,37	90× 90
11	0,666	7586,87	2091,37	8979,72	5477,63	74,01	76,01	89,9	90× 90
10	0,65	8259,2	2281,5	9742,17	5942,72	77,09	79,09	94,91	100× 100
9	0,636	8931,53	2471,62	10503,58	6407,18	80,04	82,04	98,4	100× 100
8	0.625	9603,86	2661,75	11267,45	6873,14	82,9	84,9	99,88	100× 100
7	0,615	10276,19	2851,87	12030,09	7338,35	85,66	87,66	105,19	110× 110
6	0,607	10948,52	3042	12795,01	7804,95	88,34	90,34	108,4	110× 110
5	0,6	11620,85	3232,12	13560,12	8271,67	90,95	92,95	109,9	110× 110

4	0,593	12293,18	3422,25	14322,57	8736,76	93,47	95,47	114,56	120× 120
3	0,588	12965,51	3612,37	15089,58	9204,64	95,94	97,94	117,53	120× 120
2	0,583	13637,84	3802,5	15854,7	9671,36	98,34	100,34	119,21	120× 120
1	0,578	14310,17	3992,62	16617,9	10136,92	100,68	102,68	120	120× 120
RDC	0,575	14982,5	4182,75	17387,58	10606,42	102,99	104,99	124	125× 125
SS2	0,571	15654,83	4372,87	18151,74	11072,56	105,22	107,22	128,67	130× 130
SS1	0,568	16327,16	4563	18918,944	11540,55	107,43	109,42	131,31	135× 135

Pour le poteau de rive C2a :

Etage	C_q	N_G	N_Q	N_u	B_r (cm^2)	**a-2**	**A (cm)**	**1,2A (cm)**	**Section** (cm^2)
19	1	267,34	75,6	342,94	209,19	14,46	16,46	19,75	40× 40
18	0,95	534,68	151,2	678,32	413,77	20,34	22,34	26,81	40× 40
17	0,9	802,02	226,8	1006,12	613,73	24,77	26,77	32,13	40× 40
16	0,85	1069,36	302,4	1326,4	809,1	28,44	30,44	36,53	40× 40
15	0,8	1336,7	378	1639,1	999,85	31,62	33,62	40	40× 40
14	0,75	1604,04	453,6	1944,24	1185,98	34,44	36,44	43,72	50× 50
13	0,714	1871,38	529,2	2249,23	1372,03	37,04	39,04	46,85	50× 50
12	0,687	2138,72	604,8	2554,22	1558,07	39,47	41,47	49,76	50× 50
11	0,666	2406,06	680,4	2855,12	1741,62	41,73	43,73	52,47	60× 60
10	0,65	2673,4	756	3164,8	1930,53	43,93	45,93	55,12	60× 60
9	0,636	2940,74	831,6	3469,64	2116,48	46	48	57,6	60× 60
8	0.625	3208,08	907,2	3775,08	2302,8	48	50	60	60× 60
7	0,615	3475,42	982,8	4079,84	2488,7	50	52	62,4	65× 65
6	0,607	3742,76	1058,4	4385,21	2718,83	52,14	54,14	63,97	65× 65
5	0,6	4010,1	1134	4690,5	2861,2	53,49	55,49	65	65× 65

4	0,593	4277,44	1209,6	4994,73	3046,78	55,2	57,2	68,64	70× 70
3	0,588	4544,78	1285,2	5300,48	3233,29	56,86	58,86	70	70× 70
2	0,583	4812,12	1360,8	5605,46	3419,33	58,47	60,47	72,57	80× 80
1	0,578	5079,46	1436,4	5909,7	3604,92	60,04	62,04	74,45	80× 80
RDC	0,575	5346,8	1512	6216,2	3791,88	61,58	63,58	76,29	80× 80
SS2	0,571	5614,14	1567,6	6509,24	3970,63	63,01	65,01	78,01	80× 80
SS1	0,568	5881,48	1663,2	6826,17	4163,97	64,53	66,53	79,83	85× 85

Vérification :

Selon l'article 7.41 de RPA 2024, Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Notre structure est de zone VI. Donc :

$$\begin{cases} cond\ 1 : Min\ (b_1; h_1) \geq 30cm \\ cond\ 2 : Min\ (b_1; h_1) \geq \dfrac{l_{cl}}{20} \\ cond\ 3 : \dfrac{1}{4} < \dfrac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

$$Min\ (40; 40) \geq 30cm$$

$$Min\ (40; 40) \geq \frac{4{,}2}{20}$$

$$Min\ (40; 40) \geq \frac{7.2}{20}$$

Les sections de nos poteaux sont des cars c'est-à-dire $\frac{b_1}{h_1} = 1$

Conditions	/
1	Vérifie
2	Vérifie
3	vérifie

CHAPITRE IV :
MODELISATION NUMERIQUE ET ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Dans les zones sismiques, la conception des structures doit impérativement tenir compte des effets potentiellement désastreux des tremblements de terre. Ces événements naturels, résultant de mouvements brusques entre compartiments rocheux en profondeur, peuvent entraîner des secousses principales suivies de répliques secondaires, provoquant des dommages importants aux constructions et mettant en danger les vies humaines. Pour limiter ces risques, une étude dynamique rigoureuse s'impose dès la phase de la conception.

L'objectif de cette étude est de comprendre comment une structure réagit aux sollicitations sismiques, et de s'assurer qu'elle dispose d'une capacité suffisante pour résister aux efforts sismiques induits, sans beaucoup d'endommagements après un séisme faible à modéré, et sans s'effondrer après un séisme majeur. C'est pour ce but précis que la construction parasismique doit être conforme aux normes et règlements parasismiques en vigueur. Il existe plusieurs approches analytiques qui peuvent être employées, allant de méthodes statiques linéaires à des méthodes dynamiques non linéaires. En Algérie, le RPA (Règlement Parasismique Algérien)2024, propose des méthodes de calcul adaptées telles que la méthode statique équivalente, l'analyse modale spectrale et l'analyse temporelle par accélérogrammes.

En parallèle, l'évolution des outils de modélisation numérique, notamment à travers la méthode révolutionnaire des Eléments Finis, a permis d'améliorer considérablement la précision des études structurelles. Grâce aux développement numérique actuel, il est possible de modéliser des structures complexes, de simuler leur comportement face aux séismes, de calculer les distributions de contraintes et de déformations et ainsi de vérifier la stabilité et la résistance de la structure.

Dans cette présente étude, le logiciel **ETABS**, reconnu pour ses performances en ingénierie sismique et spécialement dans le bâtiment, sera utilisé pour la modélisation et l'analyse de la structure étudiée.

IV.2. MODELE NUMERIQUE DE LA STRUCTURE

Le logiciel choisi pour la modélisation numérique de la structure étudiée est le logiciel ETABS par CSI. C'est un outil de référence dans le domaine de l'ingénierie du bâtiment. Il est spécialement conçu pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des structures porteuses. Grâce à une interface graphique intuitive et à une puissance de calcul élevée, ETABS permet aux ingénieurs de représenter fidèlement tous les éléments structuraux tels que les poteaux, poutres, dalles et voiles.

Parmi ses fonctions principales, on trouve :

La modélisation tridimensionnelle des structures avec prise en compte précise de la géométrie,

L'application de charges complexes, telles que les charges permanentes, variables, et les sollicitations dynamiques comme les séismes,

L'analyse des efforts internes et des déformations, permettant d'évaluer le comportement global du bâtiment,

La vérification de la stabilité et de la résistance de la structure en fonction des conditions réelles.

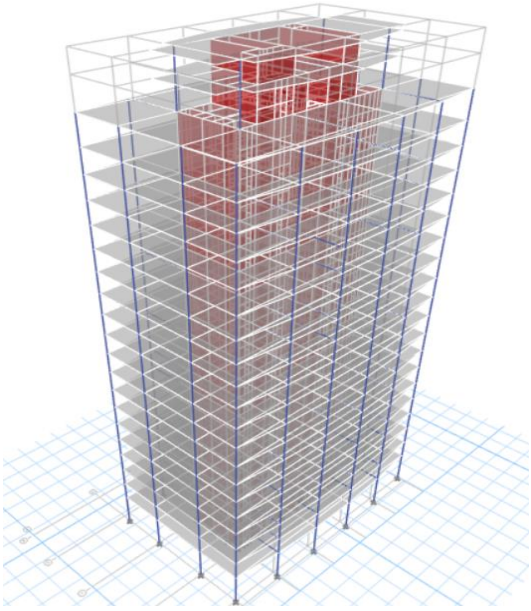


Figure 21:vue en 3D de modèle ETABS

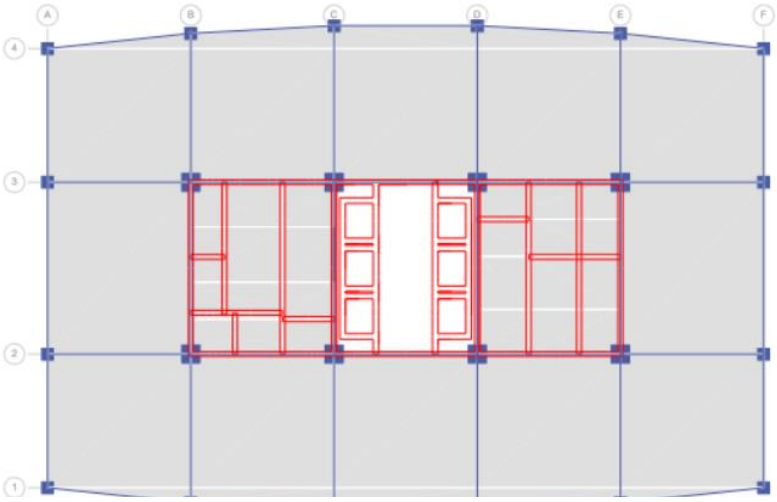


Figure 22:vue en plan de modèle ETABS



Figure 23:vue en élévation de modèle ETABS

IV.3. ANALYSE MODALE

L'analyse modale est une analyse qui se fait sans application de charges, permettant de déterminer les caractéristiques dynamiques vibratoires propres d'une structure, telles que les périodes (ou fréquences) propres, associées aux différents modes propres**.**

Un mode propre est un équivalent de déformation qu'adopte un système, à une certaine fréquence de sollicitation, et est caractérisé par sa période, sa forme de déplacement et sa masse modale ; ainsi les résultats de la réponse à l'excitation sismique de la structure sont conditionnés à la sollicitation sismique elle-même aux différents paramètres modaux.

IV.3.1. Résultats de l'analyse modale

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy	Rz	Sum Rz
1	1,722	0,0002	0,6228	0,0002	0,6228	0,0081	0,0081
2	1,358	0,6515	0,0001	0,6517	0,6229	0,0037	0,0118
3	1,127	0,0022	0,0025	0,6539	0,6254	0,7755	0,7872

4	0,414	0,0012	0,1113	0,6551	0,7368	0,0502	0,8374
5	0,382	0,025	0,104	0,6801	0,8408	0,049	0,8864
6	0,359	0,1617	0,0104	0,8419	0,8512	0,0108	0,8972
7	0,247	0,0006	1,183E-05	0,8425	0,8512	0,0508	0,948
8	0,207	2,201E-06	3,693E-05	0,8425	0,8513	1,949E-05	0,948
9	0,19	0,0023	0,0779	0,8448	0,9292	6,005E-07	0,948
10	0,185	0,0449	0,0007	0,8897	0,9299	0,0101	0,9581
11	0,18	0,0289	0,0122	0,9186	0,9421	0,0205	0,9787
12	0,167	0,0001	8,857E-06	0,9187	0,9421	0	0,9787

Tableau 12 :Résultats de l'analyse modale

IV.3.2. Nombre de mode a considéré :

Selon l'article 4.3.3 de RPA 2024, le nombre de modes de vibration à considérer dans chaque direction d'excitation (x et y) doit être choisi de manière à satisfaire l'une des deux conditions suivantes :

La somme des masses modales effectives des modes retenus doit représenter au moins 90 % de la masse totale de la structure dans la direction concernée ;

Ou bien, tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale doivent être inclus dans l'analyse, afin d'assurer une représentation fidèle de la réponse dynamique globale.

Dans le cas étudié, la somme des masses modale effective atteint les 90% au bout du :

11^{eme} mode suivant le sens X

9^{eme} mode suivant le sens Y

4-2.4. Interprétation des résultats :

La période fondamentale obtenu par le calcule numérique à l'aide du logiciel ETABS est T =1,722s soit une fréquence égale 0,581 HZ.

Le premier mode est de translation en sens Y avec une participation modale supérieure à 60% (condition vérifie).

Le deuxième mode est de translation en sens X avec une participation modale supérieure à 60% (condition vérifie).

Le troisième mode est un mode couplé de torsion.

IV.4. ETUDE SISMIQUE

Les structures, tout au long de leur durée de vie, sont soumises à diverses sollicitations. Cela inclut non seulement des charges permanentes, comme le poids propre des matériaux, les charges d'exploitation mais aussi des charges accidentelles, telles que celles provoquées par le séisme. En effet, les séismes génèrent des forces dynamiques horizontales qui peuvent entraîner des phénomènes complexes comme les mouvements du sol ou la liquéfaction, avec des conséquences graves sur la stabilité, la sécurité et la durabilité des bâtiments.

C'est pourquoi l'étude sismique devient indispensable. Elle permet de comprendre comment une structure répond après un séisme, en prenant en compte ses caractéristiques dynamiques, sa forme, les matériaux utilisés, et les conditions de support. Cette analyse aide à estimer les déplacements, les efforts internes et les risques de rupture, afin de vérifier la résistance de l'ouvrage et sa capacité à résister à un séisme.

IV.4.1. Les méthodes de calcul sismique

Selon le RPA2024, l'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV.4.1.1. La méthode statique équivalente

1.Principe de la méthode :

Lors d'un séisme, au lieu de modéliser les vraies forces dynamiques complexes, on les remplace par des forces statiques imaginaires plus simples, qui produisent les mêmes effets sur la structure. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales

caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

• Une ductilité suffisante

• La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

2. Calcul de la force sismique totale :

Selon l'équation (4.1) de 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 :

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

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

W : poids total de la structure

La valeur de la période fondamentale (T0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T . (H_N)^{3/4}$$

Avec :

H_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau et qui égale 96,75 m.

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table. (4.4)

Et on trouve $C_T = 0{,}05$

Donc :

$T_{empirique} = 0{,}05 \,.\, (96{,}75)^{3/4}$ = 1,54 s

Selon les résultats obtenus de logiciel ETABS :

T_x =1,358s

T_y = 1,722s

D'après le tableau 4.4 de l'article 4.2.5 de RPA 2024 :

T_x =1,358s $< 1{,}3T_{empirique} = 2s$ vérifiée

T_y = 1,722s $< 1{,}3T_{empirique} = 2s$ vérifiée

Facteur de qualité :

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

Selon l'équation 3.23 de l'article 3.8 de RPA 2024, la valeur Q_F est détermine par :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=0}^{q=i} P_q$$

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) de RPA 2024

Calcul les valeurs de pondérations P_q:

Régularité en plan :

$0{,}25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{45}{27{,}6} = 1{,}63 \leq 4$ Limites de décrochements vérifiées

$\frac{4{,}2+4{,}2}{27} = 0{,}311 \geq 0{,}25$ Limites de décrochements non vérifiées

La structure n'est pas régulière en plan, donc P_q= 0,05.

Régularité en élévation :

$\frac{B'}{B} = \frac{27}{45} = 0{,}6 \leq 0{,}67$ Limites des décrochements en élévation non verifie

La structure n'est pas régulière en élévation, donc P_q= 0,2.

Redondance en plan :

Chaque étage a, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales, donc la critère de redondance en plan est vérifie P_q = 0

- **Tableau récapitulatif :**

Critère	résultat	P_q
Régularité en plan	Non observe	0,05
Régularité en élévation	Non observe	0,2
Redondance en plan	observe	0

Donc Q = 2,5

Selon l'article 3.1 de RPA 2024, notre structure étudiée est située à Alger, zone sismique VI.

Selon l'article 3.4 de RPA 2024, notre structure étudiée est Groupe 1B : Bâtiments de grande importance son le coefficient d'importance I = 1,2

Selon le tableau de 3.17 de l'article 3.6 de RPA 2024, la structure étant contreventée par noyau central, le coefficient de comportement global de la structure est R= 3

Selon le tableau 3.2 de l'article 3.3 de RPA 2024, le coefficient d'accélération A= 0,3

Le spectre, selon la zone sismique, est de type 1 donc :

Spectre type 1	S	T_1	T_2	T_3
s_2	1,2	0,1	0,5	2

Donc :

$T_2 < T_x < T_3$ $\quad \frac{S_{ad}}{g}(T_x) = A.S.I.(2{,}5.\frac{Q_F}{R}).\frac{T_2}{T} = 0{,}3 .1{,}2 .1{,}2.\left(2{,}5.\frac{1{,}25}{3}\right)\frac{0{,}5}{1{,}358} = 0{,}165$

$T_2 < T_y < T_3$ $\quad \frac{S_{ad}}{g}(T_y) = A.S.I.(2{,}5.\frac{Q_F}{R}).\frac{T_2}{T} = 0{,}3 .1{,}2 .1{,}2.\left(2{,}5.\frac{1{,}25}{3}\right)\frac{0{,}5}{1{,}722} = 0{,}13$

le coefficient de correction $\lambda = 1$

Poids sismique total du bâtiment :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \text{ : n étant le nombre de niveaux}$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \psi . W_{Qi}$$

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

Selon le tableau 4.2 de l'article 4.2.3 de RPA 2024, notre structure étudiée est de type d'ouvrage bureaux donc : Ψ = 0,3

Le poids total est calculé à l'aide du logiciel ETABS et est indiqué dans le tableau ci-dessous :

Type de charge	Poids propre (KN)
$\boldsymbol{W_G}$	310017,1514
$\boldsymbol{W_Q}$	90868,8628
$\boldsymbol{W = W_G + \Psi . W_Q}$	337277,8102

Tableau 13 : Le poids total est calculé à l'aide du logiciel ETABS

Donc :

$V_x = \lambda . \frac{S_{ad}}{g} (T_x) . W = 55650,84$ KN

$V_y = \lambda . \frac{S_{ad}}{g} (T_y) . W = 43846,11$ KN

IV.4.1.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

1. Principe de la méthode :

La méthode modale spectrale constitue une démarche d'analyse dynamique linéaire qui s'avère être à même d'évaluer la réponse sismique d'une structure en décomposant sa réponse en un système d'éléments dont chacun se caractérise par un mode propre de vibration.

Au moyen d'un spectre de réponse, chaque mode est ainsi doté d'une certaine valeur d'accélération correspondant à la phase harmonique, ce nom donné à la modélisation du comportement que l'on suppose linéaire dans un cadre dynamique.

Il s'avère possible ainsi de calculer en un degrés de liberté modal les réponses en efforts internes équivalents à l'effort du séisme et en déplacements ; tandis que ces réponses modal sont calculées séparément, elles sont ensuite rassemblées, sur la base d'un mode de couplage statistique (CQC ou SRSS), pour ramener la réponse portée par la sollicitation, en tenant compte des contributions respectives des

différents modes, qui tiennent compte de leurs contributions respectives et effectives selon le mode considéré, et ce selon sa direction. Une méthode plus fine que l'approche statique équivalente particulièrement réservée pour les structures irrégulières, élancées et particulièrement lorsqu'on a des interactions complexes de masses et raideurs.

2.Paramètres utilisés dans la construction du spectre de calcul:

La zone sismique est une zone VI.

Le groupe d'usage 1B ;

L'amortissement critique ξ=10% ;

Le site S2 ;

Le facteur de qualité Q=1,25;

Le coefficient de comportement R=3.

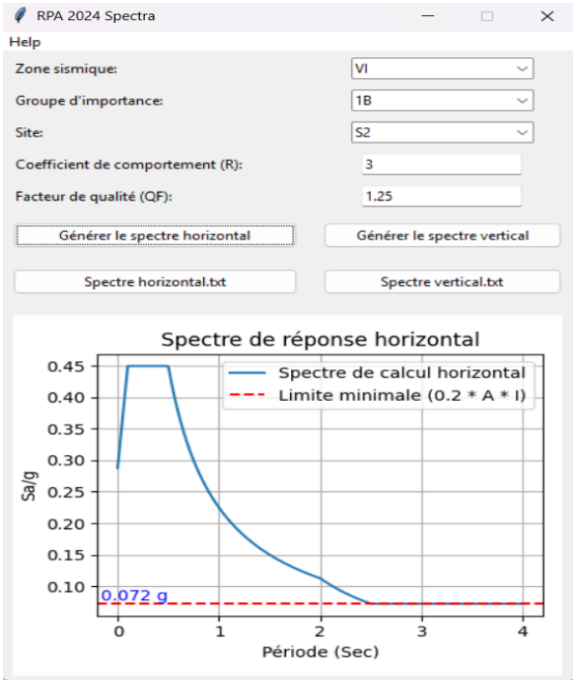


Figure 24:représentation de spectre de réponse de calcul horizontal

Dans notre étude, nous avons utilisé le spectre de réponse horizontal parce que les forces sismiques horizontales dominent et que les bâtiments y sont plus sensibles.

3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y notées successivement Rx et Ry obtenues par la méthode numérique sont :

Output Case	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
E_x	48137,4306	5319,7508	0,005	82472,7677	2042818,7268	1008283,7839
E_y	5319,7675	44080,4168	0,0026	1679594,7247	48984,3025	1607638,0656

Tableau 14 : Les forces sismiques suivant les deux directions X et Y

Donc : R_x =48137,4306 KN

$R_y = 44080{,}4168$ KN

Selon l'article 4.3.5 de RPA 2024, La résultante des forces sismiques à la base, Vt, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques.

