

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس
جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**ETUDE SISMIQUE D'UN FLAT HÔTEL COMPOSE DE
DEUX TOURS DE 22 ET 19 ÉTAGES ENCASTRÉES DANS
UN PODIUM DE 3 ÉTAGES PLUS 2 SOUS-SOLS
CONTREVENTÉES PAR TROIS NOYAUX CENTRAUX EN
TENANT COMPTE DE L'INTERACTION ENTRE
STRUCTURES -ISS-**

Présenté par :

MOKADEM Houssam Eddine

Encadré par :

Mr. HADID : Professeur à ENSTP

Mr. AKNOUCHE : Directeur de recherche

Promotion 2023/2024

Remerciement

Je suis profondément reconnaissant envers mes parents pour leur amour inconditionnel, leur soutien indéfectible et les sacrifices innombrables qu'ils ont consentis. Leur présence et leur encouragement ont été mes piliers tout au long de mon parcours académique, et sans eux, je n'aurais pas pu réaliser mes objectifs.

Je souhaite exprimer ma sincère gratitude envers Monsieur HADID Mohamed, mon encadreur, pour ses conseils avisés, son dévouement et le partage généreux de ses connaissances précieuses. Son expertise et son soutien attentif ont été indispensables à la réussite de ce projet.

Je tiens également à remercier chaleureusement Monsieur AKNOCHE Hassan pour son temps, sa disponibilité constante et son aide précieuse. Son soutien a joué un rôle déterminant dans la conduite de ce projet dans les meilleures conditions et dans les délais impartis.

De même, je suis reconnaissant envers Monsieur BENCHARIF Raouf pour son soutien continu et son assistance précieuse tout au long de ce projet. Sa disponibilité et son engagement ont grandement contribué à son accomplissement.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude envers tous les enseignants qui m'ont accompagné durant mon parcours académique. Leur expertise, leur passion et leur dévouement ont été des éléments fondamentaux de ma formation.

Dédicace

Je commence par exprimer ma gratitude envers Dieu pour m'avoir accordé la force et le courage nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à mes parents et à ma famille, dont l'amour, le soutien et le soutien infini ont enrichi ma vie et m'ont aidé à accomplir cette tâche.

Je souhaite également dédier ce travail à Monsieur HADID Mohamed, mon encadreur, dont l'expérience et les connaissances m'ont grandement enrichi et ont contribué à la réalisation de ce projet.

Enfin, je tiens à adresser cette dédicace à tous mes collègues de la promo DMS, dont l'esprit d'équipe, l'entraide et la camaraderie ont été une source constante d'inspiration et de motivation tout au long de ce parcours.

ملخص

يركز هذا المشروع على دراسة زلزالية لمبنى معقد يتكون من برجين يستندان على منصة، وفقًا لتوجيهات القواعد الزلزالية الجزائرية.

الهدف الرئيسي هو المقارنة بين مبدئين : مبدء لمبسط، الذي يتطلب فصل البرجين ودراسة كل برج بشكل فردي مع اقتراح تدابير إنشائية احتياطية؛ ومبدء مفصل، الذي يأخذ في الاعتبار تأثير التفاعل بين الهياكل. بالإضافة إلى ذلك، قمنا بإجراء بحث حول تأثير الاتجاهية الزلزالية على سلوك الهياكل.

يوفر هذا المشروع فرصة مثيرة لفهم وتطبيق مبادئ ديناميكا الهياكل، مما يساهم بشكل كبير في مجال التصميم الزلزالي. الكلمات الرئيسية: تفاعل الهيكل-الهيكل، الصلابة، التخميد، الدورة، الخرسانة المسلحة، الاستجابة الزلزالية، الجهد والاتجاهية الزلزالية.

Résumé

Ce projet de fin d'études se concentre sur l'analyse sismique d'un bâtiment complexe composé de deux tours reposant sur un podium, conformément aux directives du règlement parasismique algérien.

L'objectif principal est de comparer deux approches méthodologiques : la méthode simplifiée, qui nécessite la séparation des deux tours et l'étude individuelle de chaque tour avant de proposer des dispositifs constructifs ; et la méthode d'analyse en sous-structuration, qui prend en compte l'effet de l'interaction entre les structures. De plus, nous avons mené une recherche bibliographique sur l'effet de directionnalité sismique sur le comportement des structures.

Ce projet offre une opportunité passionnante pour comprendre et appliquer les principes de la dynamique des structures, apportant ainsi une contribution significative au domaine de la conception parasismique.

Mots clés: interaction structure-structure, rigidité, amortissement, période, béton armé, réponse sismique, effort et directionnalité sismique.

Abstract

This final year project focuses on the seismic analysis of a complex building composed of two towers resting on a podium, in accordance with the directives of the Algerian seismic regulations.

The primary objective is to compare two methodological approaches: the simplified method, which requires separating the two towers and individually studying each one before proposing constructive measures; and the sub-structuring analysis method, which takes into account the effect of interaction between the structures. Additionally, we conducted a literature review on the effect of seismic directionality on the behavior of structures.

This project provides an exciting opportunity to understand and apply the principles of structural dynamics, thereby making a significant contribution to the field of seismic design.

Keywords: structure-structure interaction, stiffness, damping, period, reinforced concrete, seismic response, force and seismic directionality.

Sommaire

I. Introduction générale :	1
I. Généralité.....	2
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation du projet	2
I.3 Caractéristiques architecturales	3
I.3.1 Dimension en plan	3
I.3.2 Dimension en élévation	4
I.3.3 Système de contreventement	4
I.4 Les données géotechniques du site	5
I.5 Classification de l'ouvrage selon RPA	6
I.6 Caractéristiques des matériaux béton et acier.....	6
I.6.1 Le béton	6
I.6.2 L'acier	10
II. Conception parasismique	13
II.1 Introduction	13
II.2 L'objectif globale de la construction parasismique.....	13
II.3 Les principes de conception parasismique des bâtiments	13
II.3.1 Principe 1 simplicité de la structure	13
II.3.2 Principe 2 la continuité.....	13
II.3.3 Principe 3 régularité en plan.....	13
II.3.4 Principe 4 régularité en élévation	14
II.3.5 Principe 5 résistance et rigidité dans les deux directions (effet de torsion).....	15
II.3.6 Principe 6 diaphragme efficace	15
II.3.7 Principe 7 les éléments verticaux surdimensionnés	16
II.3.8 Principe 8 créer les conditions d'un mécanisme plastique global	16
II.3.9 Principe 9 choix rationnels relatifs aux masses.....	16
II.3.10 Principe 10 la largeur du contreventement	16
II.3.11 Principe 11 fondation adéquate	16
II.3.12 Principe 12 partition en sous structures.....	16
II.3.13 Principe 13 fixation des éléments non structuraux	17
II.4 Conclusion.....	17
III. Prédimensionnement.....	18
III.1 Introduction.....	18
III.2 Prédimensionnement des dalles	18
III.2.1 Détermination des épaisseurs.....	19
III.3 Descente de charge.....	19
III.4 Prédimensionnement des poutres.....	26
III.3.1 Poutres principales	26
III.3.2 Poutre secondaire	27