On a:

$0{,}8.V_x = 0{,}8 \times 55650,\ 84 = 44520{,}672$ KN

$0{,}8.V_y = 0{,}8 \times 43846,\ 11 = 35076{,}888$ KN

D'où:

R_x =48137, 4306 KN $> 0{,}8.V_x = 0{,}8 \times 55650,\ 84 = 44520{,}672$ KN condition vérifiée

$R_y = 44080{,}4168$ KN $> 0{,}8.V_y = 0{,}8 \times 43846,\ 11 = 35076{,}888$ KN condition vérifiée

IV.4.2. Justification de sécurité

IV.4.2.1. Justification de déplacements horizontaux :

Selon l'article 4.5.2 de RPA2024, Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon l'équation :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F}.\ \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ_{ek} : Déplacement élastique dG aux forces sismiques F; (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Suivant X :

Tableau 15 : Le déplacement horizontal suivant X

Story		Ux (mm)	Uy (mm)	(mm)	δek(m)	δk=(R/Q)
TER 2	3,65	9,026	174,758	174,990935	0,174990935	0,41997824
TER 1	5,25	8,728	166,26	166,488935	0,166488935	0,39957344
ETAGE 19	5,05	8,289	153,916	154,139037	0,154139037	0,36993369
ETAGE 18	4,2	7,817	142,6	142,814094	0,142814094	0,34275383
ETAGE 17	4,2	7,388	132,867	133,072244	0,133072244	0,31937339
ETAGE 16	4,2	6,947	123,207	123,402697	0,123402697	0,29616647
ETAGE 15	4,2	6,532	113,606	113,79363	0,11379363	0,27310471
ETAGE 14	4,2	6,147	104,138	104,319263	0,104319263	0,25036623
ETAGE 13	4,2	5,821	94,92	95,0983199	0,09509832	0,22823597
ETAGE 12	4,2	5,521	85,893	86,0702555	0,086070256	0,20656861
ETAGE 11	4,2	5,247	77,053	77,2314432	0,077231443	0,18535546
ETAGE 10	4,2	4,996	68,546	68,7278265	0,068727826	0,16494678
ETAGE 9	4,2	4,734	60,323	60,5084712	0,060508471	0,14522033
ETAGE 8	4,2	4,456	52,397	52,5861345	0,052586135	0,12620672
ETAGE 7	4,2	4,137	44,815	45,005544	0,045005544	0,10801331
ETAGE 6	4,2	3,775	37,653	37,8417631	0,037841763	0,09082023
ETAGE 5	4,2	3,361	30,874	31,0564035	0,031056403	0,07453537
ETAGE 4	4,2	2,889	24,554	24,7233743	0,024723374	0,0593361
ETAGE 3	4,2	2,366	18,751	18,8996814	0,018899681	0,04535924
ETAGE 2	4,2	1,771	13,399	13,5155334	0,013515533	0,03243728
ETAGE 1	4,2	1,066	8,562	8,62810524	0,008628105	0,02070745

RDC	7,2	0,337	4,262	4,27530268	0,004275303	0,01026073

Suivant Y :

Tableau 16 : Le déplacement horizontal suivant Y

Story		Ux (mm)	Uy (mm)	(mm)	δek(m)	
Ter 2	3,65	130,158	15,318	131,056271	0,131056271	0,31453505
Ter 1	5,25	125,087	14,788	125,958098	0,125958098	0,30229944
etage 19	5,05	117,375	14,005	118,207574	0,118207574	0,28369818
etage 18	4,2	110,757	13,375	111,561659	0,111561659	0,26774798
etage 17	4,2	104,45	12,724	105,222159	0,105222159	0,25253318
etage 16	4,2	98,042	12,051	98,7798581	0,098779858	0,23707166
etage 15	4,2	91,529	11,351	92,2301634	0,092230163	0,22135239
etage 14	4,2	84,997	10,63	85,6591321	0,085659132	0,20558192
etage 13	4,2	78,487	9,906	79,1096581	0,079109658	0,18986318
etage 12	4,2	72,007	9,167	72,5881667	0,072588167	0,1742116
etage 11	4,2	65,524	8,418	66,0625257	0,066062526	0,15855006
etage 10	4,2	59,114	7,702	59,6136377	0,059613638	0,14307273
etage 9	4,2	52,772	7,01	53,2355528	0,053235553	0,12776533
etage 8	4,2	46,487	6,331	46,9161244	0,046916124	0,1125987
etage 7	4,2	40,312	5,657	40,7069895	0,040706989	0,09769677
etage 6	4,2	34,268	5,017	34,6333093	0,034633309	0,08311994
etage 5	4,2	28,329	4,373	28,6645316	0,028664532	0,06879488
etage 4	4,2	22,573	3,715	22,8766596	0,02287666	0,05490398
etage 3	4,2	17,055	3,061	17,3275141	0,017327514	0,04158603
etage 2	4,2	11,699	2,394	11,9414336	0,011941434	0,02865944
etage 1	4,2	6,708	1,73	6,92749334	0,006927493	0,01662598
RDC	7,2	2,46	1,068	2,68183221	0,002681832	0,0064364

IV.4.2.2. Vérification des déplacements inter-étages :

Selon l'article 5.10.1 de RPA2024, les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta k}$,

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

Dans notre modèle, le type de structure est : Bâtiment en béton armé.

Donc : $\overline{\Delta k} = \mathbf{0{,}015 * hk}$

Suivant X :

Tableau 17 : les déplacements relatifs latéraux suivant X

Story	Δk (m)	0,015*hk	CONDITION
TER 2	0,01223561	0,05475	Vérifiée
TER 1	0,01860126	0,07875	Vérifiée
ETAGE 19	0,0159502	0,07575	Vérifiée
ETAGE 18	0,0152148	0,063	Vérifiée
ETAGE 17	0,01546152	0,063	Vérifiée
ETAGE 16	0,01571927	0,063	Vérifiée
ETAGE 15	0,01577048	0,063	Vérifiée
ETAGE 14	0,01571874	0,063	Vérifiée
ETAGE 13	0,01565158	0,063	Vérifiée
ETAGE 12	0,01566154	0,063	Vérifiée
ETAGE 11	0,01547733	0,063	Vérifiée
ETAGE 10	0,0153074	0,063	Vérifiée
ETAGE 9	0,01516663	0,063	Vérifiée
ETAGE 8	0,01490192	0,063	Vérifiée
ETAGE 7	0,01457683	0,063	Vérifiée
ETAGE 6	0,01432507	0,063	Vérifiée
ETAGE 5	0,01389089	0,063	Vérifiée

ETAGE 4	0,01331795	0,063	Vérifiée
ETAGE 3	0,01292659	0,063	Vérifiée
ETAGE 2	0,01203346	0,063	Vérifiée
ETAGE 1	0,01018959	0,063	Vérifiée
RDC	0,0064364	0,108	Vérifiée

Story	Δk (m)	0,015*hk	condition
Ter 2	0,0204048	0,05475	Vérifiée
Ter 1	0,02963976	0,07875	Vérifiée
ETAGE 19	0,02717986	0,07575	Vérifiée
ETAGE 18	0,02338044	0,063	Vérifiée
ETAGE 17	0,02320691	0,063	Vérifiée
ETAGE 16	0,02306176	0,063	Vérifiée
ETAGE 15	0,02273848	0,063	Vérifiée
ETAGE 14	0,02213026	0,063	Vérifiée
ETAGE 13	0,02166735	0,063	Vérifiée
ETAGE 12	0,02121315	0,063	Vérifiée
ETAGE 11	0,02040868	0,063	Vérifiée
ETAGE 10	0,01972645	0,063	Vérifiée
ETAGE 9	0,01901361	0,063	Vérifiée
ETAGE 8	0,01819342	0,063	Vérifiée
ETAGE 7	0,01719307	0,063	Vérifiée
ETAGE 6	0,01628486	0,063	Vérifiée
ETAGE 5	0,01519927	0,063	Vérifiée

ETAGE 4	0,01397686	0,063	Vérifiée
ETAGE 3	0,01292196	0,063	Vérifiée
ETAGE 2	0,01172983	0,063	Vérifiée
ETAGE 1	0,01044673	0,063	Vérifiée
RDC	0,01026073	0,108	Vérifiée

Tableau 18 : les déplacements relatifs latéraux suivant Y

IV.4.3. Vérification de limitation des dommages :

La vérification des limitations des dommages vise à s'assurer que, lors d'un séisme de faible à moyenne intensité, la structure ne subisse pas de dommages importants qui compromettraient son usage immédiat ou nécessiteraient des réparations coûteuses. Cette vérification permet de garantir la sécurité des occupants, de limiter les interruptions d'activité après le séisme, et de préserver la durabilité de l'ouvrage en contrôlant les déplacements et les déformations au sein de la structure.

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calcules selon l'article 5.10.2 ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composes de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$\mathbf{vA * \Delta k \leq 0{,}005 * hk}$$

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$\mathbf{vA * \Delta k \leq 0{,}0075 * hk}$$

Le coefficient réducteur VA est égal à 0.5.

Suivant X :

Story		Δk (m)	vA*Δk	0,005*hk	condition	0,0075*hk	condition
TER 2	3,65	0,01223561	0,00611781	0,01825	Vérifiée	0,027375	Vérifiée
TER 1	5,25	0,01860126	0,00930063	0,02625	Vérifiée	0,039375	Vérifiée
ETAGE 19	5,05	0,0159502	0,0079751	0,02525	Vérifiée	0,037875	Vérifiée
ETAGE 18	4,2	0,0152148	0,0076074	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 17	4,2	0,01546152	0,00773076	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 16	4,2	0,01571927	0,00785963	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 15	4,2	0,01577048	0,00788524	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 14	4,2	0,01571874	0,00785937	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 13	4,2	0,01565158	0,00782579	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 12	4,2	0,01566154	0,00783077	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 11	4,2	0,01547733	0,00773867	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 10	4,2	0,0153074	0,0076537	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 9	4,2	0,01516663	0,00758331	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 8	4,2	0,01490192	0,00745096	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 7	4,2	0,01457683	0,00728842	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 6	4,2	0,01432507	0,00716253	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 5	4,2	0,01389089	0,00694545	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 4	4,2	0,01331795	0,00665897	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 3	4,2	0,01292659	0,0064633	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 2	4,2	0,01203346	0,00601673	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,01018959	0,00509479	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
RDC	7,2	0,0064364	0,0032182	0,036	Vérifiée	0,054	Vérifiée

Tableau 19 : La vérification des limitations des dommages suivant X

Suivant Y :

Story		Δk (m)	vA*Δk	0,005*hk		0,0075*hk	
TER 2	3,65	0,0204048	0,0102024	0,01825	Vérifiée	0,027375	Vérifiée
TER 1	5,25	0,02963976	0,01481988	0,02625	Vérifiée	0,039375	Vérifiée
ETAGE 19	5,05	0,02717986	0,01358993	0,02525	Vérifiée	0,037875	Vérifiée
ETAGE 18	4,2	0,02338044	0,01169022	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 17	4,2	0,02320691	0,01160346	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 16	4,2	0,02306176	0,01153088	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 15	4,2	0,02273848	0,01136924	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 14	4,2	0,02213026	0,01106513	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 13	4,2	0,02166735	0,01083368	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 12	4,2	0,02121315	0,01060657	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 11	4,2	0,02040868	0,01020434	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 10	4,2	0,01972645	0,00986323	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 9	4,2	0,01901361	0,0095068	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 8	4,2	0,01819342	0,00909671	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 7	4,2	0,01719307	0,00859654	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 6	4,2	0,01628486	0,00814243	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 5	4,2	0,01519927	0,00759964	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 4	4,2	0,01397686	0,00698843	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 3	4,2	0,01292196	0,00646098	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 2	4,2	0,01172983	0,00586491	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	0,01044673	0,00522336	0,021	Vérifiée	0,0315	Vérifiée
RDC	7,2	0,01026073	0,00513036	0,036	Vérifiée	0,054	Vérifiée

Tableau 20 : La vérification des limitations des dommages suivant Y

IV.4.4. Vérification effet P-Delta :

L'effet P-Δ (ou effet P-Delta) est un effet de second ordre qu'il ne faut pas négliger lors de l'analyse des structures, notamment dans les bâtiments de moyenne ou de grande hauteur. Il est l'expression d'une interaction due à une charge axiale verticale (P), souvent liée à un poids propre ou à des charges permanentes, et à un déplacement latéral (Δ) de la structure dus à des efforts horizontaux (vent ou séismes) qui engendrent un moment supplémentaire aux sollicitations habituelles et influencent ainsi considérablement le comportement structurel.

Cela devient la contrainte principale dans les bâtiments où la structure est souple ou élancée ou soumise à des charges importantes et à des déplacements latéraux significatifs. En effet, lorsqu'il n'est pas pris en compte, l'effet P-Δ peut entraîner une mauvaise évaluation des efforts internes, une amplification des déplacements ou encore une perte de stabilité globale de la structure qui pourra être à l'origine d'un effondrement évolutif ou brutal. Alors qu'uniquement une vérification a posteriori dans les phases de calcul, le calcul direct de l'effet P-Δ permet d'envisager ses conséquences dès la conception, en intégrant, dès l'amorce du projet, les dimensions, les rigidités et les systèmes de contreventement.

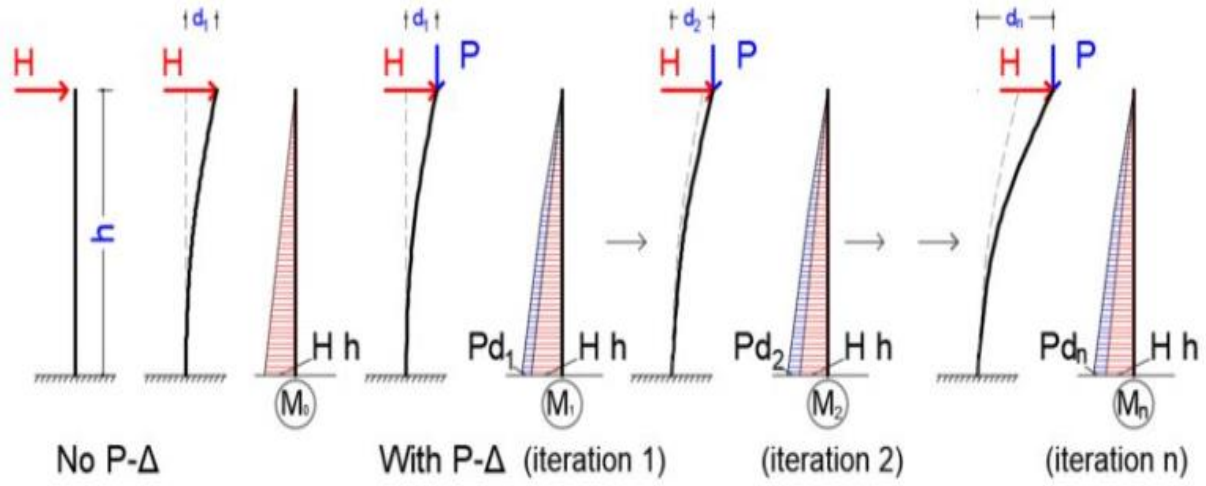


Figure 25:effet P-delta

Le **RPA 2024** stipule que l'effet P-Δ peut être négligé si, à tous les niveaux de la structure, le paramètre θ_k vérifie la condition suivante :

$$\theta_k = \frac{P_k . \Delta_k}{V_k . h_k} \leq 0{,}1$$

Avec :

P_k: poids total au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^{n} G_k + \Psi . Q_k$$

Δ_k: déplacement relatif entre les niveaux k et k-1

V_k: effort tranchant au niveau k

h_k: hauteur de l'étage k

Selon la valeur de θ_k, ii convient de considerer 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 calcules au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur ($\frac{1}{1-\theta_k}$).

• Si ($\theta_k > 0.20$), la structure est potentiellement instable et doit etre redimensionnée.

Suivant X :

Tableau 21 : Vérification effet P-Delta suivant X

Story	Pk (KN)		Δk (m)	Vx (KN)	Vy (KN)	Vk (KN)	Teta	
TER 2	3,65	4908,3328	0,0204048	2403,8787	361,8763	2430,96427	0,011287425	Vérifiée
TER 1	5,25	11560,4807	0,02963976	5272,1864	763,2942	5327,15379	0,01225169	Vérifiée
ETAGE 19	5,05	25939,418	0,02717986	9603,3095	1415,3509	9707,04752	0,01438232	Vérifiée
ETAGE 18	4,2	42551,8184	0,02338044	14826,956	1897,6658	14947,9015	0,015846789	Vérifiée
ETAGE 17	4,2	57406,3612	0,02320691	18391,4908	2197,3456	18522,2909	0,017125112	Vérifiée
ETAGE 16	4,2	72254,4553	0,02306176	21006,9879	2319,2708	21134,6293	0,018772113	Vérifiée
ETAGE 15	4,2	87227,2506	0,02273848	22982,0961	2304,1811	23097,3157	0,02044574	Vérifiée
ETAGE 14	4,2	102331,863	0,02213026	24516,73	2188,6171	24614,2255	0,021905946	Vérifiée
ETAGE 13	4,2	112616,43	0,02166735	25033,6822	2083,2065	25120,2109	0,02312784	Vérifiée
ETAGE 12	4,2	132790,571	0,02121315	26994,0793	1850,7774	27057,4517	0,024787699	Vérifiée
ETAGE 11	4,2	141847,113	0,02040868	27434,9511	1654,6118	27484,8009	0,025078037	Vérifiée
ETAGE 10	4,2	163734,174	0,01972645	29491,6182	1773,9708	29544,9237	0,026028921	Vérifiée
ETAGE 9	4,2	179278,809	0,01901361	30911,6658	1947,8617	30972,9761	0,026203618	Vérifiée
ETAGE 8	4,2	194823,392	0,01819342	32474,9329	2247,2687	32552,5956	0,025925101	Vérifiée
ETAGE 7	4,2	210625,987	0,01719307	34209,3055	2633,4639	34310,519	0,025129793	Vérifiée
ETAGE 6	4,2	226428,581	0,01628486	36115,0541	3070,3321	36245,3317	0,024222222	Vérifiée
ETAGE 5	4,2	242231,416	0,01519927	38127,0687	3523,2439	38289,5105	0,022894127	Vérifiée
ETAGE 4	4,2	258782,157	0,01397686	40162,9887	3969,3123	40358,6558	0,021338213	Vérifiée
ETAGE 3	4,2	274867,686	0,01292196	42087,1011	4385,8817	42315,0096	0,019985186	Vérifiée
ETAGE 2	4,2	290596,082	0,01172983	43652,6999	4721,7211	43907,3212	0,018483965	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	309315,723	0,01044673	44892,8479	5022,9474	45172,9764	0,017031551	Vérifiée
RDC	7,2	335331,194	0,01026073	45735,5192	5294,7092	46040,9781	0,010379466	Vérifiée

Suivant Y :

Story		Pk (KN)	Δk (m)	Vx (KN)	Vy (KN)	Vk (KN)	Teta	
TER 2	3,65	4908,3328	0,0204048	391,6319	2628,606	2657,62019	0,010324774	Vérifiée
TER 1	5,25	11560,4807	0,02963976	851,231	5638,5955	5702,4866	0,011445294	Vérifiée
ETAGE 19	5,05	25939,418	0,02717986	1533,3674	10444,1292	10556,0907	0,013225527	Vérifiée
ETAGE 18	4,2	42551,8184	0,02338044	2264,4794	14975,2082	15145,4524	0,01564009	Vérifiée
ETAGE 17	4,2	57406,3612	0,02320691	2704,8405	17883,53	18086,9237	0,017537327	Vérifiée
ETAGE 16	4,2	72254,4553	0,02306176	2939,1468	19676,008	19894,3176	0,019942461	Vérifiée
ETAGE 15	4,2	87227,2506	0,02273848	3001,626	20707,0776	20923,4993	0,02256992	Vérifiée
ETAGE 14	4,2	102331,863	0,02213026	2918,2783	21257,8869	21457,2623	0,025128923	Vérifiée
ETAGE 13	4,2	112616,43	0,02166735	2600,8371	21192,2258	21351,2245	0,02721044	Vérifiée
ETAGE 12	4,2	132790,571	0,02121315	2455,9569	22056,274	22192,5877	0,03022144	Vérifiée
ETAGE 11	4,2	141847,113	0,02040868	2228,6929	22372,1911	22482,927	0,030657256	Vérifiée
ETAGE 10	4,2	163734,174	0,01972645	1932,6326	23800,5478	23878,8849	0,032205126	Vérifiée
ETAGE 9	4,2	179278,809	0,01901361	1840,498	25247,6862	25314,6813	0,032060607	Vérifiée
ETAGE 8	4,2	194823,392	0,01819342	1964,7858	27055,6702	27126,9179	0,031110403	Vérifiée
ETAGE 7	4,2	210625,987	0,01719307	2299,9455	29194,0175	29284,4738	0,029442777	Vérifiée
ETAGE 6	4,2	226428,581	0,01628486	2779,898	31609,9707	31731,9725	0,027667441	Vérifiée
ETAGE 5	4,2	242231,416	0,01519927	3324,576	34193,9607	34355,1998	0,025515932	Vérifiée
ETAGE 4	4,2	258782,157	0,01397686	3875,938	36844,563	37047,8706	0,023245104	Vérifiée
ETAGE 3	4,2	274867,686	0,01292196	4385,2152	39413,5933	39656,7958	0,021324802	Vérifiée
ETAGE 2	4,2	290596,082	0,01172983	4789,3424	41623,4149	41898,0485	0,019370387	Vérifiée
ETAGE 1	4,2	309315,723	0,01044673	5092,7393	43521,7361	43818,689	0,017557939	Vérifiée
RDC	7,2	335331,194	0,01026073	5294,7046	44950,9531	45261,7066	0,01055817	Vérifiée

Tableau 22 : IV.4.4. Vérification effet P-Delta suivant Y

IV.4.5. Conclusion

L'étude dynamique réalisée sur la structure du projet El Medina a permis de vérifier sa stabilité et son bon comportement face aux actions sismiques, conformément aux exigences du RPA 2024.
Les différentes vérifications effectuées, notamment l'analyse modale, les déplacements et l'effet P-Δ, ont toutes donné des résultats satisfaisants.

Ces conclusions valident le comportement global de la structure et permettent de poursuivre l'étude avec le dimensionnement et le ferraillage des éléments porteurs.

CHAPITRE V :
ÉTUDE DES ÉLEMENTS STRUCTURAUX

V.1. INTRODUCTION

L'étude des éléments de structure est l'étape principale dans tout projet de construction. En effet, ces éléments, à l'instar des poteaux, poutres, dalles ou voiles, permettent de transférer les charges vers les fondations afin de garantir la stabilité de l'ouvrage. Il est donc primordial de les dimensionner convenablement, de manière à ce qu'ils remplissent leur rôle en toute sécurité et durabilité et dans les meilleures performances mécaniques possibles.

En parallèle, l'armature est la mise en œuvre concrète du dimensionnement d'ouvrage en béton armé sur un chantier. Elle correspond à la disposition dans le béton disposé de barres en acier (et cages d'armatures) de manière à ce que chaque élément résiste efficacement à tous les types d'actions qu'il doit supporter, entre autres : des efforts tranchants dus à des chargements ponctuels, en traction ou en compression associés à la flexion ou au cisaillement, etc. En zone à risque sismique l'armature, placée dans le béton armé sous toutes ses formes, est essentielle gamme pour que l'ouvrage résiste convenablement à la sollicitation imposée par terre lors d'un séisme.

Ce chapitre présente les principes et les calculs de ferraillage adoptés pour les éléments principaux de la structure, conformément aux exigences du RPA 2024, en tenant compte des efforts obtenus à partir du modèle numérique.

V.2. ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui supportent les charges verticales et participent à la stabilité de toute la structure. Ils sont dimensionnés sous flexion composée (effort axial, moment fléchissant) et effort tranchant.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont données par le BAEL91 ainsi que par le RPA2024 et sont :

1,35G + 1,5Q : pour les charges gravitaires

Et $\mathbf{G + \psi . Q \pm E}$: en cas de séisme, où E est l'action sismique.

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.

V.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 les différentes sections des poteaux.

Le signe (-) indique une compression.