III.5 Prédimensionnement des poteaux.....	28
III.5.1 Calcul de Nu	29
III.6 Prédimensionnement des voiles	33
III.6.1 Prédimensionnement du noyau central	34
III.6.2 Prédimensionnement du voile périphérique.....	35
III.7 Conclusion	36
IV. Etude sismique	37
IV.1 Introduction	37
IV.2 La méthode statique équivalent.....	38
IV.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalent	38
IV.2.2 Modélisation.....	39
IV.2.3 Calcul de la force sismique totale.....	39
IV.3 L'analyse modale.....	39
IV.3.1 Principe de la méthode	40
IV.3.2 Modélisation numérique.....	41
IV.4 Interaction Structure-Structure (ISS).....	42
IV.4.1 Définition des Composants	42
IV.4.2 Importance de l'interaction structure-structure	43
IV.4.3 Mécanismes d'Interaction ISS	43
IV.4.4 Types d'Interactions ISS	43
IV.4.5 Méthodes d'Analyse	44
IV.5 Modélisation à l'aide de logiciel ETABS.....	44
IV.5.1 Présentation du logiciel	44
IV.5.2 Modélisation des éléments structuraux	44
IV.5.3 Modélisation de la masse et affectation des charges	44
IV.6 La méthode approchée	45
IV.6.1 Principe de cette approche.....	45
IV.6.2 L'étude sismique de la tour A.....	45
IV.6.2.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent.....	45
IV.6.2.4 Analyse modale spectrale de la tour A	49
IV.6.2.5 Analyse sismique.....	53
IV.6.2.6 Distribution des efforts.....	55
IV.6.2.7 Calcul du déplacement.....	56
IV.6.2.8 Justification de sécurité	58
IV.6.3 L'étude sismique de la tour B.....	62
IV.6.3.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent.....	62
IV.6.3.4 Analyse modale spectrale de la tour B	65
IV.6.3.5 Analyse dynamique	69
IV.6.3.6 Distribution des efforts.....	71
IV.6.3.7 Calcul du déplacement	72

IV.6.3.8Justification de sécurité	73
IV.7 La modélisation globale	78
IV.7.1 Principe de cette approche.....	78
IV.7.2 L'analyse modale spectrale de la structure globale	78
IV.7.3 Analyse dynamique modale spectrale	83
IV.7.4 Distribution des efforts	84
IV.7.5Calcul des déplacements	86
IV.7.6Justification de sécurité	89
IV.8 Comparaison entre les deux approches	95
IV.9 Conclusion.....	97
V. Évaluation des Règles de Combinaison pour le Calcul de la Réponse Maximale dans l'Analyse Sismique Multi composante.....	98
V.1 Introduction	98
V.2 Réponse structurelle aux deux composantes sismiques.....	98
V.2.1 Mouvement sismique.....	98
V.2.2 Relation entre la réponse structurelle et l'angle d'incidence	99
V.2.3 La réponse critique	99
V.3 Règles de combinaison pour l'analyse sismique multi composent.....	99
V.3.1 La règle Simplifiée-SRSS.....	99
V.3.2 La règle des 30 %	100
V.3.3 La règle SRSS (Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares).....	100
V.3.4 La règle CQC3.....	100
V.4 Le séisme de Boumerdes 2003	100
V.5 Comparaison des valeurs estimés de la réponse	101
V.5.1 Comparaison et Evaluation.....	103
V.6 Conclusion.....	103
Conclusion générale.....	104