Pour les poteaux de rive :

poteau	Nd (KN)	Vu (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)	Combinaison
40*40	-658,536	110,16	233,39	44,88	G+0,3Q-0,3Ex-Ey
50*50	-1281,9	163,26	334,69	230,82	G+0,3Q-0,3Ex-Ey
60*60	-2056,11	225,7	460,79	164,43	G+0,3Q+0,3Ex-Ey
65*65	-3518,19	160,05	339,68	281,74	G+0,3Q+0,3Ex-Ey
70*70	-4027,42	152,07	320,26	278,66	G+0,3Q-Ex-0,3Ey
80*80	-3639,84	103,37	239,44	512,07	G+0,3Q+Ex+0,3Ey

Tableau 23 : Les sollicitations extrêmes sur les poteaux de rive

Pour les poteaux intérieurs :

Poteau	Nd (KN)	Vu (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)	Combinaison
50*50	-251,04	105,31	-180,82	166,49	G+0,3Q+Ex-0,3Ey
60*60	61,22	-75,84	415,61	-122,19	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
70*70	1513,94	408,79	66,88	654,61	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
80*80	1357,35	313,63	506,03	486,95	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
90*90	2633,95	321,98	574,62	444,84	G+0,3Q-Ex+0,3Ey
100*100	3727,08	614,07	607,74	1033,11	G+0,3Q+Ex-0,3Ey
110*110	5741,65	646,22	308,14	1099,81	G+0,3Q-Ex+0,3Ey
120*120	8839,19	646,23	574,29	1155,6	G+0,3Q-Ex+0,3Ey

125*125	8811,05	597,66	2587,88	1424,59	G+0,3Q+0,3Ex+Ey

Tableau 24 : Les sollicitations extrêmes sur les poteaux intérieurs

V.2.2. Vérification spécifiques sous sollicitation normales :

Outre les vérifications prescrites par l'article 7.4.3 du RPA 2024 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante:

$$v = \frac{N_d}{b_c * f_{c28}} < 0{,}35$$

Où :

Nd: effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton

b_c: aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Résistance caracteristique du béton a 28 jours

Pour les poteaux de rive :

Poteau	N_d	$b_c(m^2)$	f_{c28}	v	Condition
40*40	658,536	0,16	35000	0,117	Vérifiée
50*50	1281,9	0,25	35000	0,146	Vérifiée
60*60	2056,11	0,36	35000	0,163	Vérifiée
65*65	3518,19	0,4225	35000	0,238	Vérifiée
70*70	4027,42	0,49	35000	0,235	Vérifiée
80*80	3639,84	0,64	35000	0,162	Vérifiée

Tableau 25 : Vérification spécifiques sous sollicitation normales pour les poteaux de rive

Pour les poteaux intérieurs :

Poteau	N_d	$b_c(m^2)$	f_{c28}	v	Condition
50*50	251,04	0,25	35000	0,028	Vérifiée
60*60	61,22	0,36	35000	0,0048	Vérifiée

70*70	1513,94	0,49	35000	0,088	Vérifiée
80*80	1357,94	0,64	35000	0,06	Vérifiée
90*90	2633,95	0,81	35000	0,092	Vérifiée
100*100	3727,08	1	35000	0,1	Vérifiée
110*110	5741,65	1,21	35000	0,135	Vérifiée
120*120	8839,19	1,44	35000	0,175	Vérifiée
125*125	8811,05	1,69	35000	0,15	Vérifiée

Tableau 26 : Vérification spécifiques sous sollicitation normales pour les poteaux intérieurs

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangents :

Selon l'équation 7.6 de RPA2024, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_u, sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, $\bar{\tau}_{bu}$:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a \cdot f_{c28}$$

Où: ρ_a est egal a 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5; ρ_a est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Avec :

λ_g: l'élancement géométrique d'un poteau qui égale $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \; ou \; \frac{l_f}{b})$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : Longueur de flambement du poteau

Pour les poteaux de rive :

Poteau	V (KN)	τ_u	λ_g	ρ_a	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40*40	110,16	0,688	10,5	0,075	2,625	Vérifiée
50*50	163,26	0,653	8,4	0,075	2,625	Vérifiée

60*60	225,7	0,627	7	0,075	2,625	Vérifiée
65*65	160,05	0,379	6,46	0,075	2,625	Vérifiée
70*70	152,07	0,31	6	0,075	2,625	Vérifiée
80*80	103,37	0,161	5,25	0,075	2,625	Vérifiée

Tableau 27 : Vérification spécifique sous sollicitations tangents pour les poteaux de rive

- Pour les poteaux intérieurs :

Poteau	V (KN)	τ_u	λ_g	ρ_a	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
50*50	105,31	0,42	6,4	0,075	2,625	Vérifiée
60*60	75,84	0,21	8,41	0,075	2,625	Vérifiée
70*70	408,79	0,83	6	0,075	2,625	Vérifiée
80*80	313,63	0,49	5,25	0,075	2,625	Vérifiée
90*90	321,98	0,4	4,66	0,04	1,4	Vérifiée
100*100	614,07	0,61	4,2	0,04	1,4	Vérifiée
110*110	646,22	0,53	3,81	0,04	1,4	Vérifiée
120*120	646,23	0,45	3,5	0,04	1,4	Vérifiée
125*125	597,66	0,38	5,54	0,075	2,625	Vérifiée

Tableau 28 : Vérification spécifique sous sollicitations tangents pour les poteaux interieurs

V.2.4. Calcul de ferraillage de poteaux par logiciel SOCOTEC :

Après avoir déterminé les sollicitations agissant sur les poteaux à partir des différentes combinaisons de charges définies selon le RPA 2024, l'étape suivante consiste à effectuer le dimensionnement du ferraillage.

Pour cela, le logiciel SOCOTEC est utilisé. Il permet de traiter différents types de sections, qu'elles soient rectangulaires, circulaires, en T, ou autres formes courantes. Le calcul des armatures est réalisé à partir de plusieurs paramètres, notamment les dimensions de la section, les charges appliquées sur l'élément, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec le respect des minimas et des maximas exigés par le RPA2024 dans l'article 7.4.2 du RPA 2024 :

• Leur pourcentage minimal sera de :

- 1.0% en zones VI

Le pourcentage maximal des armatures longitudinales sera de : 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum et de 12mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : 60Ø en zone VI.

La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15cm en zone VI.

- Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul par la méthode numérique (SOCOTEC) :

Pour les poteaux de rive :

poteau	A_{Sm2}		A_{Sm3}		A_{Smin}	Choix des barres	$A_{S\ adaptée}$
	A_{Ssup}	A_{Sinf}	A_{Ssup}	A_{Sinf}			
40*40	0	8,53	0	0	16	4HA25	19,64
50*50	0	3,98	0	0	25	8HA20	25,13
60*60	0	0	0	0	36	12HA20	37,7
65*65	0	0	0	0	42,25	14HA20	43,98
70*70	0	0	0	0	49	16HA20	50,27
80*80	0	0	0	0	64	8HA32	64,34

Tableau 29 : le calcul de ferraillage pour les poteaux de rive

Pour les poteaux intérieurs :

Poteau	A_{Sm2}		A_{Sm3}		A_{Smin}	Choix des barres	$A_{S\ adaptée}$
	A_{Ssup}	A_{Sinf}	A_{Ssup}	A_{Sinf}			
50*50	0	5,56	0	4,89	12,5	8HA20	25,13
60*60	0	16,08	0	5,06	36	12HA20	37,7
70*70	12,98	17,3	0	35,96	49	16HA20	50,27
80*80	0	27,6	0,05	27,1	64	14HA25	68,7
90*90	12,32	40,35	15,49	37,19	81	17HA25	83,74
100*100	24,06	50,48	14,81	59,73	100	21HA25	103,1
110*110	51,37	63,46	35,85	78,98	121	25HA25	122,7
120*120	78,14	98,65	67,76	109	144	18HA32	144,8
125*125	43,87	132	63,76	112	156,25	10HA25 +14HA32	160,8

Tableau 30 : le calcul de ferraillage pour les poteaux intérieurs

Armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a . V_u}{h_c . f_e}$$

Avec :

A_t : section droite ou équivalente des brins de !'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

f_e: contrainte Ii mite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; ρ_a est pris egal a 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5, et égale à 3.75, dans le cas contraire.

t: espacement des armatures transversales

-dans la zone nodale (zone critique):

$$\begin{cases} t \leq \min(10\emptyset_l; 12{,}5cm) \; en \; zone \text{ I, II et III} \\ t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10cm; 6\emptyset_l\right) en \; zone \text{ IV, Vet } \square \end{cases}$$

Avec :

bo: dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Dans la zone courante :

$$\begin{cases} t' \leq 15\emptyset_l \; n \; zone \text{ I, II et III} \\ t' \leq \min(\frac{b_0}{2}; \frac{h_0}{2}; 10\emptyset_l) en \; zone \text{ IV, Vet} \end{cases}$$

Où :

$\emptyset_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b.t}$ en % est donnée comme suit:

- Si $\lambda g \geq 5$: 0,3%
- Si $\lambda g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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

Poteau	h_c	V_u	**λg**	ρ_a	$A_{tnodale}$	$A_{tcourant}$	A_{tmin}
40*40 de 19 eme étage	5,05	110,16	12,62	2,5	1,09	2,18	1,2
40*40	4,2	110,16	10,5	2,5	1,31	2,62	1,2
50*50	4,2	163,26	8,4	2,5	1,94	3,88	1,5
60*60	4,2	225,7	7	2,5	2,69	5,38	1,8
65*65	4,2	160,05	6,46	2,5	1,9	3,8	1,95
70*70	4,2	152,07	6	2,5	1,81	3,62	2,1
80*80	4,2	103,37	5,25	2,5	1,23	2,46	2,4

80*80 de RDC	7,2	103,37	9	2,5	0,71	1,42	2,4

Tableau 31 : le calcul de ferraillage des armatures transversales pour les poteaux de rive

- Pour les poteaux intérieurs :

Poteau	h_c	V_u	λg	ρ_a	$A_{tnodale}$	$A_{tcourant}$	A_{tmin}
50*50	3,65	105,37	7,3	2,5	1,44	3,6	1,5
60*60	4,2	75,84	7	2,5	0,9	2,26	1,8
70*70	4,2	408,79	6	2,5	4,86	12,16	2,1
80*80	4,2	313,63	5,25	2,5	3,73	9,33	2,4
90*90	4,2	321,98	4,67	3,75	5,75	14,37	3,6
100*100	4,2	614,07	4,2	3,75	10,96	27,41	3,8
110*110	4,2	646,22	3,82	3,75	11,54	28,85	6,7
120*120	4,2	646,23	3,5	3,75	11,53	28,84	7,2
125*125	7,2	596,66	3,36	3,75	6,22	15,561	7,5

Tableau 32 : : le calcul de ferraillage des armatures transversales pour les poteaux intérieurs

Donc pour les armatures transversales on choisit 2 de cadres de ϕ10 espacés de 15 cm.

V.2.5. Les croquis de ferraillage des poteaux 125*125 :

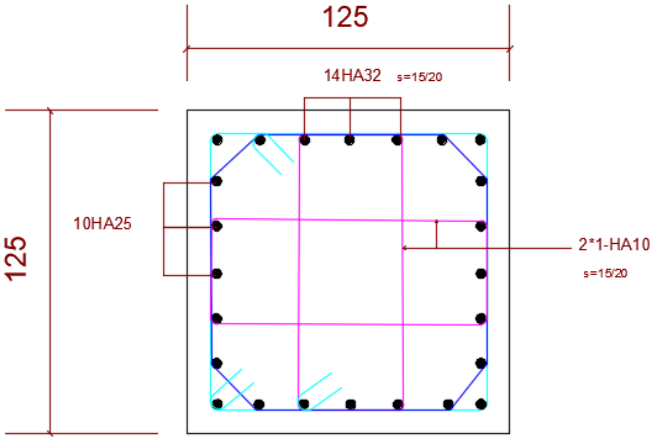


Figure 26:ferraillage de poteau 125*125

V.3. ETUDE DE POUTRE

Les poutres sont soumises à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant accompagnée d'un effort tranchant. Ce dernier permet la détermination des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Après la détermination des sollicitations (moment M, effort normal N, effort tranchant T) issus du modèle numérique, le calcul de ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA2024 et celles fournies par le BAEL99 est réalisé.

V.3.1. Les sollicitations extrêmes sur les poutres :

Les sollicitations exercées sur les poutres sont extraites du modèle numérique. On prend en compte ces sollicitations pour les différentes sections des poutres.

Le signe (-) indique le moment sur appui.

Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Section poutre	Etage	Moment max	Combinaison
Pouter au sens Y	10	512,0469	ELU
	18	-931,2773	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
Pouter au sens X	RDC	702,8261	ELU

	RDC	-737,1771	G+0,3Q+Ex+0,3Ey
Poutre au sens Y	Etage	Moment max	
	10	512,0469	ELU
Pouter au sens X	18	-931,2773	G+0,3Q+0,3Ex+Ey
	RDC	702,8261	ELU

Tableau 33 : Les sollicitations extrêmes sur les poutres

V.3.2. Calcul des armatures longitudinales:

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

Poutre	$A_{s;inf}$ (cm^2)	Choix des barres (En travée)	$A_{s;sup}$ (cm^2)	Choix barres (sur appui)	$A_{min\ RPA}$ (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	$A_{max\ RPA}$ (cm^2)
sens X	18.8	6HA16inf+6HA14sup	38.9	6HA16+6HA25sup 6HA20inf	12	2.98	144
sens Y	25.8	6HA25	27.8	6HA25	12	2.98	144

Tableau 34 : ferraillage longitudinal des poutres

Pour l'armature supérieure en travée, on utilise une section d'armature A_s (CNF) de 2.98 cm^2 dans tous les cas.

V.3.3. Calcul des armatures transversales :

Exemple de calcul pour la poutre 40*60 cm^2:

Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton **:**

$\tau = Vu/bd = 1.83\ MPa \leq \tau_{bu} = 2.7\ MPa$

Choix de l'armature transversale **:**

$\emptyset_t \leq \min(h/35 ; b_0/10 ; \emptyset_l) = 16\ mm$ on prend $\emptyset_t = 8\ mm$ BAEL91

$A_t = 6HA8 = 3{,}02\ cm^2$

Calcul des espacements des armatures transversales :

Selon BAEL91:

$S_t \leq \min (S_{t1}=20cm; S_{t2}=40cm; S_{t3}=94.37) = 20$ cm Selon RPA2024

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 Ø_l) = 24$ cm

On prend $S_t = 15$ cm

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2 = 30$ cm

On prend $S_t = 15$ cm

- Vérification des sections d'armatures transversales :

$A_{tmin} = 0{,}003*S_t*b = 1.8$ cm^2

$A_t = 3.02$ cm$^2 \geq A_{tmin} = 1.8$ cm^2 condition vérifiée

V.4. CROQUIS DE FERRAILLAGE DE POUTRE :

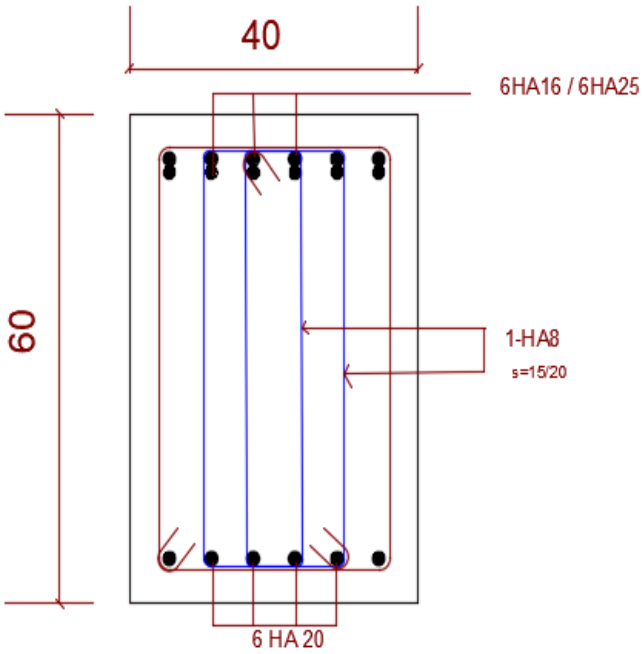


Figure 27:ferraillage de poutre sens X 60*40cm² (sur appui)

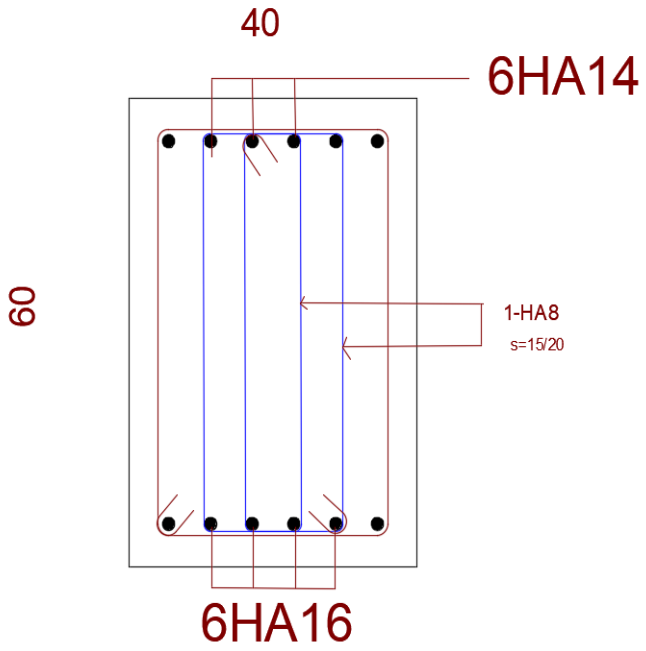


Figure 28:ferraillage de poutre sens X 60*40cm² (sur travée)

V.5. ETUDE DE DALLE

Les dalles en béton armé sont des éléments structurels plans ce qui signifie que leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs deux autres dimensions. Leur fonction est de transmettre les charges appliquées perpendiculairement à leur plan moyen. Un panneau de dalle peut reposer sur des appuis continus (voiles, poutres, murs) ou ponctuels (poteaux). Une dalle sur appuis continus peut porter dans deux directions ou dans une seule direction (dans ce cas, elle est appelée poutre-dalle).

Une dalle est dite diaphragme lorsqu'elle est conçue pour résister aux forces agissant dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.

Le ferraillage des dalles doit être réalisé conformément aux exigences et recommandations des normes RPA2024 et BAEL91, afin de garantir le bon fonctionnement, la résistance et la stabilité des dalles sous les charges appliquées.

Pour ce calcul, nous utilisons le logiciel SOCOTEC afin de déterminer les armatures dans les deux sens X et Y.

V.5.1. Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles

Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales agissant sur une dalle dans les directions horizontales, ainsi que le ferraillage correspondant à ces sollicitations.

$\alpha = L_x / L_y = 9 / 10.8 = 0,83$…….

$0,4 \leq \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

L_x ; L_y : dimensions du panneau avec $L_x < L_y$.

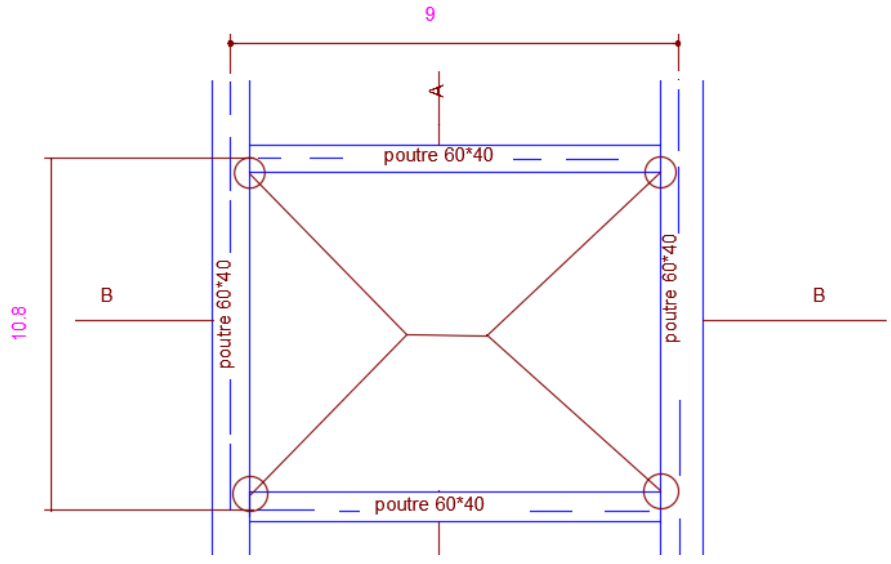


Figure 29:dimensions du panneau étudié

Sens X :

Position	Moment (KN/m)	A_s (cm^2/m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_{smin} (cm^2/m)	
					BAEL	CNF
En travée	73.55	8	8HA12	9.05	3.25	2.79
Sur appuis	-58.46	6.3	8HA12	9.05	3.25	2.79

Tableau 35 : Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles-sens X-

Sens-Y :

Position	Moment (KN.m/m)	A_s (cm^2/m)	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2/m)	A_{smin} (cm^2/m)	
					BAEL	CNF
En travée	58.74	6.3	10HA12	11.31	3.25	2.79
Sur appuis	-94.39	10.4	10HA12	11.31	3.25	2.79

Tableau 36 : Sollicitations Extrêmes et Ferraillage des Dalles -sens Y-

SensY :

(h_0 : l'épaisseur de la dalle = 25cm)

$St \leq \min(3h_0; 33) = 33$ cm

on prend 10 cm

Sens X :

$St \leq \min(2h_0; 25) = 25$ cm

on prend 12 cm

V.5.2. Croquis de ferraillage de dalle :

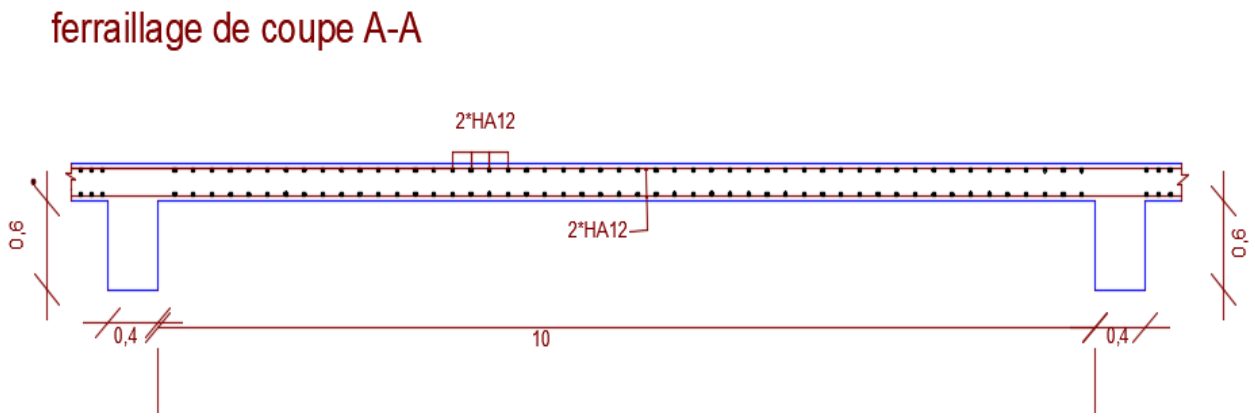


Figure 30: Ferraillage de la dalle de coupe A-A

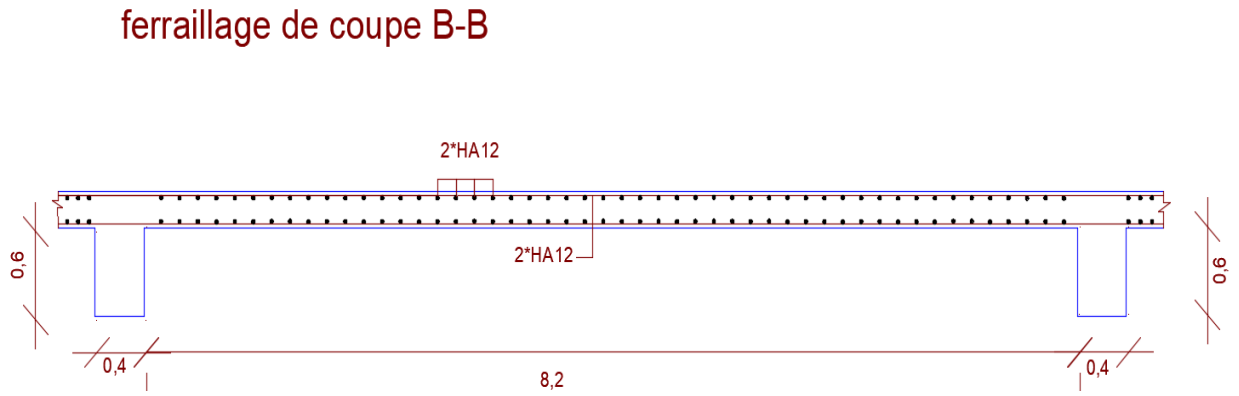


Figure 31: Ferraillage de la dalle de coupe B-B

V.6. ETUDE DES VOILES

Dans le contexte des constructions en zones sismiques, les voiles occupent une place cruciale dans le système de contreventement des bâtiments. Ils jouent un rôle déterminant dans la résistance aux forces horizontales, notamment celles induites par les séismes.