Liste figures

Figure 1: Projet Alger Medina	2
Figure 2: flat hôtel	3
Figure 3: vue en plan	3
Figure 4: vue en élévation.....	4
Figure 5 : vue en plan du système de contreventement	5
Figure 6 : vue en 3D du système de contreventement	5
Figure 7 : composition générale du béton	7
Figure 8 : la loi de comportement du béton	8
Figure 9 : quelque forme régulière en plan.....	13
Figure 10 : conditions de régularité en plan.....	14
Figure 11 : régularité en élévation.....	14
Figure 12 : conditions de régularité en élévation.....	14
Figure 13 : rôle du diaphragme.....	15
Figure 14 : type de partition en sous structures	17
Figure 15 : vue 3D d'une dalle plane.....	18
Figure 16 : mur rideau.....	25
Figure 17 : vue 3D de la poutre	26
Figure 18 : vue en plan qui représente la surface chargée revient aux poteaux	29
Figure 19 : vue 3D d'un voile.....	33
Figure 20 : Coupe des voiles en plan selon la forme & la condition de rigidité aux extrémités.....	34
Figure 21 : vue en plan d'un noyau et les conditions de rigidités aux extrémités	34
Figure 22 : les deux noyaux centraux de la tour A.....	35
Figure 23 : le noyau central de la tour B	35
Figure 24 : vue 3D du voile périphérique.....	36
Figure 25 : la séparation de la structure en deux (tour + podium)	45
Figure 26 : vue 3D du modèle de la tour A.....	49
Figure 27 : vue en élévation du modèle de la tour A	50
Figure 28 : vue en plan de la tour A	50
Figure 29 : représentation du 1 ^{ère} mode.....	52
Figure 30 : représentation du 2 ^{ème} mode.....	52
Figure 31 : représentation du 3 ^{ème} mode.....	53
Figure 32 : spectre de réponse	54
Figure 33 : représentation graphique des déplacements	57
Figure 34 : schéma explicative de l'effet P-delta.....	59
Figure 35 : vue 3D du modèle de la tour B.....	65
Figure 36 : vue en élévation du modèle de la tour B	66
Figure 37 : vue en plan du modèle de la tour B.....	66
Figure 38 : représentation du 1 ^{ère} mode.....	68
Figure 39 : représentation du 2 ^{ème} mode.....	68
Figure 40 : représentation du 3 ^{ème} mode.....	69
Figure 41 : spectre de réponse	70
Figure 42 : représentation graphique des déplacements	73
Figure 43 : vue 3D du modèle global	78
Figure 44 : vue en élévation du modèle global.....	78
Figure 45 : vue en plan du modèle global au niveau du podium.....	79
Figure 46 : vue en plan du modèle global à un niveau or podium	79
Figure 47 : la sous structuration.....	79
Figure 48 : représentation du 1 ^{ère} mode.....	81
Figure 49 : représentation du 2 ^{ème} mode.....	82
Figure 50 : représentation du 3 ^{ème} mode.....	82

Figure 51 : spectre de réponse	83
Figure 52 : représentation des déplacements	86
Figure 53 : représentation des déplacements	87
Figure 54 : représentation des déplacements	89
Figure 55 : représentation graphique de l'effort tranchant à la base	95
Figure 56 : représentation graphique du moment fléchissant à la base	96
Figure 57 : représentation graphique des dépassements au sommet	96
Figure 58 : le moment fléchissant à la base par les différentes méthodes.....	102
Figure 59 : l'effort tranchant à la base par les différentes méthodes	102

Liste tableaux

Tableau 1 : valeurs prévues de la résistance du béton	8
Tableau 2 : valeurs prévues des contraintes admissibles du béton σ_{bc}	9
Tableau 3 : valeurs du module d'élasticité du béton	9
Tableau 4 : valeurs des contraintes limites de cisaillement	10
Tableau 5 : les nuances d'acier, contraintes de rupture et déformations de rupture.....	11
Tableau 6 : les contraintes limites de l'acier	12
Tableau 7 : descente de charge du plancher de la pente house.....	20
Tableau 8 : descente de charge du plancher de l'AHU.....	20
Tableau 9 : descente de charge du plancher avec jardin.....	21
Tableau 10 : descente de charge du plancher avec piscine	21
Tableau 11 : descente de charge du plancher des chambres	22
Tableau 12 : descente de charge du plancher des cuisines et salles de bain	22
Tableau 13 : descente de charge du plancher des balcons	23
Tableau 14 : descente de charge du plancher de la clinique radiologie	23
Tableau 15 : descente de charge du plancher de la clinique	23
Tableau 16 : descente de charge du plancher de la salle de sport	24
Tableau 17 : descente de charge l'escalier	24
Tableau 18 : descente de charge l'escalier	24
Tableau 19 : coefficient de dégression des charges d'exploitation	30
Tableau 20 : le prédimensionnement du poteau c2	32
Tableau 21 : le prédimensionnement du poteau c1	33
Tableau 22 : condition de rigidités aux extrémités.....	35
Tableau 23 : pénalité de la tour A.....	46
Tableau 24 : poids sismique	48
Tableau 25 : récapitulatif des facteurs de la MSE.....	49
Tableau 26 : la force sismique dans les deux directions	49
Tableau 27 : résultat de l'analyse modale.....	51
Tableau 28 : résultat de l'analyse modale.....	54
Tableau 29 : distribution de l'effort tranchant et moment fléchissant par étage	56
Tableau 30 : les déplacements horizontaux de chaque étage	57
Tableau 31 : vérification des déplacements inter-étages	58
Tableau 32 : : justification de l'effet P-delta dans le sens x.....	60
Tableau 33 : justification de l'effet P-delta dans le sens y	61
Tableau 34 : vérification du renversement.....	61
Tableau 35 : pénalité de la tour B.....	63
Tableau 36 : le poids sismique de la tour B	65
Tableau 37 : récapitulatif des facteurs de la MSE.....	65
Tableau 38 : la force sismique dans les deux directions	65
Tableau 39 : résultat de l'analyse modale.....	67
Tableau 40 : résultat de l'analyse modale.....	70
Tableau 41 : distribution de l'effort tranchant et moment fléchissant par étage	72
Tableau 42 : les déplacements horizontaux de chaque étage	73
Tableau 43 : vérification des déplacements inter-étages	74
Tableau 44 : justification de l'effet P-delta dans le sens x	76
Tableau 45 : justification de l'effet P-delta dans le sens y	77
Tableau 46 : vérification de renversement.....	77
Tableau 47 : résultats de l'analyse modale	81
Tableau 48 : résultats de l'analyse dynamique	83
Tableau 49 : distribution des efforts dans le podium.....	84
Tableau 50 : distribution des efforts dans la tour B.....	85

Tableau 51 : distribution des efforts dans la tour A.....	85
Tableau 52 : déplacement horizontale des étages du podium	86
Tableau 53 : les déplacements horizontaux de la tour A	87
Tableau 54 : les déplacements horizontaux dans la tour B	88
Tableau 55 : justification du podium vis-à-vis déformation dans le sens x et y.....	89
Tableau 56 : justification de la tour B vis-à-vis déformation dans le sens x et y	90
Tableau 57 : justification de la tour A vis-à-vis déformation dans le sens x.....	91
Tableau 58 : justification du podium vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x.....	91
Tableau 59 : justification du podium vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y.....	91
Tableau 60 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x	92
Tableau 61 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y	93
Tableau 62 : justification de la tour A vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x	94
Tableau 63 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y	94
Tableau 64 : vérification du renversement.....	95
Tableau 65 : comparaison entre les approches	95
Tableau 66 : Accélérations maximales du sol enregistrées.....	101
Tableau 67 : les efforts selon différent méthodes.....	101

INTRODUCTION GENERALE

I. Introduction générale :

Depuis l'apparition de l'homme, il cherche toujours à construire des abris pour se protéger des dangers naturels tels que les catastrophes. Ces abris ont évolué au fil du temps avec l'évolution de la technique de construction, permettant à l'homme de construire des bâtiments de grande hauteur et de forme complexe. Aujourd'hui, les bâtiments sont construits et dimensionnés de telle façon qu'ils doivent être résistants aux différentes sollicitations, notamment aux forces naturelles telles que le vent et le séisme.

L'Algérie, étant dans une région sismique active, a été frappée par divers séismes dévastateurs tout au long de son histoire, notamment le séisme de Boumerdès en 2003, qui a causé d'importantes pertes en vies humaines et en biens matériels. Ces événements inattendus ont marqué un tournant dans la construction des bâtiments, entraînant l'adoption de normes parasismiques.

Le génie parasismique est une discipline qui se concentre sur la résistance des structures aux séismes. Il implique la conception de bâtiments capables de résister aux forces sismiques en utilisant des normes de construction spécifiques, des calculs de résistance adaptés au sol et à la sismicité locale, ainsi que des matériaux et techniques appropriés pour assurer la sécurité des occupants et la durabilité des ouvrages.

La dynamique des structures face aux séismes implique l'étude du comportement des structures soumises à des mouvements sismiques. Cela nécessite une analyse approfondie des déplacements des structures lorsqu'elles subissent des séismes, en prenant en compte les forces d'inertie, les lois de comportement, les conditions aux limites et l'équilibre initial du système. Les études de dynamique des structures se basent souvent sur la représentation des structures par des oscillateurs pour comprendre leur réponse aux séismes. Le génie parasismique repose sur l'utilisation du spectre de réponse pour concevoir des structures résistantes aux forces sismiques, en tenant compte de la masse, de la rigidité, de l'amortissement et de la source d'excitation.