Les voiles sont principalement disposés pour former des noyaux de circulation verticale, c'est-à-dire les cages d'escaliers et d'ascenseurs, formant un bloc central rigide qui traverse toute la hauteur du bâtiment. Cette répartition permet une meilleure symétrie du système de contreventement et assure la continuité verticale des efforts jusqu'aux fondations. Tous les voiles sont ancrés dans le radier et bien reliés aux planchers pour garantir un comportement global cohérent.

L'étude des voiles selon le RPA 2024 intègre des critères actualisés qui visent à améliorer leur rôle de contreventement, en assurant une meilleure rigidité et une répartition efficace des efforts sismiques dans la structure.

V.6.1. Dimensionnement de voile Vy

La voile choisie mesure 10,8 mètres de longueur dans le sens **Y** et s'étend verticalement du rez-de-chaussée jusqu'au 19e étage**.**

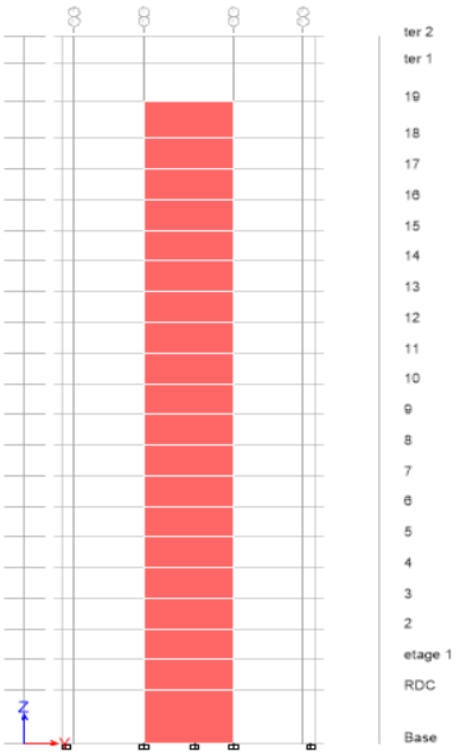


Figure 32:vue en élévation de voile Vy

Chaque voile et dimensionné à l'état limite ultime en flexion composée avec effort tranchant et ferraillé pour assurer leur ductilité.

V.6.2. Vérification de la condition de l'effort normal réduit :

Selon l'article de 7.7.3 de RPA2024, outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, !'effort normal de compression de calcul des voiles est limite par la condition suivante:

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{5110{,}55 * 10^{-3}}{0{,}3 * 10{,}8 * 35} = 0{,}045 \leq 0{,}4$$

5.5.1. Vérification des sollicitations tangentes :

Selon l'équation 7.12 de RPA 2024, la contrainte de cisaillement dans le béton et limitée :

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

avec : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w.d}$

Ou:

$\bar{V}$=l.4 Vu

bw : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile avec d = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\tau_b = \frac{1{,}4*2189{,}68*10^{-3}}{0{,}3.0{,}9.10{,}8}$ =1, 05 $\leq 0{,}2\,.35 = 7\ MPA$ condition verifiee

V.6.3. Vérification de la condition d'élancement :

gSelon l'article 7.7.4 de RPA 2024 :

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

- Les voiles courts correspondent a $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$).

- Les voiles de grandes dimensions correspondent a $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3)$

Dans le cas du voile étudié :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{87,85}{10,8} = 8,13 > 2$$

Donc le voile est élancé.

V.6.4. Calcul de la hauteur critique :

Selon les équations de 7.22 et 7.23 de RPA2024, La hauteur, h_{cr}, de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right)$$

Et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e \quad pour\ n \leq 6\ niveaux \\ 2.h_e \quad pour\ n\ > 6\ niveaux \end{cases}$$

Avec :

• h_e : est la hauteur libre, de chaque niveau, la base etant 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

Donc :

$$h_{cr} = \max\left(10{,}8\ ;\ \frac{87{,}85}{6}\right) = 14{,}64\ m$$

Et :

Pour $n\ > 6\ niveaux$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * 10{,}8 = 21{,}6m \\ 7{,}2 + 4{,}2 = 11{,}4\ m \end{cases}$$

Donc :

$$h_{cr} = 11{,}4\ m$$

V.6.5. Enveloppe de calcul des moments fléchissant:

Puisque le voile est élancé, le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donne 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 (h_{cr}) de la zone critique du voile

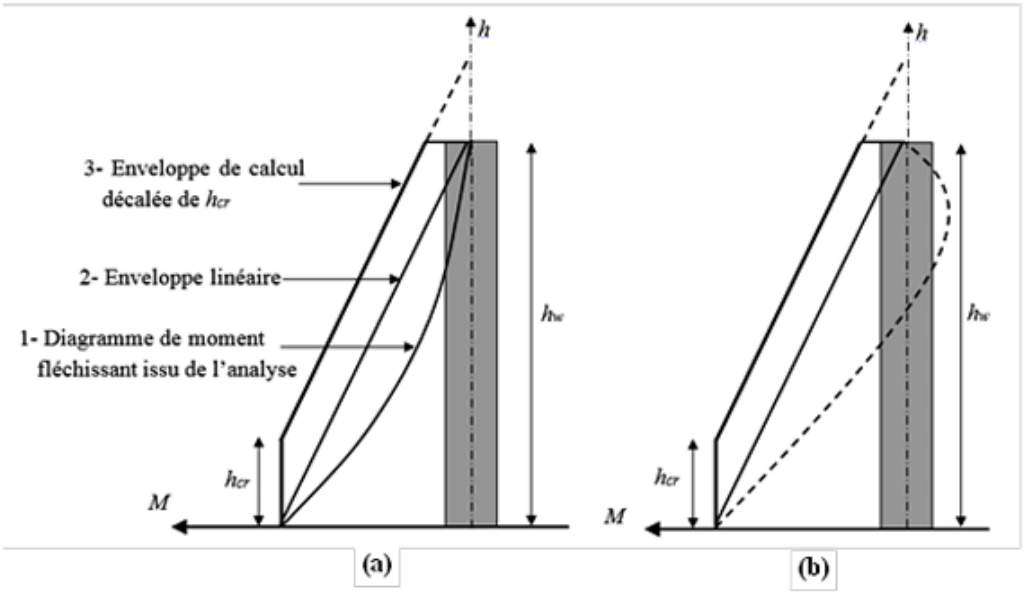


Figure 33:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

Le logiciel ETABS donne les valeurs numériques des moments fléchissant pour chaque niveau issu de l'analyse numérique du bâtiment sous les combinaisons de calcul appropriées.

	Z (m)			P (kN)	V2 (kN)	V2-sym (kN)	M3 (kN.m)
STORY19	87,85	**G+0,3Q+E2**	Top	-76,3245	301,2823	421,80	401,3132
STORY19	82,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-117,2174	301,2823	421,80	632,7492
STORY18	82,80	**G+0,3Q+E2**	Top	-230,2381	700,0291	980,04	759,6048
STORY18	78,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-723,3104	679,4303	980,04	776,3589
STORY17	78,60	**G+0,3Q+E2**	Top	-729,4061	762,9508	1080,92	977,8328
STORY17	74,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-924,2084	772,0888	1080,92	1217,5058
STORY16	74,40	**G+0,3Q+E2**	Top	-932,0563	852,7177	1205,15	1295,6408
STORY16	70,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1116,555	860,8236	1205,15	1622,5255
STORY15	70,20	**G+0,3Q+E2**	Top	-1133,586	911,7848	1283,13	1744,7568
STORY15	66,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1298,012	916,5233	1283,13	1879,7082
STORY14	66,00	**G+0,3Q+E2**	Top	-1314,551	893,0643	1255,63	2105,8961

STORY14	61,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1472,401	896,8793	1255,63	2222,2713
STORY13	61,80	**G+0,3Q+E2**	Top	-1493,313	936,2275	1320,00	2420,9264
STORY13	57,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1636,774	942,8577	1320,00	2496,955
STORY12	57,60	**G+0,3Q+E2**	Top	-1662,644	1003,1398	1407,91	2612,9268
STORY12	53,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1805,036	1005,6517	1407,91	2699,2046
STORY11	53,40	**G+0,3Q+E2**	Top	-1836,406	964,9635	1354,77	2904,3323
STORY11	49,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1976,675	967,6903	1354,77	2988,7838
STORY10	49,20	**G+0,3Q+E2**	Top	-2000,756	997,5188	1411,00	3005,4382
STORY10	45,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2109,627	1007,8592	1411,00	3182,5853
STORY09	45,00	**G+0,3Q+E2**	Top	-2134,878	1056,3167	1492,98	3228,6642
STORY09	40,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2236,645	1066,4165	1492,98	3356,1095
STORY08	40,80	**G+0,3Q+E2**	Top	-2292,589	1135,2383	1594,86	3495,3687
STORY08	36,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2386,709	1139,1879	1594,86	3499,1715
STORY07	36,60	**G+0,3Q+E2**	Top	-2437,939	1155,2277	1633,28	3646,4683
STORY07	32,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2507,955	1166,6254	1633,28	3660,1377
STORY06	32,40	**G+0,3Q+E2**	Top	-2570,069	1275,0188	1792,41	4086,0074
STORY06	28,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2654,568	1280,2898	1792,41	4109,0698
STORY05	28,20	**G+0,3Q+E2**	Top	-2728,601	1374,2294	1929,57	4304,6403
STORY05	24,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2795,849	1378,2673	1929,57	4397,9215
STORY04	24	**G+0,3Q+E2**	Top	-2883,134	1451,2545	2031,76	4403,8741
STORY04	19,8	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2920,833	1456,1748	2038,64	4728,4436
STORY03	19,80	**G+0,3Q+E2**	Top	-3030,561	1694,3825	2372,14	4732,5178
STORY03	15,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-3041,883	1713,519	2398,93	4850,7386
STORY02	15,60	**G+0,3Q+E2**	Top	-3111,556	1846,0213	2584,43	4964,8254
STORY02	11,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-3189,583	1894,0998	2651,74	5147,05
STORY01	11,40	**G+0,3Q+E2**	Top	-3273,796	2121,0038	2969,41	5604,4924

STORY01	7,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-4001,781	2340,668	3276,94	6620,7922
STORYRDC	7,2	**G+0,3Q+E2**	Top	-4195,022	2620,4909	3668,69	7081,042
STORYRDC	0,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-5110,55	2082,2092	3668,69	12619,7625

Tableau 37 : les valeurs numériques des moments fléchissant pour chaque niveau selon logiciel ETABS

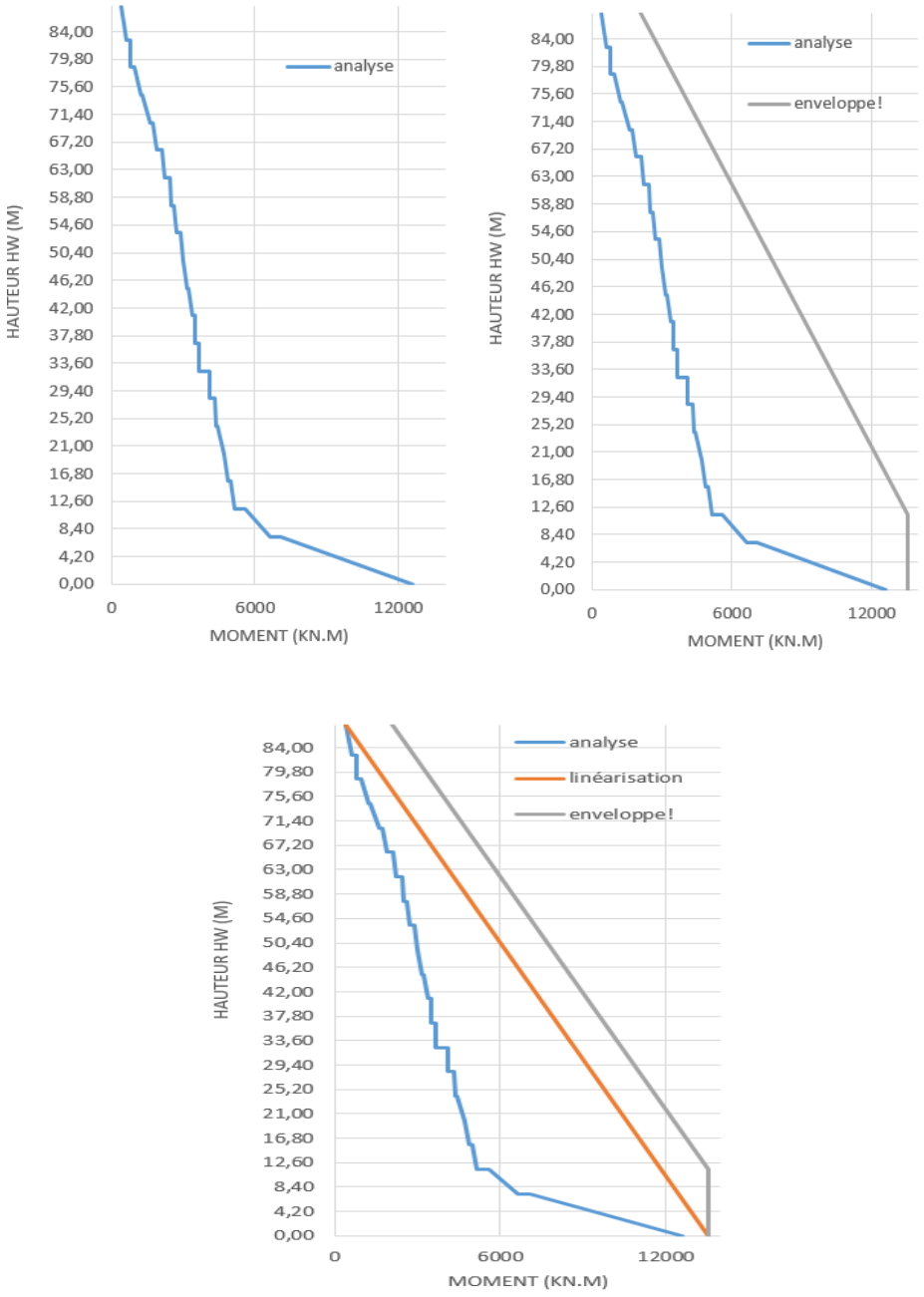


Figure 34:: Établissement de l'enveloppe de calcul des moments fléchissants du voile V1,Y sous la combinaison G+0,3Q+Ey+0,3Ex

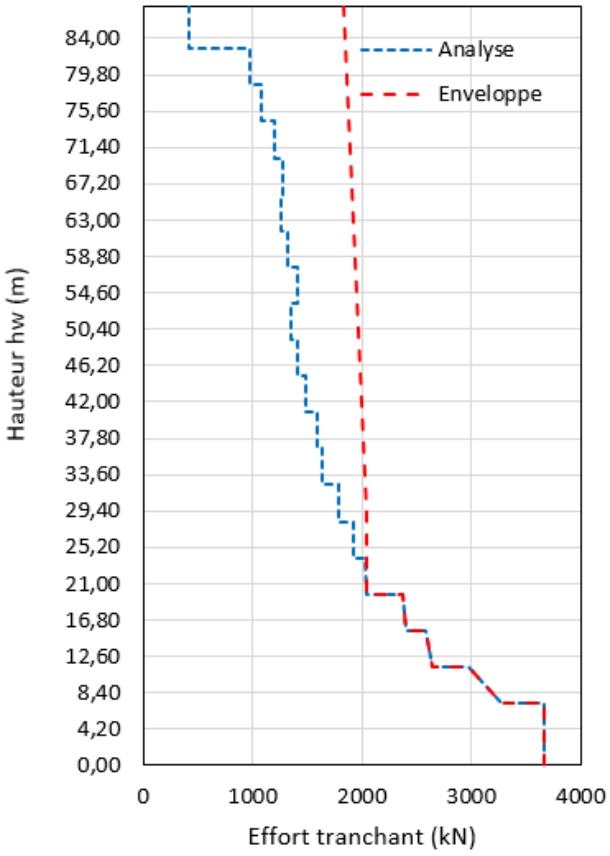


Figure 35:Enveloppe de calcul des efforts tranchants du voile V1,Y sous les combinaisons G+0,3Q+Ey+0,3Ex

V.6.6. Exigences de ductilité pour la zone critique :

Dimensions des éléments de rive confinés :

Le béton situé aux extrémités des voiles (éléments de rive) est confiné sur une longueur, lc, mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une

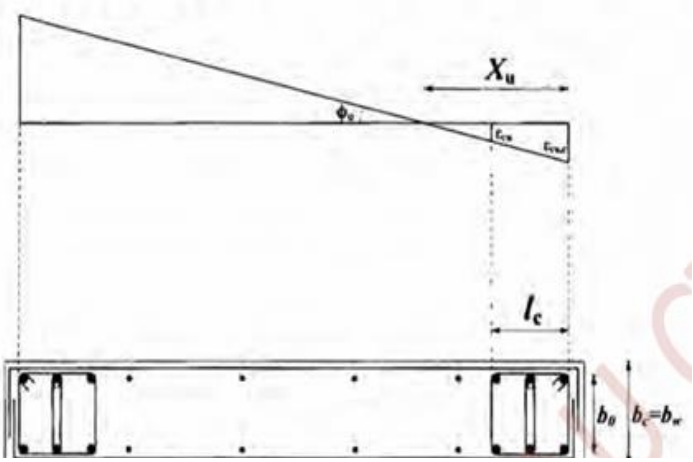


Figure 36:élément de rive pour les voiles

déformation critique du béton prise égale à εcu = 0,35%. Cet élément de rive peut comprendre des membrures perpendiculaires au voile.

Selon l'équation 7.24 de RPA2024, La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \leq \max(0{,}15.l_w\ ;\ 1{,}5.b_w)$$

Avec:

l_w : longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

Donc :

$l_c \leq \max(0{,}15\ .10{,}8\ ;\ 1{,}5\ .0{,}3) = \max(1{,}62\ ;\ 0{,}45) = 1{,}62$ m

L'épaisseur b_c des zones confinées de la section du voile (appelées aussi éléments de rive) doit être au minimum de 200 mm.

Puisque la longueur de la zone confinée ne dépasse pas la valeur maximale $\max(0{,}2.l_w\ ;\ 2.b_w)$) alors b_c doit être au moins égal à $h_e/15$, où h_e représente la hauteur d'étage.

$b_c = 0{,}3\ m\ \geq \frac{h_e}{15} = \frac{4{,}2}{15} = 0{,}28m$ Condition vérifiée

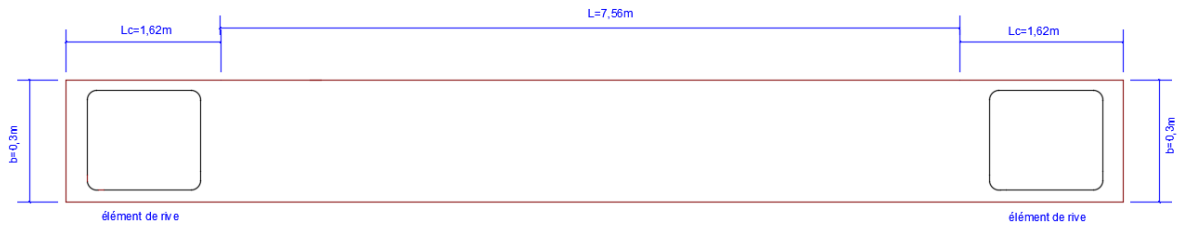


Figure 37:représentation de voile étudie

V.6.7. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Le dimensionnement des armatures longitudinales dans les voiles en extrémité (éléments de rive) est réalisé à partir de l'analyse de la section en flexion composée, soumise simultanément à un effort normal N et à un moment fléchissant M.

Les sollicitations utilisées proviennent de l'analyse statique sous ETABS, pour le cas de charge le plus défavorable, défini par la combinaison suivante :

- Vérification du % des armatures longitudinales dans les éléments de rive :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

As= 181 cm^2 $> 0{,}5\% \times (l_c \times b_c)$

Asmin $= 0{,}5\% \times (162 \times 30) = 24{,}3cm^2$ Condition vérifiée

Choix des barres : 36HA14= 55,4cm^2

V.6.8. Armatures transversales dans les éléments de rive :

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

$$s_t \leq \min(\frac{b_0}{3} ; 12{,}5\ cm ; 6\emptyset_l)$$

ou : $\emptyset_l$ représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre $\emptyset_l$ > 12mm.

On prend $\emptyset_l = 25\ mm$;

$s_t \leq \min(\frac{30}{3} ; 12{,}5\ cm ; 6 * 2.5)$ = 10 cm

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

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesuree dans le sens parallele a l'epaisseur du voile, doit etre presente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

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

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

Où:

• b_0 : represente la largeur du noyau confinee de !'element de rive

• $\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{162 * 30}{142 * 10} = 3{,}422$$

Donc on a :

$$A_t \geq 0{,}09 * 10 * 30 * \frac{35}{500} = 1{,}89\ cm^2$$

Et

$$A_t \geq 0{,}3 * \ 10 * 30 * (3{,}422 - 1) * \frac{35}{500} = 15{,}26\ cm^2$$

Choix des barres : 10HA14=15,39cm^2

V.6.9. Ferraillage de l'âme du voile :

Ferraillage horizontal dans l'âme du voile :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas ou ii 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 ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance a !'effort tranchant, doit satisfaire l'équation. (7.29):

$$\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V}$ = 1,4 Vu

Vu effort tranchant issu de l'analyse

z: distance entre les centres de gravite des armatures des deux extrémités confinées.

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$s_h \leq \min(1{,}5b_w, 25cm) = \min(1{,}5 \times 30\,; 25) = 25cm$

Donc :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e} = \frac{1{,}4 * 2189{,}68 * 10^{-1}}{9{,}18 * 500}$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,min} = 0.2\% \times s_h b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10$ = 30mm.

s_h (cm)	A_h (cm²)	$A_{h,min}$ (cm²)	Choix des barres
25	1,67	1,5	2-HA14 (≡3,08cm²)
20	1,33	1,2	2-HA12 (≡2,26cm²)
15	1	0,9	2-HA10 (≡1,57cm²)
10	0,67	0,6	2-HA8 (≡1,01cm²)

Tableau 38 : Ferraillage horizontal dans l'âme du voile

Ferraillage vertical dans l'âme du voile :

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

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

$$8\ mm \leq \emptyset_{max} \leq 37{,}5\ mm$$

On prend : $\emptyset_{max} = 16\ mm$.

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

$$s_v \leq \min(25\emptyset_{max}, 25cm) = \min(25 \times 1{,}6\,; 25) = 25cm$$

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).

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{v,min} = 0.2\% \times Sv = 45{,}36cm^2$$

Choix des barres : 14HA25 = 68,72 cm^2

V.6.10. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique :

- **Efforts de calcul :**

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

	Z (m)			P (kN)	V2 (kN)	V2-sym (kN)	M3 (kN.m)
STORY19	82,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-117,2174	301,2823	421,80	632,7492
STORY18	78,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-723,3104	679,4303	980,04	776,3589
STORY17	74,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-924,2084	772,0888	1080,92	1217,5058
STORY16	70,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1116,555	860,8236	1205,15	1622,5255
STORY15	66,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1298,012	916,5233	1283,13	1879,7082
STORY14	61,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1472,401	896,8793	1255,63	2222,2713
STORY13	57,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1636,774	942,8577	1320,00	2496,955
STORY12	53,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1805,036	1005,6517	1407,91	2699,2046
STORY11	49,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1976,675	967,6903	1354,77	2988,7838
STORY10	45,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2109,627	1007,8592	1411,00	3182,5853
STORY09	40,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2236,645	1066,4165	1492,98	3356,1095
STORY08	36,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2386,709	1139,1879	1594,86	3499,1715
STORY07	32,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2507,955	1166,6254	1633,28	3660,1377
STORY06	28,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2654,568	1280,2898	1792,41	4109,0698
STORY05	24,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2795,849	1378,2673	1929,57	4397,9215
STORY04	19,8	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2920,833	1456,1748	2038,64	4728,4436
STORY03	15,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-3041,883	1713,519	2398,93	4850,7386
STORY02	11,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-3189,583	1894,0998	2651,74	5147,05
STORY01	7,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-4001,781	2340,668	3276,94	6620,7922
STORYRDC	0,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-5110,55	2082,2092	3668,69	12619,7625

Tableau 39 : les valeurs de calcul des efforts N, M et V pour chaque niveau

- **Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)**

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

	Z (m)			P (kN)	M3 (kN.m)	As (cm^2)
STORY19	82,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-117,2174	632,7492	8,17
STORY18	78,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-723,3104	776,3589	3,38
STORY17	74,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-924,2084	1217,5058	8,16
STORY16	70,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1116,555	1622,5255	12,68
STORY15	66,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1298,012	1879,7082	15,05
STORY14	61,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1472,401	2222,2713	19,11
STORY13	57,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1636,774	2496,955	22,26
STORY12	53,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1805,036	2699,2046	24,22
STORY11	49,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-1976,675	2988,7838	27,88
STORY10	45,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2109,627	3182,5853	30,26
STORY09	40,80	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2236,645	3356,1095	32,42
STORY08	36,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2386,709	3499,1715	33,88
STORY07	32,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2507,955	3660,1377	36,01
STORY06	28,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2654,568	4109,0698	43,87
STORY05	24,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2795,849	4397,9215	48,84
STORY04	19,8	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-2920,833	4728,4436	55,08
STORY03	15,60	**G+0,3Q+E2**	Bottom	-3041,883	4850,7386	57,01
STORY02	11,40	**G+0,3Q+E2**	Bottom	**Zone critique (déjà calculée)**		
STORY01	7,20	**G+0,3Q+E2**	Bottom			
STORYRDC	0,00	**G+0,3Q+E2**	Bottom			

Tableau 40 : Ferraillage longitudinal aux extrémités (ferraillage de flexion)

Ferraillage horizontal dans l'âme du voile :

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$s_h \leq \min(1{,}5b_w, 25cm) = \min(1{,}5 \times 30\,; 25) = 25cm$

Le ferraillage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant doit satisfaire la formule suivante : $\frac{A_h}{s_h} \geq \frac{\overline{V}}{z.f_e} = \frac{1{,}4V}{zf_e}$

STORY	Z (m)	V_y (kN)	$\bar{V}$ (kN)	s_h (cm)	A_h (cm²)	$A_{h,min}$ (cm²)	Choix des barres
STORY19- Bottom	82,80	301,2823	**421,795**	20	**0,68**	1,2	2-HA10 (≡1,57cm²)
STORY18- Bottom	78,60	679,4303	**951,202**		**1,54**		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY17- Bottom	74,40	772,0888	**1080,923**		**1,75**		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY16- Bottom	70,20	860,8236	**1205,148**		**1,95**		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY15- Bottom	66,00	916,5233	1283,132		2,08		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY14- Bottom	61,80	896,8793	1255,63		2,03		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY13- Bottom	57,60	942,8577	1320		2,14		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY12- Bottom	53,40	1005,6517	1407,912		2,28		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY11- Bottom	49,20	967,6903	1354,766		2,19		2-HA12 (≡2,26cm²)
STORY10- Bottom	45,00	1007,8592	1411		2,29		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY9- Bottom	40,80	1066,4165	1492,98		2,42		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY8- Bottom	36,60	1139,1879	1594,863		2,58		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY7- Bottom	32,40	1166,6254	1633,27		2,65		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY6- Bottom	28,20	1280,2898	1792,405		2,91		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY5- Bottom	24,00	1378,2673	1929,574		3,13		4-HA10 (≡3,14cm²)
STORY4- Bottom	19,8	1456,1748	2038,644		3,31		4-HA12 (≡4,52cm²)
STORY3- Bottom	15,60	1713,519	2398,926		3,89		4-HA12 (≡4,52cm²)
STORY2- Bottom	11,40	**Zone critique (déjà calculée)**					
STORY1- Bottom	7,20						
STORYRDC- Bottom	0,00						

Tableau 41 : Ferraillage horizontal dans l'âme du voile :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_{h,min} = 0.2\% \times s_h b_w$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser $b_w/10 = 200$

/10 = 20mm

V.6.11. Vérification des joints de reprise de bétonnage :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1 \,.\, (\frac{\bar{V}}{f_e})$$

	Z (m)		V2 (kN)	$\bar{V}$	A_{vj}
STORY19	87,85	Top	301,2823	421,79	0,928
STORY19	82,80	Bottom	301,2823	421,79	0,928
STORY18	82,80	Top	700,0291	980,04	2,15
STORY18	78,60	Bottom	679,4303	951,2	2,09
STORY17	78,60	Top	762,9508	1068,13	2,35
STORY17	74,40	Bottom	772,0888	1080,924	2,38
STORY16	74,40	Top	852,7177	1193,8	2,62
STORY16	70,20	Bottom	860,8236	1205,15	2,65
STORY15	70,20	Top	911,7848	1276,5	2,8
STORY15	66,00	Bottom	916,5233	1283,132	2,82
STORY14	66,00	Top	893,0643	1250,29	2,75
STORY14	61,80	Bottom	896,8793	1255,631	2,76
STORY13	61,80	Top	936,2275	1310,72	2,88
STORY13	57,60	Bottom	942,8577	1320	2,904
STORY12	57,60	Top	1003,1398	1404,39	3,09
STORY12	53,40	Bottom	1005,6517	1407,912	3,1
STORY11	53,40	Top	964,9635	1350,95	2,97
STORY11	49,20	Bottom	967,6903	1354,766	2,98
STORY10	49,20	Top	997,5188	1396,52	3,07
STORY10	45,00	Bottom	1007,8592	1411	3,1
STORY09	45,00	Top	1056,3167	1478,84	3,25
STORY09	40,80	Bottom	1066,4165	1492,98	3,28
STORY08	40,80	Top	1135,2383	1589,333	3,49
STORY08	36,60	Bottom	1139,1879	1594,86	3,51
STORY07	36,60	Top	1155,2277	1617,32	3,56

STORY07	32,40	Bottom	1166,6254	1633,27	3,59
STORY06	32,40	Top	1275,0188	1785,026	3,92
STORY06	28,20	Bottom	1280,2898	1792,4	3,94
STORY05	28,20	Top	1374,2294	1923,92	4,23
STORY05	24,00	Bottom	1378,2673	1929,57	4,24
STORY04	24	Top	1451,2545	2031,75	4,47
STORY04	19,8	Bottom	1456,1748	2038,644	4,48
STORY03	19,80	Top	1694,3825	2372,13	5,22
STORY03	15,60	Bottom	1713,519	2398,92	5,28
STORY02	15,60	Top	1846,0213	2584,43	5,68
STORY02	11,40	Bottom	1894,0998	2651,74	5,83
STORY01	11,40	Top	2121,0038	2969,4	6,53
STORY01	7,20	Bottom	2340,668	3276,93	7,21
STORYRDC	7,2	Top	2620,4909	3668,687	8,07
STORYRDC	0,00	Bottom	2082,2092	2915,09	6,41

Tableau 42 : Vérification des joints de reprise de bétonnage

V.6.12. Conditions de ductilité locale:

Selon l'article 7.7.5 de RPA 2024, Dans les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confine ment requises, ω_{wd}, dans les elements de rive, doit respecter la condition ci-dessous :

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

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}}.\frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

Où :

$\mu_{\emptyset}$: Valeur requise du coefficient de ductilite en courbure;

$\varepsilon_{sy.d}$: Valeur de la deformation a la limite élastique de l'acier, donnée comme suit:

$$\varepsilon_{sy.d} = \frac{f_e}{E_s}$$

• E_s : module d'elasticite de l'acier

• V_d: effort normal reduit, cas d'une section rectangulaire

• ω_v : pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c).b_w}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

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

• f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'elasticite de l'acier

• f_{cd} : valeur de calcul de la resistance du beton a la compression

• α: coefficient d'efficacite du confinement, égal a $(\alpha_s.\alpha_n)$, avec:

$$\begin{cases} \alpha_s = (1 - \frac{t}{2.b_0})(1 - \frac{t}{2.h_0}) \\ \alpha_n = 1 - \sum_n (\frac{{b^2}_i}{6.b_0.h_0}) \end{cases}$$

-n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

- bi: distance entre des barres maintenues consécutives

-$b_0.h_0$, t : grandeurs geometriques

Donc :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{500}{35}.\frac{1{,}2}{1} = 17{,}143$$

$\varepsilon_{sy.d} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{210000} = 2{,}38 * 10^{-3}$

$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c).b_w}.\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1{,}5*10^{-4}*17{,}143}{(10{,}8-2*1{,}62)*0.3} = 1{,}134 * 10^{-3}$

$$\begin{cases} \alpha_s = \left(1 - \frac{0{,}3}{2 * 0{,}22}\right)\left(1 - \frac{0{,}3}{2 * 1{,}54}\right) = 0{,}287 \\ \alpha_n = 1 - \frac{1}{6.0{,}3.1{,}62} * 2{,}88 = 0{,}012 \end{cases}$$

$$\alpha = \alpha_s.\alpha_n = 3{,}44 * 10^{-3}$$

II convient de prévoir une valeur minimale de ω_{wd},d'égale a 0.12 dans la zone critique a la base du voile. Le coefficient de ductilité en courbure $\mu_\emptyset$ peut-être

$T_0 \geq T_2$:

$$\mu_{\emptyset} = 2.\left(\frac{R}{Q_F}.\frac{M_{ED}}{M_{RD}}\right) - 1 = 2.\left(\frac{3}{1{,}25}.\frac{12617{,}76}{20362{,}5}\right) - 1 = 1{,}97$$

détermine en fonction de la période fondamentale (To), de la valeur (T2) du spectre de calcul, du coefficient de comportement (R/QF) et du rapport (M_{ED}/M_{RD}).

La position de !'axe neutre,x_u, correspondant a la courbure ultime apres eclatement du beton situe hors du noyau confine des éléments de rive peut être estimée comme suit :

$$x_u=(v_d + \omega_v).\frac{l_w.b_c}{b_0}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0{,}0035 + 0{,}1\ \alpha.\omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu.c}^{} = 0{,}0035 + 0{,}1 * \ 0{,}12 * 3{,}44 * 10^{-3} = 3{,}54 * 10^{-3}$$

Donc :

$$x_u = (1{,}134 * 10^{-3} + 0{,}045).\frac{10{,}8*0{,}3}{0{,}22} = 0{,}679\ m$$

Pour calculer la longueur comprimée des parties de rive, lc_{calcul}, il est nécessaire de calculer le raccourcissement Ii mite a la rupture, $\varepsilon_{cu.c}$, du béton comprime:

Soit donné:

$lc_{calcul} = x_u(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}})$ = 0,679*(1 - $\frac{0{,}0035}{0{,}00438}$) $= 0{,}767\ m$ condition non vérifié

V.6.13. Croquis de ferraillage de voile Vy :

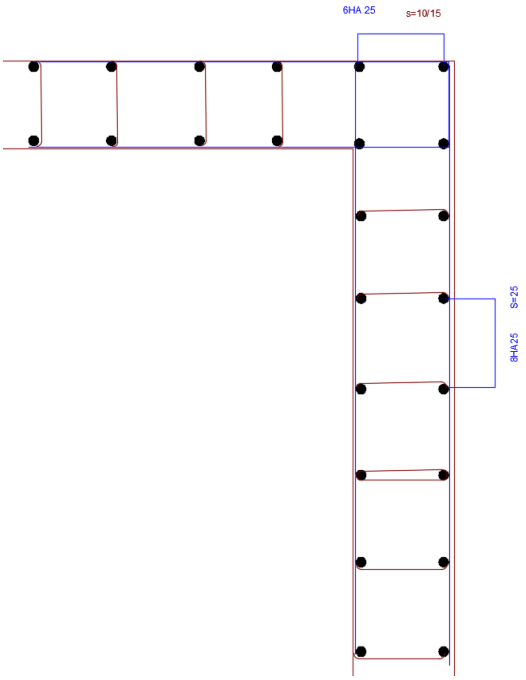


Figure 38:ferraillage de voile Vy

Conclusion

L'étude structurelle comporte le calcul du ferraillage des éléments porteurs à savoir, la détermination des sections d'acier verticales et horizontales dans les poteaux, les poutres, les voiles ainsi que les dalles. À travers ce chapitre, les principes fondamentaux qui régissent la détermination des armatures ont été présentés : d'abord, l'analyse des sollicitations issues du calcul aux états limites (ELU et ELS), l'application des règles de dimensionnement selon les règlement parasismique Algérien en vigueur, et enfin, la vérification des dispositions constructives minimales garantissant un comportement ductile et une durabilité satisfaisante.

Ce chapitre mène aux différents plans de ferraillage proposés pour un cas de chaque élément, pouvant être généralisés pour tous les autres éléments.

V.7. INTRODUCTION

Dans le cadre de la surveillance vibratoire des structures, une étape essentielle pour détecter d'éventuels dommages est de déterminer d'abord où placer les capteurs de manière efficace. L'objectif est de recueillir un maximum d'informations sur le comportement dynamique de la structure, tout en utilisant le moins de capteurs possible. En effet, comme une structure possède un nombre très élevé, voire infini, de degrés de liberté, et donc un nombre très élevé voire infini de points de mesure il n'est ni réaliste ni économique d'installer des capteurs partout.

Ce chapitre présente donc une méthode d'optimisation qui permet de choisir à la fois le nombre optimal de capteurs et leur emplacement idéal. Pour résoudre ce problème, nous faisons appel à un outil puissant de l'intelligence artificielle : l'algorithme génétique. Ce dernier, ayant largement fait ses preuves dans la résolution de problèmes d'optimisation, il propose différentes configurations possibles en minimisant une fonction objective, afin d'identifier la meilleure solution au problème.

V.8. PRESENTATION DE L'ALGORITHME GENETIQUE

Les **algorithmes génétiques (AG)** sont des techniques d'optimisation inspirées du processus de l'évolution naturelle. Proposés initialement par John Holland dans les années 1970, ils appartiennent à la famille des algorithmes évolutionnaires. Leur principe repose sur la sélection, la reproduction et la mutation d'une population de solutions candidates dans le but de faire évoluer les performances vers une solution optimale.

V.8.1. Principe de fonctionnement d'un algorithme génétique (AG)

Le bon fonctionnement d'un AG repose sur les étapes essentielles suivantes

Initialisation : Une population initiale de solutions aléatoires est engendrée. Chaque individu de la population représente une solution possible du problème considéré. Dans le cas de la surveillance structurelle, chaque individu correspond à une configuration particulière de capteurs (emplacements choisis).

Évaluation (fitness) : Chaque individu est évalué par le biais d'une fonction objectif (ou de « fitness function ») qui quantifie la qualité de la solution. Par exemple, dans notre cas, un critère basé sur la minimisation des termes hors-diagonaux de la matrice MAC (Modal Assurance Criterion) est utilisé pour assurer une bonne indépendance modale).

Sélection : Les meilleurs individus (par rapport à leur score du fitness) sont sélectionnés afin de produire la génération suivante. Différentes méthodes peuvent être mobilisées (sélection par tournoi, roulette, etc.). Dans le cas présent, on fait

appel à une stratégie de type steady-state selection (SSS) qui ne fait échapper qu'un ou plusieurs des meilleurs individus d'une génération vers l'autre.

Croisement (crossover) : Un croisement a lieu entre deux individus sélectionnés pour produire un enfant. Les caractéristiques du parent i et du parent j viennent composer l'enfant issu de ce croisement. Dans la méthode que nous utilisons, le croisement est de type « single-point », c'est-à-dire qu'un point de séparation aléatoire est choisi et les segments sont échangés.

Mutation : Pour augmenter la diversité de la population et éviter les minima locaux, certains individus subissent une mutation, c'est-à-dire que leur contenu est modifié aléatoirement (ajout, retrait ou déplacement d'un ou plusieurs capteurs dans notre cas). Le taux de mutation est un paramètre contrôlé (ici 20 %).

Remplacement : Une nouvelle génération est produite en remplaçant tout ou partie de l'ancienne population. Puis, on recommence le cycle.

Ce processus itératif est appliqué pour un nombre de générations fixes ou jusqu'à convergence.

V.9. OPTIMISATION DU NOMBRE ET DES EMPLACEMENTS DES CAPTEURS

V.9.1. Candidats initiaux pour l'emplacement des capteurs

Chaque point d'une structure peut, en théorie, servir de position pour installer un capteur afin de collecter des données vibratoires (modales). Toutefois, comme mentionné précédemment, il n'est pas utile d'installer un grand nombre de capteurs si un nombre réduit permet déjà d'obtenir les informations nécessaires. En effet, ajouter trop de capteurs alourdit la structure et augmente les coûts, ce qui rend indispensable la recherche d'une solution optimale.

Dans le cas des structures complexes, qui présentent un grand nombre de degrés de liberté, le nombre de ponts de mesure possibles est également très élevé. Il est donc essentiel de commencer par considérer tous les points de la structure comme candidats, puis de réduire progressivement ce nombre pour arriver à la meilleure configuration.

Dans l'exemple étudié, un nombre initial de 2500 capteurs est choisi, placés sur les 2500 points du modèle numérique de la structure,

V.9.2. Réduction du nombre de candidats :

L'optimisation des emplacements des capteurs est très importante car elle influence directement la qualité des données recueillies. Pour les structures simples et régulières, choisir les points de mesure est assez facile. En revanche, pour les structures complexes et irrégulières, ce choix devient plus difficile, surtout si l'on veut garantir des données fiables. Il faut aussi noter que le nombre de capteurs, n'est pas toujours fixé à l'avance : il s'agit souvent d'un paramètre à optimiser, généralement à réduire, afin de diminuer les coûts liés aux capteurs et à leur installation.

Ainsi, réduire le nombre et choisir les bons emplacements des capteurs doit se faire en s'assurant que la configuration retenue fournisse des données représentatives et suffisantes pour permettre un diagnostic précis de l'état de la structure.

V.9.3. Première réduction : Application d'un algorithme génétique pour l'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs

Un algorithme génétique a été développé en utilisant le langage de programmation Python. L'objectif principal de cet algorithme est de déterminer le nombre optimal et les emplacements des capteurs, de manière à ne perdre aucune information importante. Pour cela, l'algorithme s'appuie sur le critère MAC (Modal Assurance Criterion), qui permet de mesurer la corrélation entre deux ensembles de vecteurs modaux. Ce critère est utilisé pour optimiser le nombre de capteurs et proposer la configuration la plus efficace pour les essais de vibrations ambiantes.

Le MAC est calculé selon la formule suivante

$$\mathrm{MAC} = \frac{(\varphi_S^T \varphi_D)^2}{(\varphi_S^T \varphi_S)(\varphi_D^T \varphi_D)}$$

La matrice MAC sert à comparer les modes propres (vecteurs modaux) de deux ensembles différents. Chaque élément MACij de cette matrice montre la corrélation entre le mode i de l'ensemble A et le mode j de l'ensemble B. Les valeurs dans la matrice varient entre 0 et 1 : 0 signifie qu'il y a peu ou pas de corrélation entre les vecteurs, tandis que 1 indique une très grande similarité.

En d'autres termes, il n'est pas nécessaire de placer deux capteurs si leurs réponses modales sont très similaires. Un seul capteur suffit dans ce cas. C'est exactement ce principe que l'algorithme génétique utilise pour optimiser le nombre et l'emplacement des capteurs.

V.9.4. Étapes de fonctionnement de l'Algorithme Génétique

V.9.4.1. Initialisation des paramètres :

L'algorithme commence avec un ensemble initial comprenant tous les points du modèle de la structure. L'objectif final est d'obtenir un ensemble ne réduit de points candidats optimaux pour placer les capteurs.

V.9.4.2. Préparation des données :

La structure est modélisée à l'aide de la méthode des éléments finis afin d'extraire ses modes propres (vecteurs modaux).

V.9.4.3. Algorithme génétique :

- **Population initiale :** Une population initiale est générée en sélectionnant aléatoirement plusieurs configurations possibles, chacune correspondant à un sous-ensemble des points initiaux.
- **Évaluation :** Pour chaque configuration, on calcule le critère MAC qui mesure la corrélation entre les modes propres obtenus avec cette configuration et les modes de référence.
- **Sélection :** Les configurations ayant les meilleurs scores MAC, c'est-à-dire celles qui maximisent la corrélation avec les modes de référence, sont sélectionnées pour poursuivre l'optimisation.

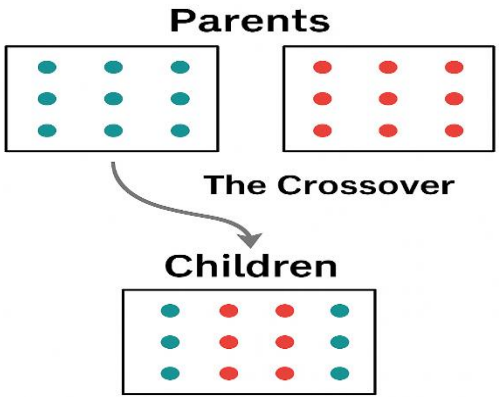


Figure 39:Croisement

V.9.5. Opérateurs Génétiques :

Croisement : Deux configurations de capteurs (appelées parents) sont combinées pour créer de nouvelles configurations (enfants). Cela se fait en mélangeant les emplacements des capteurs des parents, afin de générer des solutions variées.