Ce travail débutera par le prédimensionnement des éléments structuraux, suivi d'une étude sismique conforme au Règlement Parasismique Algérien (RPA). Nous procéderons ensuite à une analyse de l'interaction entre les différentes parties de cette structure complexe, comparant les résultats et vérifiant les solutions adoptées par le bureau d'études.

L'objectif principale de ce projet est d'approfondir et mettre en utilisation les connaissances théoriques du domaine de génie parasismique en appliquant les différentes méthodes de l'analyse sismique des structures dans le but d'évaluer la réponse et les performances de cette structure lors d'un séisme.

CHAPITRE I

GENERALITE

I. Généralité

I.1 Introduction

Les bâtiments sont des structures variées en termes de taille, forme et matériaux, destinées à diverses fonctions, telles que les résidences, les bureaux, les écoles et les hôpitaux. Ils sont conçus et construits en prenant en compte divers facteurs, comme la résistance aux intempéries, la sécurité, l'esthétique et la durabilité. Dans ce chapitre, nous présenterons notre structure, sa conception, les matériaux utilisés, les données géotechniques et les normes et règlements appliqués. Nous exploiterons également les principes fondamentaux de la conception parasismique des bâtiments pour mieux comprendre les contraintes auxquelles sont confrontés les concepteurs et les ingénieurs lors de la conception de différents types de bâtiments.

I.2 Présentation du projet

Le projet Alger Medina est un projet de grande envergure en Algérie, visant à construire des tours d'affaires, des résidences de luxe, des centres commerciaux, des parcs de loisirs et une marina. Il s'inspire des grands ensembles commerciaux et vise à donner un nouveau visage à Alger.



Figure 1: Projet Alger Medina

Notre structure appartient à ce Mēga projet, c'est le flat hôtel. Notre structure est composée de deux tours séparées l'un est de 22 étages et l'autre et de 19 étages, c'est deux tours repose sur un podium de 3 étages avec deux sous-sols.

Les deux sous-sols sont réservés pour des bureaux de maintenance, des chambres de stockage, des chambres des équipements mécaniques et électriques.

Les trois étages du podium sont réservés pour des activités publiques et commerciale tel que salle de réception, salle de sport, une clinique médicale bien équipée...

Le reste des étages dans les deux tours est réservé pour les appartements de l'hôtel



Figure 2: flat hôtel

I.3 Caractéristiques architecturales

I.3.1 Dimension en plan

Notre structure a une forme en plan plus au moins complexe et élancé, c'est une structure spéciale. Elle s'occupe une surface d'environ 4300 m² avec des dimensions en plan de 100 m de longueur et 40 m environ.