Mutation : Des modifications aléatoires sont apportées à certaines configurations de capteurs. Par exemple, un capteur peut être déplacé pour tester de nouvelles possibilités et éviter de rester bloqué dans une solution locale.

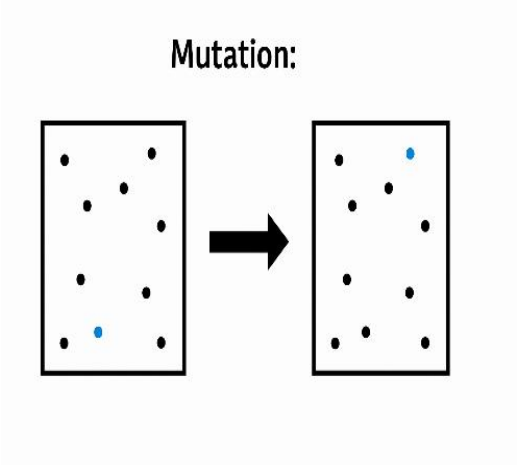


Figure 40:Mutation

Évaluation des enfants :
Pour chaque nouvelle configuration créée par croisement ou mutation, on calcule le critère MAC afin de mesurer la qualité de la configuration.

V.9.6. La fonction de fitness (fitness function) :

La fonction de fitness utilise la matrice MAC (Modal Assurance Criterion) pour évaluer la qualité d'une configuration de capteurs en termes de similitude entre les modes de configuration et les modes de référence. Elle est définie comme la racine carrée de la somme des carrés des éléments non diagonaux de la matrice MAC :

$$\text{FITNESS} = \frac{1}{\sqrt{\sum \text{MAC}_{ij}} \cdot \left(1 + \frac{n_{selected}}{n_{total}}\right)}$$

- Les éléments diagonaux MACii de la matrice MAC représentent l'autocorrélation, qui est toujours égale à 1 et n'est pas utile pour évaluer la similitude entre différents modes. Les éléments non diagonaux MACij avec $i \neq j$ représentent la corrélation entre différents modes et sont utilisés pour évaluer les similitudes non parfaites entre les modes.
- La fonction de fitness doit être maximisé Une valeur plus élevée de la fonction objective indique que la configuration des capteurs donne des mesures modales qui sont très similaires aux modes de référence.
- Plus la fonction de fitness d'un individu (configuration des capteurs) est forte, plus la configuration est considérée de bonne qualité

En maximisant cette fonction, les capteurs sont placés aux emplacements optimaux pour capturer les données modales les plus représentatives et pertinentes

V.10. APPLICATION SUR LA STRUCTURE ET RESULTATS OBTENUS

Pour lancer l'algorithme génétique d'optimisation de la configuration, une taille pour la population initiale peut être imposée, permettant de déterminer le nombre de capteurs et leurs emplacements.

```
# @title CHANGE HERE
n_generations = 50
population_size = 250
n_modes = 12
```

Figure 41: introduction des données d'optimisation

Voici les données utilisées :

- Taille de la population initiale : 250 points
- Nombre de génération : 50
- Nombre de modes de référence : 12 (la participation massique est atteinte)
- Nombre de degrés de liberté : 3DDL (selon le type de capteur : X, Y, Z)

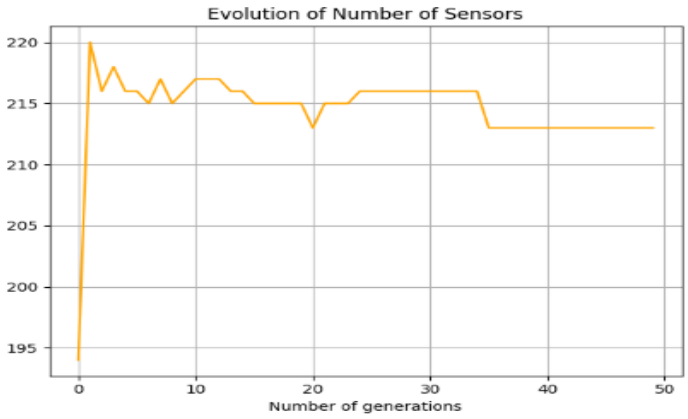


Figure 42:Nombre optimal de capteurs

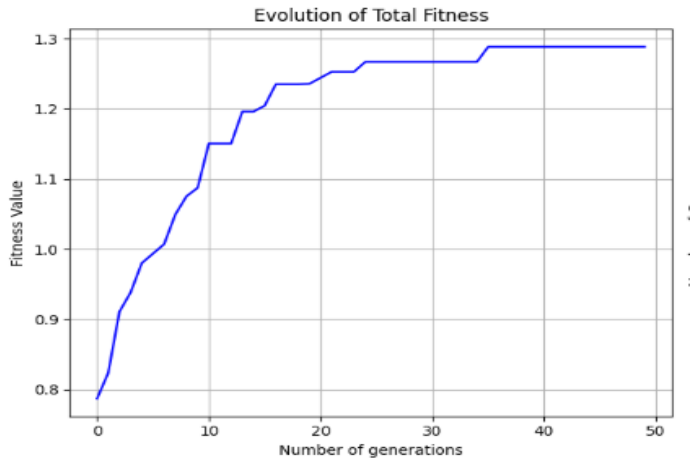


Figure 43:Evolution de la fonction de fitness

V.11. NOMBRE OPTIMAL DE CAPTEURS (POUR 50 GENERATIONS)

Le nombre optimal de capteurs a progressivement augmenté pour se stabiliser à partir de la 35e génération, atteignant un total de 214 capteurs correspondant à une configuration jugée optimale.

- **Qualité de la population (pour 50 générations) :**

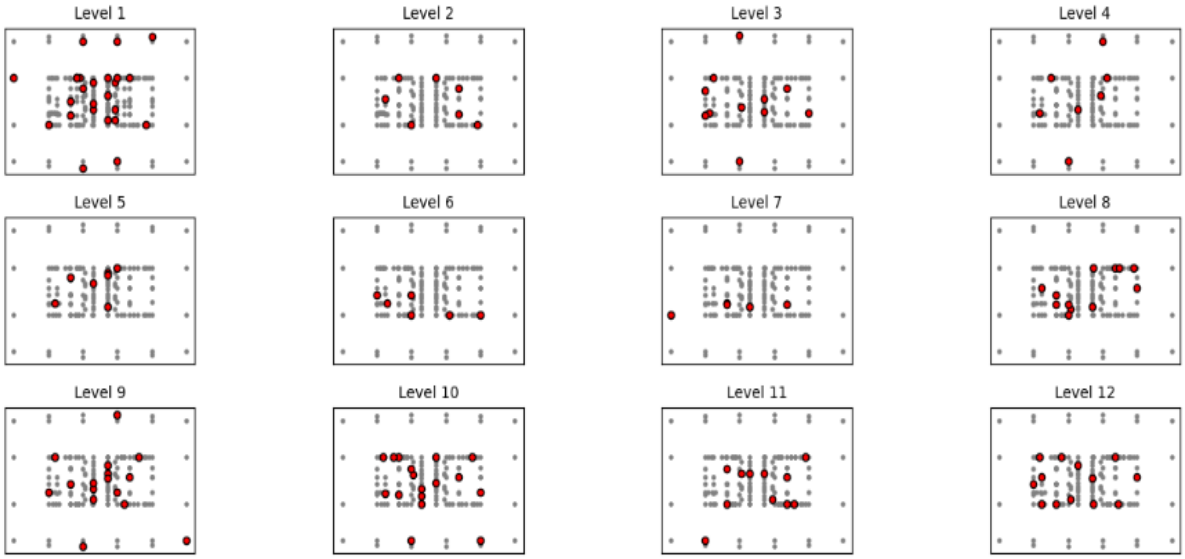
La qualité de la population, évaluée à travers la fonction objective (fitness), s'améliore rapidement lors des premières générations, puis son évolution ralentit jusqu'à se stabiliser.

La convergence de la fonction objective observée à partir de la 35e génération confirme la stabilité et la qualité satisfaisante de la configuration obtenue.

V.11.1. Emplacements proposées

Voici les emplacements des capteurs tels que déterminés par l'algorithme génétique.

À titre d'exemple, les étages 1 et 20 sont pris pour illustrer les résultats de manière plus claire



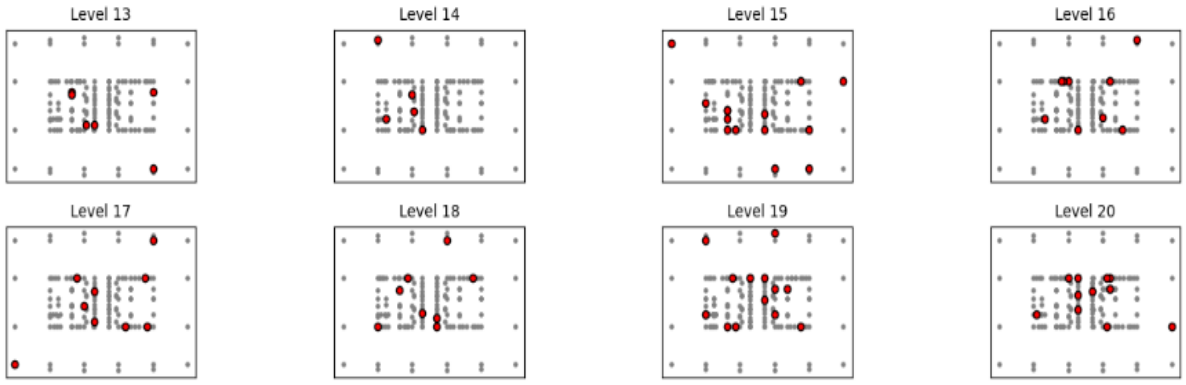


Figure 44:les emplacements des capteurs proposés par l'algorithme génétique

V.12. EMPLACEMENT FINAL DES CAPTEURS

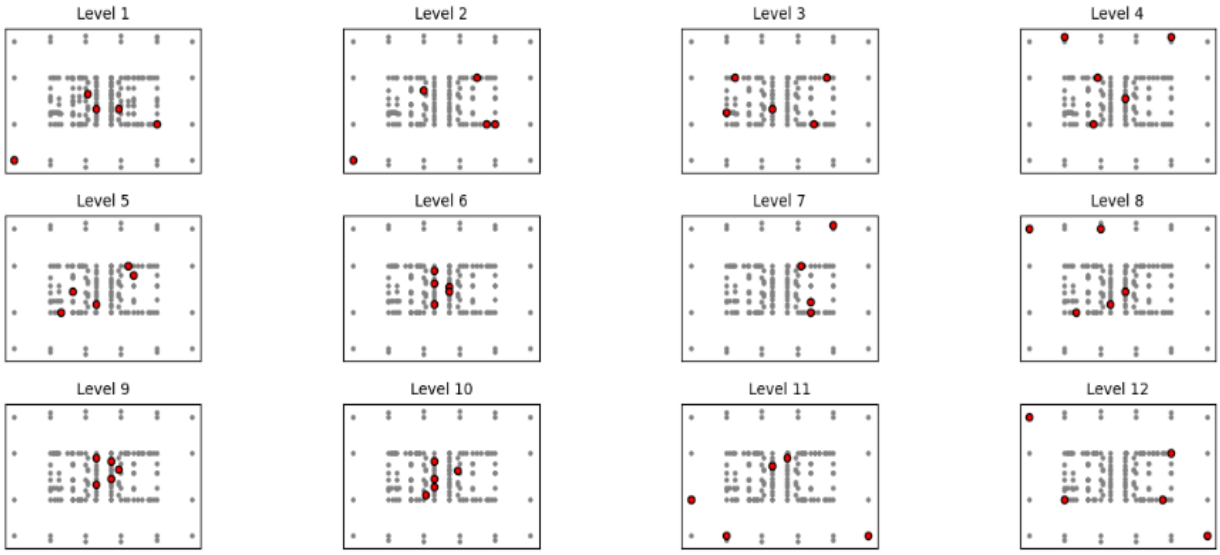
V.12.1. Deuxième réduction : choix des points accessibles

L'algorithme génétique génère des emplacements de capteurs sans prendre en compte les contraintes physiques réelles du site, ni l'accessibilité des points proposés. Or, plusieurs emplacements suggérés se sont révélés inaccessibles dans la pratique. Par ailleurs, les contraintes de temps et la disponibilité limitée des capteurs rendent le nombre initial de 214 capteurs excessif.

Ainsi, le nombre de capteurs a été réduit à 95, soit 5 capteurs par étage, avec une répartition optimisée visant à maximiser la pertinence des données recueillies.

La sélection de ces 95 points s'est faite en ciblant les zones stratégiques de la structure, notamment à proximité des jonctions (sommet des poteaux), souvent soumises à des dégradations. D'autres capteurs ont été placés près des zones sollicitées, telles que les parties tendues des dalles ou des poutres, où le risque de fissuration est élevé. Les positions ont été choisies de manière à assurer une certaine distance entre les capteurs, respectant ainsi le critère d'optimisation.

Les figures suivantes illustrent les emplacements retenus, qui serviront pour l'étape suivante de détection des endommagements.



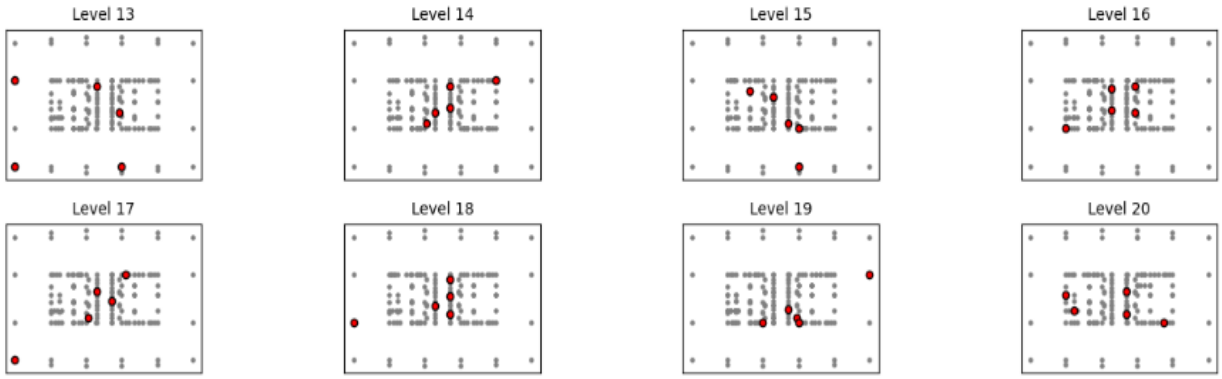


Figure 45:Emplacements finaux des capteurs

Conclusion

L'optimisation du nombre et des emplacements des capteurs pour la surveillance structurelle de la tour Marina d'Alger, constitue une étape cruciale dans le processus global de surveillance vibratoire de la structure. Grâce à un algorithme génétique basé sur un indicateur de corrélation entre les formes modales de la structure (MAC), une configuration optimale et fiable des capteurs a été proposée. La qualité de cette optimisation est confirmée par la convergence de la fonction objective, garantissant ainsi l'efficacité du processus. Cette approche permet de s'assurer que les données collectées seront suffisantes pour englober l'information de la réponse de la structure, sans qu'il y ait un nombre élevé et irréaliste de capteurs.

En conséquence, cette partie est indispensable pour la prochaine étape, qui est l'utilisation de ces capteurs dans la détection et la quantification des endommagements potentiels de la structure étudiée.

CHAPITRE VI : DETECTION ET LOCALISATION DES DOMMAGES A L'AIDE DE L'INTELLIGENCE ARTIFICIELLE

VI.1. VII.1. INTRODUCTION :

La surveillance de la santé des structures, connue sous le nom de *Structural Health Monitoring* (SHM), est devenue une méthode incontournable dans le domaine du génie civil pour assurer le suivi et la sécurité des ouvrages. Elle consiste à détecter, localiser et quantifier d'éventuels dommages pouvant survenir au fil du temps sous l'effet de sollicitations variées, comme les charges d'exploitation, le vieillissement des matériaux ou encore les événements sismiques.

Ces dommages peuvent affecter aussi bien des éléments porteurs que secondaires, et engendrer une réduction de la performance globale de la structure. D'un point de vue mécanique, la présence d'un dommage se traduit généralement par une **perte de rigidité**, donc une **augmentation locale de la flexibilité,** ainsi qu'une **modification de l'amortissement**. Ces variations influencent directement les caractéristiques modales de la structure, telles que les fréquences propres et les formes modales, sachant que ces caractéristiques peuvent être mesurées par des capteurs de vibration.

En s'appuyant sur ces changements, plusieurs méthodes d'identification non destructives ont été développées, visant à détecter les dommages précoces, sans toucher à l'ouvrage. Parmi ces approches, l'utilisation de **l'intelligence artificielle**, et plus particulièrement des **réseaux de neurones artificiels (RNA)**, s'est révélée particulièrement efficace pour traiter les données vibratoires et apprendre à reconnaître des signatures de dommages structurels.

Ce chapitre présente les résultats de l'application d'une méthode intelligente basée sur l'IA pour la détection de dommages dans la structure étudiée, qui est la tour du projet Médina à Alger. La procédure adoptée repose sur deux parties principales et dépendantes :

D'abord, une **simulation de divers scénarios de dommages** par réduction de la rigidité dans des éléments structuraux prédéfinis,

Ensuite, l'**extraction des réponses modales** associées à chaque scénario, qui sont utilisées comme **données d'entrée pour entraîner un réseau de neurones (RNA).**

VI.2. SIMULATION DES SCENARIOS DE DOMMAGES

VI.2.1. . Type d'endommage

Il existe plusieurs façons de simuler un endommagement structurel dans un modèle numérique, tant que celui-ci peut traduire ses effets mécaniques sur le comportement global de l'ouvrage. Dans cette étude, le choix est d'adopter une approche qui modifie les propriétés mécaniques locales, en particulier la réduction de la rigidité des éléments affectés.

Ce choix se justifie par le fait que de nombreux types de dégradations, qu'il s'agisse de pertes de matériau ou de comportements plastiques, entraînent tous une diminution de la capacité portante des éléments concernés. Cette perte de performance peut être traduite numériquement par une baisse du module d'élasticité (E).

Deux formes principales d'endommagement sont prises en compte dans notre modélisation :

La perte de matière, qui désigne la diminution de la matière dans certaines zones. Elle est causée par des phénomènes tels que la corrosion, l'usure ou des phénomènes chimiques. La perte de matière peut affecter la rigidité et fragiliser la structure localement.

L'endommagement plastique, qui est la réponse du matériau lorsque les contraintes dépassent la limite de la zone élastique. Ce phénomène provoque une déformation irréversible, qui pourtant peut appartenir à l'élément durablement.

Pour la modélisation de ces deux dégradations, il est intéressant de faire intervenir une réduction du module de Young, permettant de simuler de manière simple et appropriée les effets de ces deux dommages sur la réponse dynamique de la structure. Cette méthode est largement utilisée et s'avère un bon compromis entre la simulation précise et l'intégration dans les analyses modales ou vibrationnelles.

VI.2.2. Critères de sélection des zones endommagées dans le modèle

La localisation des zones potentiellement dommageables dans le modèle numérique ne s'est pas réalisée au hasard. Elle repose sur des critères mécaniques et dynamiques d'identification des parties les plus sensibles de la structure, celles où un ou plusieurs dommages pourraient significativement altérer le comportement global de l'ouvrage.

Dans un premier temps, la structure a été analysée modale dans un état sain, permettant d'identifier des zones présentant des déplacements modaux importants, notamment aux fréquences propres les plus faibles, correspondant aux modes dominants, que l'on trouve généralement affectées en cas de modification locale des propriétés mécaniques, car elles contribuent fortement à la réponse vibratoire globale, du fait notamment de leur proximité ou de leur écart au centre de masse.

En complément du choix justifié par l'analyse dynamique, certaines caractéristiques géométriques ont également contribué. Par exemple :

- Les poteaux de façade, soumis à de fortes sollicitations axiales et parfois flambés ;
- Les nœuds où se connectent les voiles au plancher, où se réaliseront des efforts de cisaillement et des moments ;
- Les zones de transition ou classes d'irrégularités géométriques telles que les bars brusques de section pris ou bien les percements.

Ces critères nous ont permis de définir un ensemble homogène de zones critiques, d'un point de vue vibratoire et structurel, en modifier la rigidité des éléments dans ces zones nous permet de simuler des dommages ayant des effets mesurables sur les paramètres modaux qui sont essentiels à un bon apprentissage du réseau de neurones artificiels.

- **Zones endommagées choisies étudiées**

Deux zones précises ont été sélectionnées dans le cadre des travaux de simulation des dégradations structurales, en tenant compte de la géométrie de l'ouvrage, situées au rez-de-chaussée qui est un niveau de concentration d'efforts et de contraintes, et donc zone stratégique de stabilité de la tour.

- La première zone est le noyau central au rez-de-chaussée, structurellement essentiel pour le contreventement. En effet, il est le point de fort sollicitation des efforts horizontaux, notamment sismiques, de sorte qu'un dégradé ici serait particulièrement dommageable pour la rigidité et la réponse dynamique de l'édifice.

- La deuxième zone considérée est celle d'un poteau de rive, également situé au rez-de-chaussée. En effet, sa position excentrée par rapport au centre de rigidité, le place dans la distribution à l'équilibre de la structure sous charges verticales et horizontales. Ainsi, un affaiblissement localisé de cet élément affecte la redistribution des efforts dans la structure et peut occasionner des déséquilibres détectables dans les formes modales.

-

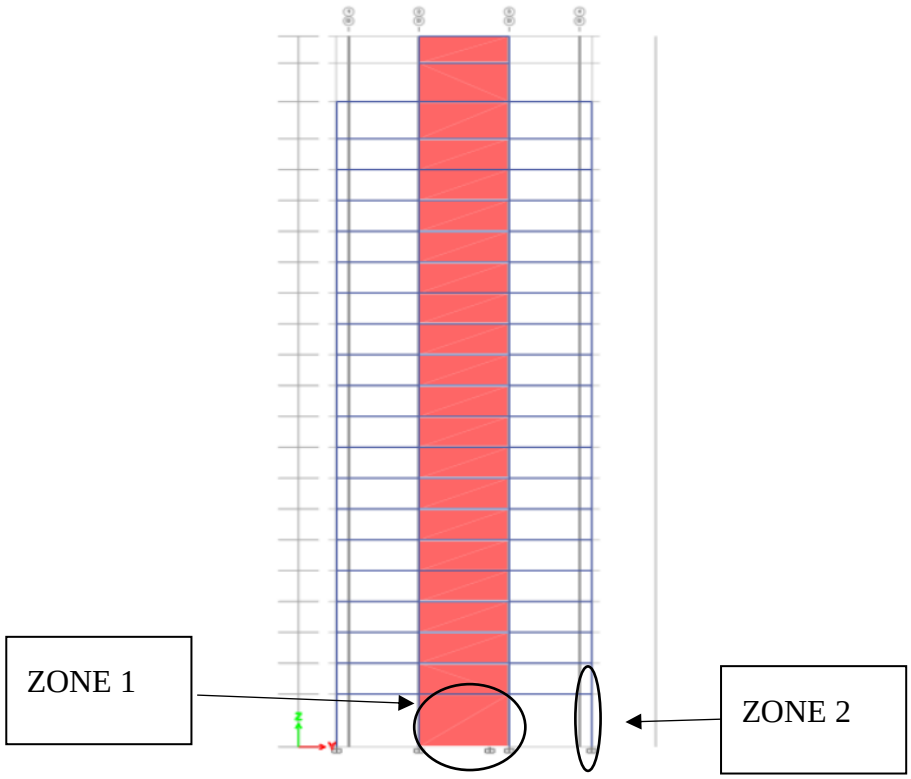


Figure 46:les deux zones endommagées étudiées

Génération de la base de données d'apprentissage pour le réseau de neurones

Pour rendre l'étude de cas plus facile à comprendre sans perdre des résultats importants, l'examen s'est concentré sur l'identification des dommages potentiels des zones stratégiques et critiques de la structure. Ce sont principalement des régions soumises à des contraintes élevées, où la dégradation peut avoir un impact significatif sur le comportement global de l'ouvrages.

Pour guider efficacement le réseau de neurones artificiels (RNA), une base de données reflétant diverses conditions de dommages a été créée. Pour cela, une approche paramétrique a été adoptée : les dommages ont été simulés sous la forme de réductions de rigidité progressive appliquées localement dans la structure.

- Simulation des dommages par réduction de rigidité

L'approche sélectionnée consiste à réduire la rigidité de certaines parties des structures, permettant la simulation de divers stades d'usure. La rigidité baisse de 90% à 10%, avec un pas régulier de réduction 10%, permettant un large éventail de situations de sévérité.

Cette réduction est appliquée par la relation suivante:

$Ed=E0\times(1-D)$

Où :

: est la nouvelle partie de la composante cassée.

$E0$: est le module de Young à l'état sain (non endommagé),

: Taux de dommages: le pourcentage de dommages subis par une structure ou un objet.

À chaque niveau de dommages simulés, les caractéristiques modales (fréquences et formes propres) de la structure sont recalculées à partir du modèle ETABS.

Les principales étapes du processus sont résumées comme suit:

- Création de scénarios de dégâts aléatoires: Plusieurs ensembles de domaines importants sont choisis, chacun avec une quantité particulière de dommage. Ces combinaisons représentent des configurations réalistes de la dégradation.

- Résolution du modèle numérique Scénario 1: L'analyse modale du premier scénario est effectuée pour identifier les fréquences naturelles et les formes de mode de la structure saine.

- Collecte de données modales: À chaque itération, les déplacements, les fréquences naturelles et les formes modales sont extraites du modèle.

- Construction de la base de données : L'ensemble des scénarios est rassemblé dans une base de données complète, dans laquelle chaque entrée représente un état de la structure sous un dommage donné.
- Calcul de l'indicateur de dommage : Pour chaque cas, la matrice de flexibilité est calculée à partir des paramètres modaux. Cette matrice reflète la souplesse globale de la structure et varie selon le type et la localisation des dommages.

- Préparation des données pour l'apprentissage automatique : Les différences entre l'état sain et les états endommagés sont utilisées comme vecteurs d'entrée pour le réseau de neurones.

- Apprentissage du réseau de neurones :

Une fois la base de données constituée, elle est utilisée pour entraîner un réseau de neurones artificiel. Les données sont réparties comme suit:

- 70 % de la base est dédiée à l'apprentissage du modèle,
- Les 30 % restants sont divisés équitablement entre les ensembles de validation et de test.

Ce découpage permet de contrôler la généralisation du modèle et d'évaluer ses performances sur des scénarios qu'il n'a jamais vus. Grâce à la diversité des cas simulés et à la richesse des paramètres modaux exploités, le réseau est capable de prédire la présence, la localisation et la sévérité d'un dommage dans la structure étudiée.

VI.3. UTILISATION DE LA MATRICE DE FLEXIBILITE COMME INDICATEUR DE DOMMAGE

Dans le cadre de la surveillance de la santé des structures, la **matrice de flexibilité** constitue un indicateur très pertinent pour la détection de dommages. Elle permet d'évaluer l'évolution du comportement dynamique d'une structure en réponse à des sollicitations, notamment à travers la variation de ses déplacements pour une force donnée. Cette méthode repose sur le principe selon lequel **un dommage modifie la rigidité de la structure**, ce qui se traduit par des changements détectables dans la flexibilité globale.

VI.3.1. Définition de la matrice de flexibilité

La **matrice de flexibilité**, notée généralement [F][F][F], exprime la relation entre les **forces appliquées** et les **déplacements résultants** dans une structure. Elle est définie par l'équation suivante :

$$\{u\}=[F]\{F\}$$

• {u}est le vecteur des déplacements,

• [F] est la matrice de flexibilité,

• {F}est le vecteur des forces appliquées.

Autrement dit, cette matrice décrit **la déformabilité de la structure** sous différentes configurations de chargement.

VI.3.2. . Construction de la matrice de flexibilité à partir des données modales :

La **matrice de flexibilité** peut être déterminée à partir des paramètres modaux de la structure (formes modales et fréquences propres), qui sont obtenus soit par voie expérimentale, soit par simulation numérique. Elle est constituée à partir de l'expression suivante :

$$[F]=[\phi][\Lambda][\phi]^{T}$$

• $[\phi]$ est la matrice des formes modales,

• $[\Lambda]$ est une matrice diagonale avec les valeurs λi le long de la diagonale,

• $[\phi]^{T}$est la transposée de la matrice des formes modales.

• $\lambda i = 1/\omega i\ 2$, $\omega i = 2\pi f$

Ainsi, la matrice de flexibilité dépend directement de la **signature vibratoire de la structure**. Toute modification dans la rigidité — comme c'est le cas en présence de dommages — provoque une altération des fréquences et des formes propres, et donc une variation de la matrice de flexibilité.

VI.3.2.1. Intérêt de la matrice de flexibilité dans la détection de dommages

L'un des grands avantages de cette approche est qu'elle permet de détecter les dommages sans avoir à connaître la matrice de rigidité réelle. En effet, la matrice de flexibilité peut être obtenue à partir des données modales mesurées, ce qui en fait un outil idéal pour une utilisation dans les systèmes de **surveillance vibratoire non destructive**.

Comparée à d'autres indicateurs, la matrice de flexibilité présente une **sensibilité accrue aux dommages localisés**, notamment lorsqu'ils se situent dans des zones fortement sollicitées.

Elle constitue donc une **base de données riche** à fournir au réseau de neurones, car chaque variation de ses composantes traduit un changement physique réel dans l'état de santé de la structure.

Dans notre étude, les composantes de cette matrice — calculées pour chaque scénario de dommage simulé — ont été utilisées comme **vecteurs d'entrée** pour l'apprentissage du réseau de neurones artificiel chargé d'identifier la position et la sévérité des dommages.

VI.4. RESEAU DE NEURONES ARTIFICIELS :

Dans le processus d'identification des dommages structurels, l'analyse modale offre une mine d'informations qu'il est souvent difficile d'interpréter directement lorsque les dégradations sont mineures ou localisées. Ces variations se présentent comme des caractéristiques dynamiques telles que les fréquences propres ou les formes modales, mais leur interprétation est encore difficile et non linéaire.
C'est dans ce cadre que l'importance des réseaux de neurones artificiels (RNA) se révèle. Ces derniers facilitent la corrélation entre ces informations vibratoires et la condition de la structure. Après son entraînement, le réseau peut examiner un vecteur d'entrée pour détecter si la structure est détériorée, localiser l'endommagement et parfois même évaluer sa gravité.

VI.4.1. Architecture du réseau de neurones :

Un réseau de neurones artificiels est constitué de plusieurs unités de traitement appelées neurones, reliées entre elles par des liaisons fortement orientées. Une telle liaison est caractérisée par un certain poids, qui est ajusté au cours de la phase d'apprentissage. Ces poids sont en quelque sorte la mémoire du réseau, et permettent notamment d'apprendre à modéliser des relations complexes entre les données en entrées, et les sorties attendues.

En l'occurrence, notre réseau a été mis à profit pour traiter les vecteurs issus de notre matrice de flexibilité. Le réseau est relativement profond et correspond à une tâche hybride de classification et régression :

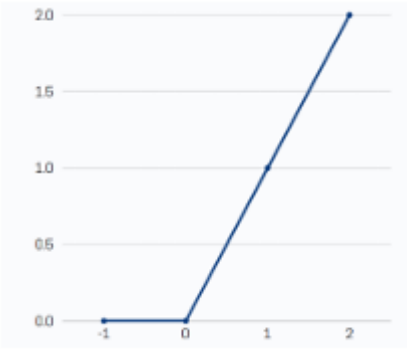
- Une couche d'entrée correspondant à la dimension du vecteur de flexibilité,
- Quatre couches cachées fully-connected :

- 1ère couche : 500 neurones,
- 2ème couche : 400 neurones,
- 3ème couche : 300 neurones,
- 4ème couche : 100 neurones,

- Deux couches de sortie :
  - Une couche de classification avec 12 neurones (zones de dommage), activée par softmax,
  - Une couche de régression avec 1 neurone (sévérité), activée linéairement.

Les couches cachées utilisent la fonction d'activation ReLU (Rectified Linear Unit), qui s'exprime par :

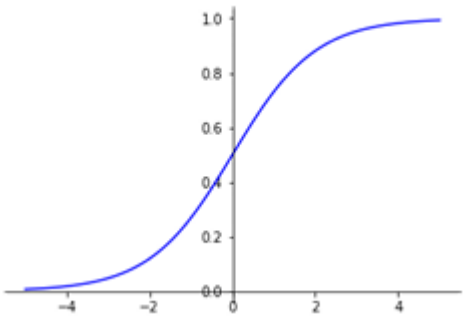
$$\text{ReLU}(x) = \begin{cases} 0 & x < 0 \\ x & x \geq 0 \end{cases}$$



Cette fonction permet de capturer les non-linéarités dans les données tout en évitant les problèmes de saturation des gradients.

La couche de classification utilise une fonction softmax qui convertit les sorties du réseau en probabilités pour chaque classe :

$$\text{Softmax} = \frac{1}{1+e^{x}}$$



La couche de régression utilise une activation linéaire : f(x)= x adaptée à la prédiction de valeurs continues.



L'architecture a été sélectionnée par expérimentation ("trial and error"), en testant plusieurs combinaisons de couches, de neurones et de fonctions d'activation, jusqu'à obtenir une performance stable et satisfaisante.

VI.4.1.1. . Préparation des données :

La phase préparatoire des données est un des piliers de la construction du modèle d'apprentissage. Elle a pour but de structurer l'information qui sera extraite des analyses modales pour qu'elle soit réutilisable par le réseau de neurones artificiels.

Les données d'entrée du réseau sont ici issues de la matrice de flexibilité calculée pour chacun des scénarios de dommage simulés. Chaque vecteur contient 300 caractéristiques (dimensions), soit la réponse dynamique d'un scénario. Le jeu de données est constitué de 2 500 vecteurs, chacun correspondant à une configuration de dommage donnée.

Les sorties (labels) sont les niveaux de dommages pour plusieurs zones (ZONE 1, ZONE 2), exprimés entre 0 et 1, 0 % et 100 % de perte de rigidité. Pour chaque ligne du fichier, les valeurs représentent le degré de dégradations local (exprimé entre 0 et 1, soit 0 % et 100 % de perte de rigidité). Ces données seront utilisées à la fois pour la classification (localisation), et la régression (sévérité).

Une première analyse descriptive a été effectuée afin de s'assurer que les niveaux de dommage étaient bien répartis à l'ensemble du jeu de données. La distribution des degrés de dégradations dans chaque zone, relativement homogène, apparait comme requise dans le cadre d'un apprentissage équilibré du modèle. Des visualisations graphiques ont donc été produites

pour observer la densité des différents niveaux de dommage à l'échelle du global et au niveau de chaque zone.

Des visualisations graphiques ont été générées pour observer la densité des différents niveaux de dommage dans l'ensemble et par zone. Afin de mieux comprendre la répartition des scénarios de simulation, des histogrammes ont été établis pour illustrer la fréquence des niveaux de dommage simulés dans chaque zone. Ces diagrammes permettent de visualiser le nombre de scénarios correspondant à chaque pourcentage de dégradation (de 0 % à 100 %), ce qui garantit une couverture complète des cas possibles pour l'apprentissage du modèle.

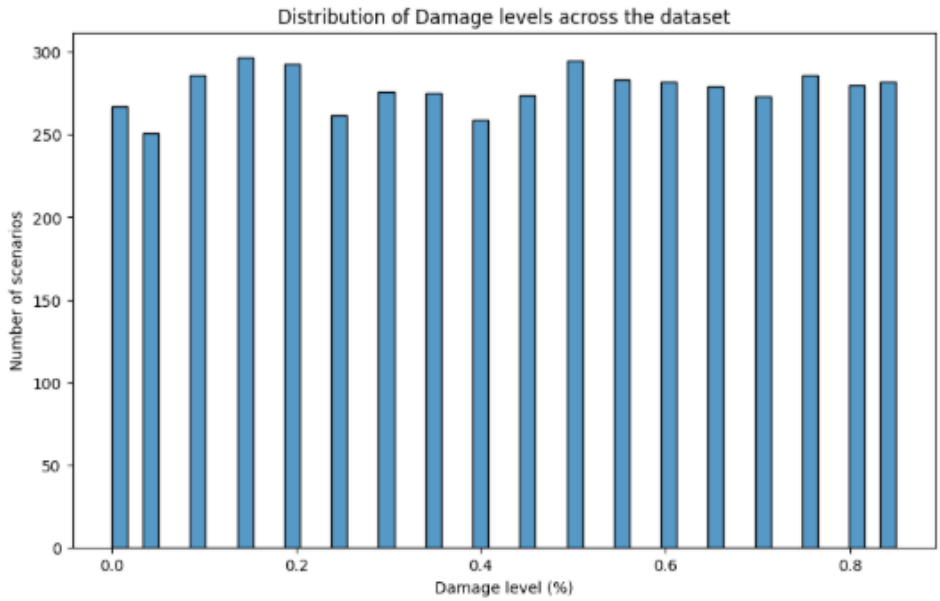


Figure 47:la distribution globale des niveaux de dommage dans l'ensemble du jeu de données

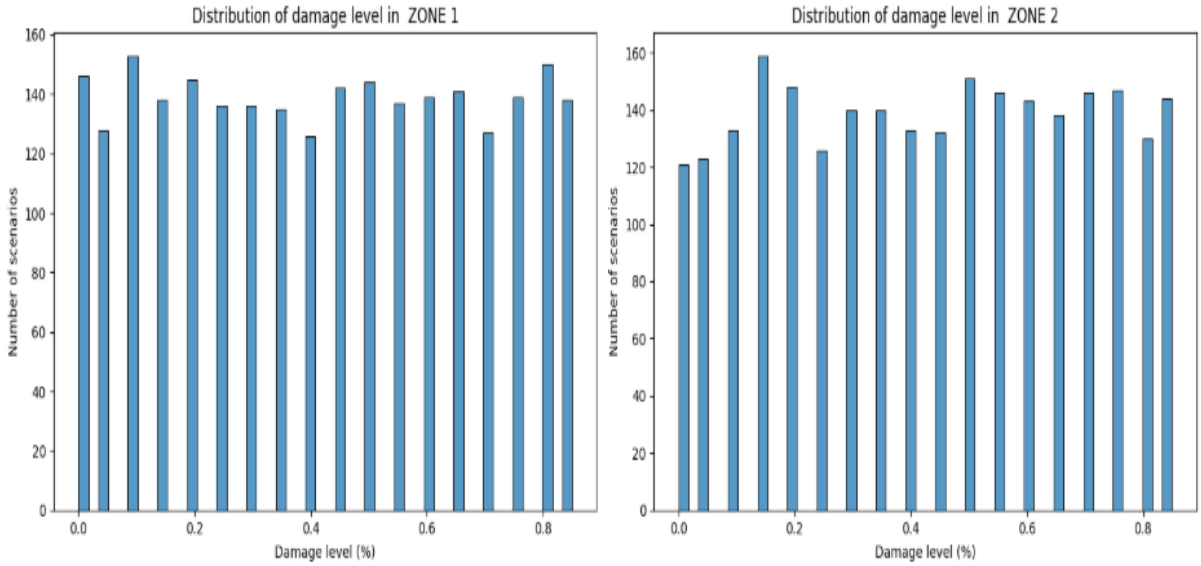


Figure 48:a répartition des niveaux de dommage simulés dans la zone 1 et 2

Avant d'être intégrés dans le modèle, ces vecteurs font l'objet d'une mise à l'échelle par la méthode MinMaxScaler de scikit-learn. En effet, cette procédure permet de ramener toutes les valeurs dans un intervalle commun, ce qui facilite l'apprentissage du modèle, et est indispensable pour permettre au modèle d'apprendre correctement, en évitant que des caractéristiques à grande échelle ne dominent sur d'autres.

Une fois prétraitées, les données sont divisées en trois ensembles distincts, selon la règle classique :

- **Ensemble d'apprentissage (70 %)** : utilisé pour ajuster les poids du réseau. C'est la base de l'apprentissage.
- **Ensemble de validation (15 %)** : utilisé pour suivre la performance du modèle pendant l'entraînement et prévenir le sur apprentissage.
- **Ensemble de test (15 %)** : utilisé après l'entraînement pour évaluer objectivement la capacité du modèle à généraliser ses prédictions.

L'assignation s'est faite de manière aléatoire, mais la reproductibilité est assurée par une graine fixe.
Ce processus complet assure que le réseau de neurones sera alimenté en données suffisamment équilibrées, échantillonnées correctement, et prétraitées de manière à garantir une formation stable, rapide et généralisable.

VI.4.1.2. Entraînement et évaluation du modèle :

Le réseau de neurones a été entraîné en 100 époques avec un batch size de 32. L'étape d'optimisation a été menée avec l'algorithme Adam, car celui-ci converge vite et régularise les coefficients d'apprentissage. Afin de limiter les risques de sur apprentissage, une méthode d'early stopping (arrêt anticipé) a été mise en œuvre lorsque la perte sur l'ensemble de validation ne diminuait plus.

Deux courbes d'évolution de l'entraînement ont été tracées :

- La première courbe, intitulée *Model loss over epochs*, illustre la baisse progressive de la fonction de perte (Loss) sur les ensembles d'apprentissage et de validation. On observe une convergence stable de la fonction de perte vers des valeurs proches de 0.01 (en MSE).

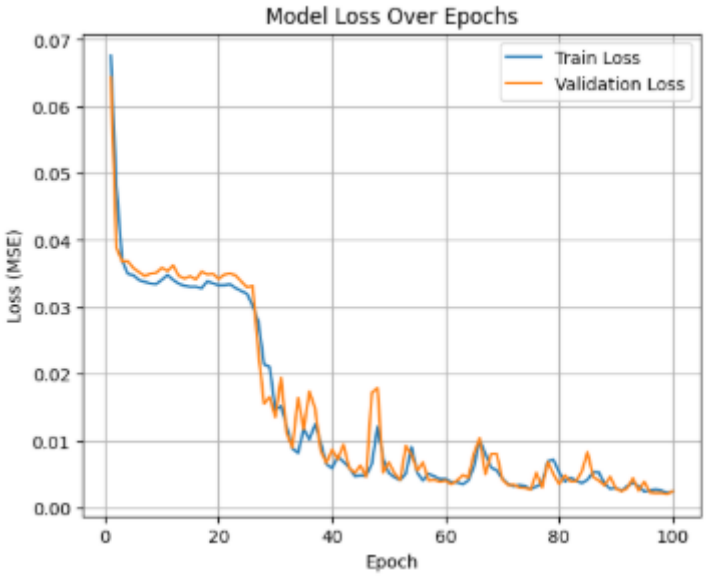


Figure 49:Évolution de la perte du modèle (Model loss over epochs)

- La seconde représente la précision (Accuracy) du modèle pour la classification des zones endommagées. La précision atteint 95 % à partir de la 80ème époque et reste stable jusqu'à la fin.



Figure 50:Évolution de la précision du modèle (Model accuracy over epochs)

Pour la régression, c'est-à-dire l'estimation du degré de sévérité du dommage, les prédictions du modèle ont été comparées aux valeurs cibles réelles. Les erreurs absolues moyennes (MAE) sont les suivantes :

- ZONE 1 : 0,77 %
- ZONE 2 : 5.26 %

Les coefficients de détermination R^2 sont élevés, atteignant :

- pour la ZONE 1, R^2 = 0,9885
- pour la ZONE 2. R^2 = 0,9119

Ce qui est démontré dans ces résultats est que le modèle a très bien apprise l'approximation des niveaux de dommages réels.

Afin de compléter l'évaluation du modèle, deux graphiques de comparaison entre les valeurs prédites et les valeurs réelles ont été réalisés. Ces figures permettent d'évaluer visuellement la qualité de la régression. Plus les points sont alignés sur la diagonale y = x, plus la prédiction est exacte.

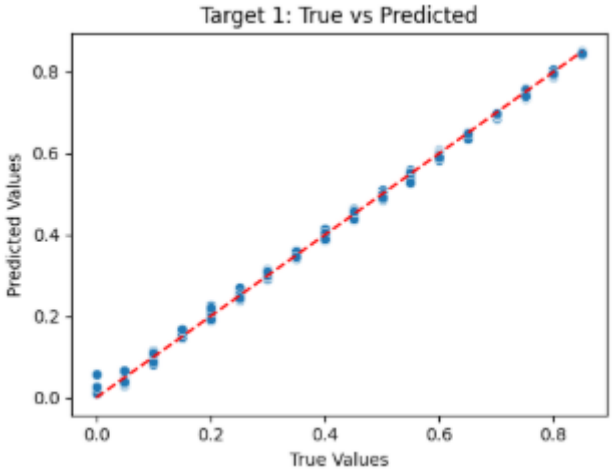


Figure 51:Valeurs prédites vs. Réelles pour la ZONE 1

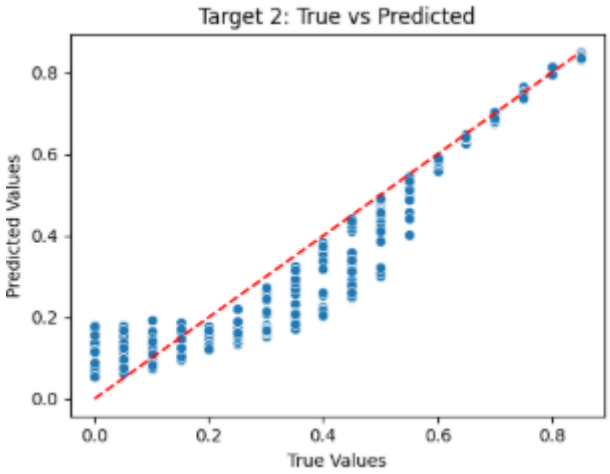


Figure 52:Valeurs prédites vs. Réelles pour la ZONE 2

La dernière visualisation proposée est une illustration de l'apprentissage du réseau sur la structure 3D, dans deux vues côte-à-côte de gauche à droite respectivement valeurs prédites et valeurs réelles sur une même instance de test, où l'on peut observer une bonne correspondance des zones endommagées ainsi des niveaux, ce qui est aussi un bon indicateur la validité du réseau.