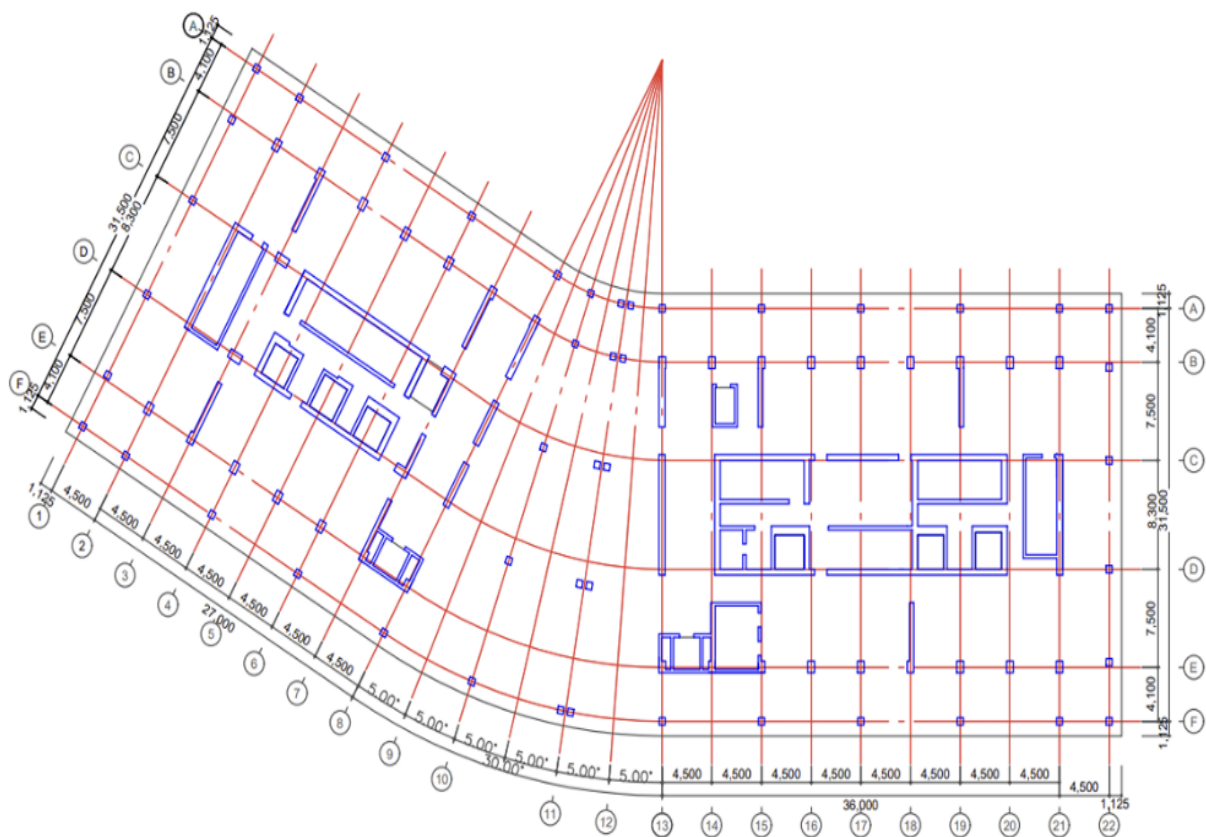


Figure 3: vue en plan

I.3.2 Dimension en élévation

Hauteur du 2^{ème} sous-sol : 4.90m

Hauteur du 1^{ère} sous-sol : 3.90m

Hauteur du RDC : 7.20m

Hauteur du 1^{ère} étage : 4.20m

Hauteur du 2^{ème} étage : 5.40m

Hauteur du podium à partir du sol : 17.94 m

Hauteur de la tour A : 61.18 m

Hauteur de la tour B : 70.93 m

Chaque tour a deux penthouse (hors-toit) d'hauteur : 3.3m pour chacun

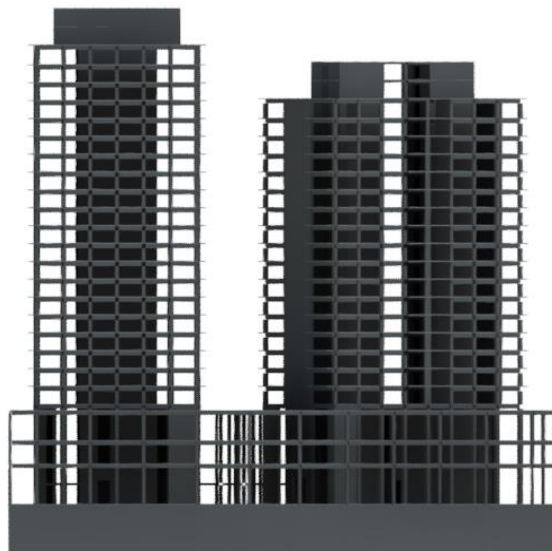


Figure 4: vue en élévation

I.3.3 Système de contreventement

Comme la structure a une hauteur importante (22 étages), cette structure est exposée à des forces très importantes (force sismique et force due au vent). Pour assurer la stabilité et la résistance de cette structure un système de contreventement par noyau central est fortement recommandé ou ils ont implanté un noyau central dans chaque tour A et B. pour minimiser l'effet de torsion, ils ont ajouté d'autres voiles dans le plan de la structure comme il est représenté dans la figure 4.