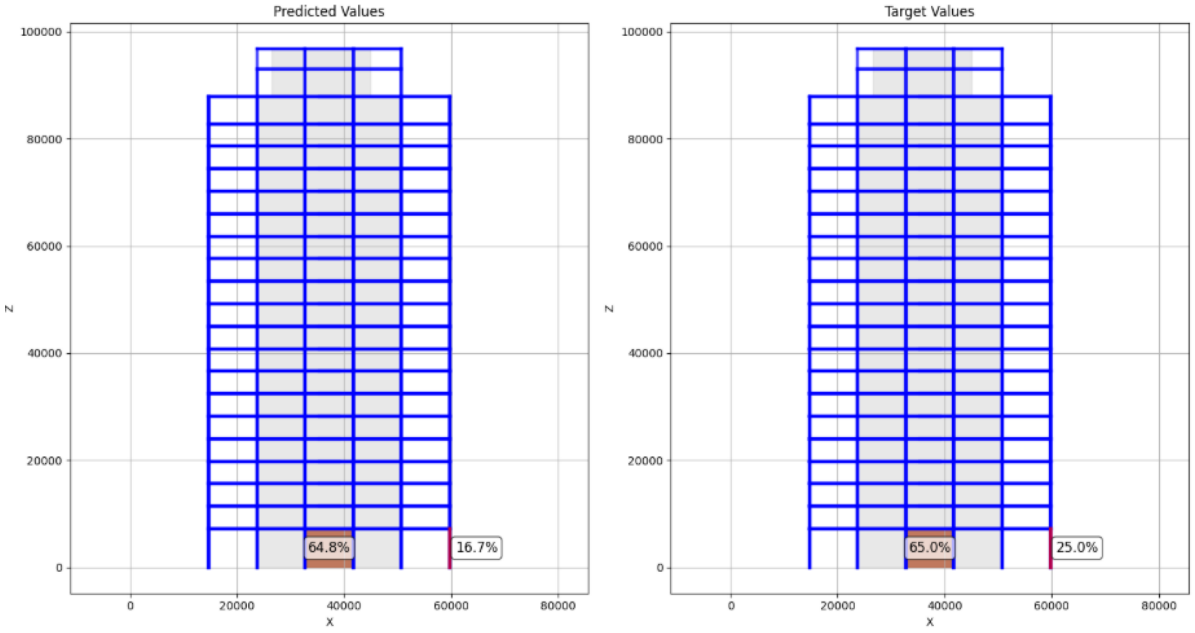


Figure 53:: Visualisation des dommages prévus vs. Réelles sur la structure (représentation 3D)

Conclusion :

Ce chapitre a démontré l'efficacité des réseaux de neurones artificiels (RNA) comme outil de détection et de localisation des dommages structurels, en s'appuyant sur les données issues de l'analyse modale et la matrice de flexibilité. La préparation rigoureuse des données, la conception d'une architecture adaptée, et la mise en œuvre d'un apprentissage supervisé ont permis au modèle d'atteindre de très bonnes performances, tant en classification qu'en régression.

Les résultats obtenus montrent que le réseau est capable non seulement d'identifier les zones endommagées avec une précision remarquable (jusqu'à 95 %), mais également d'estimer avec justesse le niveau de sévérité des dommages, avec un écart moyen très faible entre les prédictions et les valeurs réelles.

Ces résultats confirment l'utilité de combiner les techniques traditionnelles d'analyse modale avec des outils contemporains d'intelligence artificielle pour accroître la fiabilité du diagnostic structurel.

Le réseau de neurones artificiels mis en place a montré une forte capacité à apprendre les relations entre les données du modèle et l'état des dommages structurels. Il a permis de faire des prédictions fiables concernant l'emplacement et la gravité des dommages en tirant parti des changements dans la matrice de flexibilité.

Ces résultats mettent en évidence le potentiel des techniques d'intelligence artificielle dans le domaine de la surveillance de la santé structurelle (SHM), y compris sa mise en œuvre dans les systèmes de surveillance automatisée en temps réel.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION

Dans ce mémoire de fin d'études, l'analyse d'une structure de grande hauteur de 21 niveaux, et de deux niveaux de sous-sols, qui s'inscrit dans le projet El Medina à Alger a été réalisé méticuleusement. La tour en question fut conçue et calculé selon les anciennes normes algériennes parasismiques et donc le premier challenge était de la calculer et de la vérifier selon le nouveau Règlement parasismique Algérien RPA 2024. Ajouter à cela, une partie de recherche a été développée, afin de proposer une méthode efficace, moderne, pour détecter, localiser et évaluer les dommages pouvant se produire sur des structures de cette importance à l'aide d'outils de modélisations numériques, d'optimisations de la disposition des capteurs et de techniques d'intelligence artificielle.

Le travail a été introduit par une revue bibliographique sur les méthodes de surveillance de santé des structures (SHM) pour mieux cerner les travaux menés dans ce domaine ainsi que les outils permettant d'analyser l'état d'un ouvrage. Ensuite, nous avons détaillé la structure étudiée en termes de caractéristiques géométriques, géotechniques et des matériaux utilisés, sa modélisation numérique sous ETABS, ses études modales et sismiques au regard des exigences du RPA 2024.

Une fois validée la modélisation de la structure, nous avons procédé à la phase de détection des dommages. A cette fin, une étude d'optimisation a été menée pour déterminer le nombre minimal et l'emplacement optimal des capteurs en utilisant un algorithme génétique basé sur un critère du type MAC, de manière à garantir un bon niveau d'information tout en préservant les coûts d'installation.

Des scénarios d'endommagement ont ensuite été simulés sur certaines parties sensibles de la structure (poteaux, noyau) en diminuant leur rigidité. Les données modales extraites des différents scénarios ont ensuite été utilisées pour constituer une base d'apprentissage pour un réseau de neurones. Grâce à ce modèle d'intelligence artificielle, nous avons pu prédire avec un bon niveau de précision la localisation des dégradations ainsi que la magnitude de l'endommagement.

Les résultats obtenus montrent qu'il est possible de proposer pour une structure complexe et de grandes hauteurs une méthode de surveillance automatisée fiable fondée sur une analyse modale et l'intelligence artificielle à partir de capteurs passifs. Cela devrait améliorer la gestion et la maintenance des structures stratégiques, en diminuant le risque de dommages non apparents ou difficiles d'accès. Bien entendu, cette méthode, à développer encore sous différentes voies d'une validation expérimentale sur site, peut, comme nous l'avons vu ici, constituer un solide support pour des applications futures dans le génie civil intelligent.

REFERENCE BILBIOGRAPHIQUE

[1] **Abraham O. et al. (2014),** *Monitoring of a large cracked concrete sample with non-linear mixing of ultrasonic coda waves. 7th European Workshop on Structural Health Monitoring*

[2] **Balageas D., Fritzen C. P., Gumes A. (2006)**
Structural Health Monitoring, ISTE Ltd, London, UK.

[3] **Fang et al. (2020)** – *A review of vibration-based damage detection in civil structures*.

[4] Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., & Shevitz, D. W. (1996). *Damage Identification and Health Monitoring of Structural and Mechanical Systems from Changes in Their Vibration Characteristics: A Literature Review*. Los Alamos National Laboratory.

[5] Farrar, C. R., & Worden, K. (2012). *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. John Wiley & Sons.

[6] Sohn, H., Farrar, C. R., Hemez, F. M., & Czarnecki, J. J. (2002). *A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996–2001*. Los Alamos National Laboratory.

[7] Effective use of ambient vibration measurement for modal updating Smail Kechidi, Nouredine Bourahla

[8] Larbi, S., Bourahla, N., & Hannachi, A. (2024)
Application of an intelligent multi-damage detection framework for SHM on full-scale structure.

[9] Cherid, D., Bourahla, N., Laghoub, M. S., & Mohabeddine, I. I. (2021)

Sensor number and placement optimization for detection and localization of damage in a suspension bridge using a hybrid ANN-PCA reduced FRF method.

[10] **Yi, T.-H., Li, H.-N. & Gu, M. (2011).**
Optimal sensor placement for structural health monitoring based on multiple optimization strategies (*Struct. Des. Tall Spec. Build.*)

[11] **Guo, Y. L., Ni, Y. Q. & Chen, S. K. (2016).**
Optimal sensor placement for damage detection of bridges subject to ship collision (*Struct. Control Health Monit.*)

[12] **Meo, M., Zumpano, G. (2005).**
On the optimal sensor placement techniques for a bridge structure using genetic algorithms.

[13] **Mitchell, M. (1998).**
An Introduction to Genetic Algorithms. MIT Press.

[14] KAOULALA Mohamed1, OUABDESSELAM Céline Samia1, BOURAHLA Nouredine1, DJABALI-MOHABEDDINE Hafida1, CHERID Djamila1**,** 11èmes Journées Fiabilité des Matériaux et des Structures – Clermont-Ferrand, 5-7 juillet 2022. Stratégie de surveillance de la santé structurale du monument historique : Kalaa de Beni Hammad

[15] Miroslav Pastora, Michal Bindaa*, Tomáš Har arik, Modal Assurance Criterion

Simulation numérique d'une surveillance vibratoire sur le barrage de Béni-Haroun. Sabri ATTAL, Chafik Mohamed GHARBI

[16] Sensor placement optimization applied to laminated composite plates under vibration Gomes et al; Structural and Multidisciplinary Optimization2024

[17] Salmanpour, S., & Shafeie, R. (2017).
Transducer placement optimisation scheme for a delay-and-sum damage detection algorithm.

[18] Thiene, M., Sharif-Khodaei, Z., & Aliabadi, M. H. (2015).
Optimal Sensor Placement for Damage Detection Based on Ultrasonic Guided Wave.

[19] Yun Ju Yan, H. G. Chen & Jie Sheng Jiang (2007).
Optimal Placement of Sensors for Damage Characterization Using Genetic Algorithms.

[20] Beygzadeh, S., Salajegheh, E., Torkzadeh, P., Salajegheh, J., & Naseralavi, S. S. (2014).
An Improved Genetic Algorithm for Optimal Sensor Placement in Space Structures Damage Detection.

[21] Wang, T., Wagg, D. J., Worden, K. & Barthorpe, R. J. (2021).
On sensor optimisation for structural health monitoring robust to environmental variations.

[22] LARBI Selma Hanane, CALCUL D'UNE TOUR EN BETON ARME R+19 AVEC 2 SOUS-SOLS AUX PINS MARITIMES A ALGER

[23] S.H. Larbi1, N. Bourahla2, A. Hannachi3 & Y. Bourahla4, APPLICATION OF AN INTELLIGENT MULTI-DAMAGE DETECTION FRAMEWORK FOR SHM ON FULL-SCALE STRUCTURE,

[24] M. D. C. E. V. Alexander Mendler, «Sensor placement with optimal damage detectability for statistical damage detection,» Mechanical Systems and Signal Processing, 2022.

[26] Milisen X., Lenarts V., Comparaison de différentes méthodes de détection de défauts dans les roulements, Revue Scientifique des ISILF n◦20, 2006.

[27] Application de Neuro-GA (2018).
Neuro-GA hybrids in sensor optimization for SHM of bridges – Paper CC-ACS 2018.

[28] Salmanpour, S., & Shafeie, R. (2017). Transducer placement optimisation scheme for a delay-and-sum damage detection algorithm. *Smart Materials and Structures*, 26(9), 095016.

[29] Beygzadeh, S., Salajegheh, E., Torkzadeh, P., Salajegheh, J., & Naseralavi, S. S. (2014). An improved genetic algorithm for optimal sensor placement in space structures damage detection. *Structural Control and Health Monitoring*, 21(4), 620–632.

[30] Yan, Y. J., Chen, H. G., & Jiang, J. S. (2007). Optimal placement of sensors for damage characterization using genetic algorithms. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 18(3), 307–315

Règlements et cours :

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 2024 version 2025.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988
- Cours de béton armé de monsieur BELAOURA mobarek, ENSTP.
- Cours de batiments de monsieur BOURZAM abdelkrim, USTHB.
- Script de python utilise pour détection de dommage, Mme larbi salma, ENSTP.

ANNEXE : ALGORITHME GENETIQUE (OPTIMISATION DU NOMBRE ET DES EMPLACEMENTS DES CAPTEUR)

```
!git clone https://github.com/abdellatif2/SHM-ENSTP-2025.git
!cp -r SHM-ENSTP-2025/YasmineReda .
!rm -rf SHM-ENSTP-2025

%cd /content/YasmineReda
!pip install pygad -q
from utils import *
import matplotlib.pyplot as plt
import numpy as np
from tqdm import tqdm
import pygad
from collections import defaultdict
import seaborn as sns

import pandas as pd
from sklearn.preprocessing import MinMaxScaler, StandardScaler
from sklearn.model_selection import train_test_split

import tensorflow as tf
from tensorflow.keras.models import Model
from tensorflow.keras.layers import Input, Dense

n_generations = 50
population_size = 250
n_modes = 12

num_parents_mating = 10

sol_per_pop = 10

parent_selection_type = "sss"
keep_parents = 1

crossover_type = "single_point"

mutation_type = "random"
mutation_percent_genes = 20

filtered_coord = np.loadtxt("filtered_coords.csv", delimiter=",",
dtype=str)
possible_sensors_ids = filtered_coord[:,0]
PHI_flat = np.loadtxt('ALL_SENSORS_MODE_SHAPES.csv', delimiter=',')

n = PHI_flat.shape[1] // 3


PHI = PHI_flat.reshape(12, 3, n)
PHI.shape
```

```
num_genes = PHI.shape[2]

init_range_low = 0
init_range_high = PHI.shape[2]
def MAC(phi_A, phi_B):

    phi_A = np.array(phi_A)
    phi_B = np.array(phi_B)


    n_modes_A, n_points_A = phi_A.shape
    n_modes_B, n_points_B = phi_B.shape

    MAC_matrix = np.zeros((n_modes_A, n_modes_B))


    for i in range(n_modes_A):
        for j in range(n_modes_B):
            numerator = np.abs(np.dot(phi_A[i, :], phi_B[j, :]))**2
            denominator = (np.dot(phi_A[i, :], phi_A[i, :]) *
np.dot(phi_B[j, :], phi_B[j, :]))
            MAC_matrix[i, j] = numerator / denominator

    return MAC_matrix


def fitness_func(ga_instance, solution, solution_idx):
    solution = np.delete(solution, solution==-1)
    solution = np.unique(solution)
    phi = PHI[:, :, solution]
    mac = MAC(phi.reshape((n_modes, -1)), phi.reshape((n_modes, -1)))
    np.fill_diagonal(mac, 0)


    sum_non_diagonal = np.sum(mac)
    num_parameters = len(solution)


    penalty = num_parameters / num_genes

    fitness = 1 / np.sqrt(sum_non_diagonal) / (1 + penalty)

    # print('----------------------------------------')
    return fitness
```

```
def custom_initialization(num_solutions, num_genes, init_range_low,
init_range_high):
    population = []
    for _ in range(num_solutions):
        solution = np.ones(num_genes, dtype=int) * -1
        num_active_genes = np.random.randint(1, num_genes + 1)
        active_positions = np.random.choice(range(num_genes),
num_active_genes, replace=False)
        active_values = np.random.choice(range(init_range_low,
init_range_high), num_active_genes, replace=False)
        solution[active_positions] = active_values
        population.append(solution)
    return np.array(population)
history = []

def on_generation(ga_instance):
    solution, solution_fitness, solution_idx =
ga_instance.best_solution()
    solution = np.delete(solution, solution==-1)
    solution = np.unique(solution)
    history.append([solution_fitness, len(solution)])

    progress_bar.update(1)

progress_bar = tqdm(total=n_generations, desc='GA Progress')

ga_instance = pygad.GA(
    num_generations=n_generations,
    num_parents_mating=num_parents_mating,
    fitness_func=fitness_func,
    sol_per_pop=sol_per_pop,
    num_genes=num_genes,
    init_range_low=init_range_low,
    init_range_high=init_range_high,
    parent_selection_type=parent_selection_type,
    keep_parents=keep_parents,
    crossover_type=crossover_type,
    mutation_type=mutation_type,
    mutation_percent_genes=mutation_percent_genes,
    gene_type=int,
    on_generation=on_generation,
    initial_population=custom_initialization(population_size,
num_genes, init_range_low, init_range_high)
)
print('==============OPTIMIZATION========================')

ga_instance.run()
progress_bar.close()
```

```
final_solution, solution_fitness, solution_idx =
ga_instance.best_solution()
print('Final number of sensors :', len(np.unique(final_solution)),
'from total of :', num_genes)
history = np.array(history)
fitness_hist = history[:, 0]
n_sensors_hist = history[:, 1]

sum_non_diagonal_list = []

for num_parameters, fitness in zip(n_sensors_hist, fitness_hist):
    penalty = num_parameters / num_genes
    sum_non_diagonal = (1 / (fitness * (1 + penalty))) ** 2
    sum_non_diagonal_list.append(sum_non_diagonal)

fig, axs = plt.subplots(1, 3, figsize=(18, 5), sharex=True)

axs[0].plot(fitness_hist, color='blue')
axs[0].set_ylabel('Fitness Value')
axs[0].set_title('Evolution of Total Fitness')
axs[0].grid(True)


axs[1].plot(n_sensors_hist, color='orange')
axs[1].set_ylabel('Number of Sensors')
axs[1].set_title('Evolution of Number of Sensors')
axs[1].grid(True)

axs[2].plot(sum_non_diagonal_list,  color='green')
axs[2].set_ylabel('Sum Non-Diagonal')
axs[2].set_title('Evolution of sum of all off-diagonal elements in the
MAC matrix')
axs[2].grid(True)

for ax in axs:
    ax.set_xlabel('Number of generations')

plt.tight_layout()
plt.show()
selected_indices = final_solution[(final_solution != 0) &
(final_solution != -1)]
selected_ids = [possible_sensors_ids[i] for i in selected_indices]

matched_rows = np.array([row for row in filtered_coord if row[0] in
selected_ids])
selected_ids = np.array(selected_ids)
```

```
plot_scatter_by_z_levels(filtered_coord, matched_rows[:,0])

groups = defaultdict(list)
for row in matched_rows:
    z = row[-1]
    groups[z].append(row)


selected_ids = []
print("Sensor IDs by Z level (max 5 per Z):")
for z in sorted(groups):
    rows = groups[z][:5]
    ids = [str(row[0]) for row in rows]
    print(f"Z = {z}: {ids}")
    selected_ids.extend(ids)

selected_ids = np.array(selected_ids)
elected_ids = np.array(selected_ids)

plot_scatter_by_z_levels(filtered_coord, selected_ids)
```

ANNEXE : RESEAU NEURONAL ARTIFICIEL (DÉTECTION DES DOMMAGES)

```
path = r'dataset/final_dataset.csv'
X = pd.read_csv(path)

X.head()

path = 'dataset/dataset_info.csv'
y = pd.read_csv(path)

y.head()
y_flat = y.values.flatten()

plt.figure(figsize=(10, 6))
sns.histplot(y_flat, bins=50)
plt.title('Distribution of Damage levels across the dataset')
plt.xlabel('Damage level (%)')
plt.ylabel('Number of scenarios')
plt.show()


fig, axes = plt.subplots(nrows=1, ncols=2, figsize=(15, 5))

for i, col in enumerate(y.columns):
    sns.histplot(y[col], bins=50, ax=axes[i])
    axes[i].set_title(f'Distribution of damage level in {col}')
    axes[i].set_xlabel('Damage level (%)')
    axes[i].set_ylabel('Number of scenarios')

plt.tight_layout()
plt.show()
print('shape of input :', X.shape)
print('shape of output :', y.shape)

X_train, X_test, y_train, y_test = train_test_split(X, y,
test_size=0.2, random_state=42)
print('shape of train set :', X_train.shape)
print('shape of test set :', X_test.shape)

if len(tf.config.list_physical_devices('GPU')) > 0:
    print("Training on the Graphic card GPU")
else:
    print("Training on the Processor CPU")

scaler_X = StandardScaler()
X_train_scaled = X_train
X_test_scaled = X_test
epochs = 100

hidden_layers = [512, 128, 64]
```

```
activation_function = 'relu'
output_activation = 'sigmoid'

learning_rate = 0.01
input_features = X.shape[1
output_neurons = 2

model = build_model(
    input_dim=input_features,
    layer_sizes=hidden_layers,
    hidden_activation=activation_function,
    output_dim=output_neurons,
    output_activation=output_activation
)

model.summary()

from tensorflow.keras.optimizers import Adam

optimizer = Adam(learning_rate=learning_rate)

model.compile(optimizer=optimizer,
              loss='mean_squared_error',
              metrics=['accuracy'])

history = model.fit(X_train_scaled,  y_train,
                    epochs=epochs, batch_size=128,
validation_split=0.2)
epochs_list = range(1, len(history.history['loss']) + 1)

plt.figure(figsize=(14,5))

plt.subplot(1, 2, 1)
plt.plot(epochs_list, history.history['loss'], label='Train Loss')
plt.plot(epochs_list, history.history['val_loss'], label='Validation
Loss')
plt.title('Model Loss Over Epochs')
plt.xlabel('Epoch')
plt.ylabel('Loss (MSE)')
plt.legend()
plt.grid(True)

plt.subplot(1, 2, 2)
plt.plot(epochs_list, history.history['accuracy'], label='Train
Accuracy')
plt.plot(epochs_list, history.history['val_accuracy'],
label='Validation Accuracy')
plt.title('Model Accuracy Over Epochs')
```

```
plt.xlabel('Epoch')
plt.ylabel('Accuracy')
plt.legend()
plt.grid(True)

plt.show()
predictions = model.predict(X_test_scaled)


y_test_array = np.array(y_test)

comparison_df = pd.DataFrame({
    'True_1': y_test_array[:, 0],
    'Pred_1': predictions[:, 0],
    'True_2': y_test_array[:, 1],
    'Pred_2': predictions[:, 1],
})

print(comparison_df.head(10))
abs_errors = np.abs(predictions - y_test_array)

mae_per_zone = np.mean(abs_errors, axis=0)

for i, mae in enumerate(mae_per_zone, start=1):
    print(f"Mean Absolute Error for Target (Zone) {i}: {100*mae:.4f}
%")
from sklearn.metrics import r2_score

for i in range(y_test_array.shape[1]):
    r2 = r2_score(y_test_array[:, i], predictions[:, i])
    print(f"R² score for Target (Zone) {i+1}: {r2:.4f}")

num_targets = y_test_array.shape[1]

fig, axs = plt.subplots(1, num_targets, figsize=(5*num_targets, 4),
sharex=False, sharey=False)

for i in range(num_targets):
    ax = axs[i]
    sns.scatterplot(x=y_test_array[:, i], y=predictions[:, i], ax=ax)
    ax.plot([y_test_array[:, i].min(), y_test_array[:, i].max()],
            [y_test_array[:, i].min(), y_test_array[:, i].max()],
            'r--')  # Line y=x for reference
    ax.set_title(f'Target {i+1}: True vs Predicted')
    ax.set_xlabel('True Values')
    ax.set_ylabel('Predicted Values')

plt.tight_layout()
```

```
plt.show()

import json

with open('plot_coordinates.json', 'r') as f:
    loaded_data = json.load(f)

frames_coords = loaded_data['frames']
rectangles = loaded_data['rectangles']
test_id = 0
pred_values = predictions[test_id]
target_values = y_test_array[test_id]

plot_side_by_side(frames_coords, rectangles, pred_values,
target_values)
```