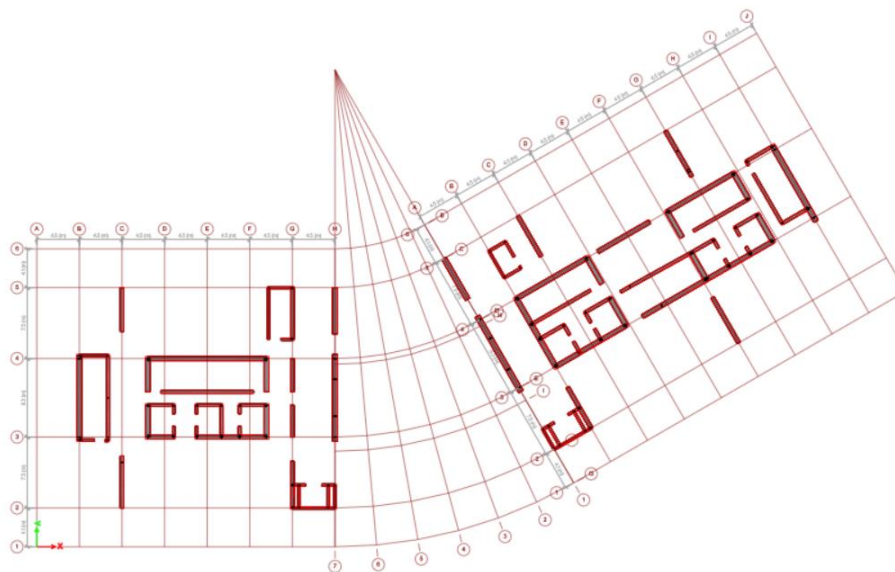


Figure 5 : vue en plan du système de contreventement

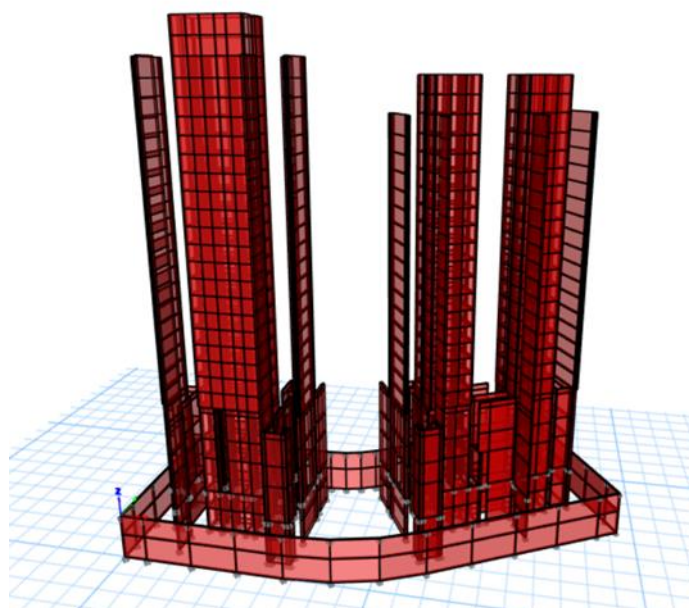


Figure 6 : vue en 3D du système de contreventement

I.4 Les données géotechniques du site

Le flat hôtel est situé dans la zone des pins maritimes à Alger. Le site d'implantation du projet est proche de l'hôtel Hilton et Algeria Business Center « ABC ». Une étude géologique et géotechnique a été effectuée pour les différentes couches de sol dans le site où ils vont réaliser le projet pour bien choisir et dimensionner les fondations de ce bâtiment. Selon le rapport géotechnique le site se décompose à une couche superficielle de remblai d'épaisseur [0.4 ; 2.5m] cette couche est surmontée d'une couche d'argile d'épaisseur [0.5 ; 2m], ces deux couches reposent sur une couche d'alluvionnaire d'épaisseur [36 ; 39m], le niveau de la nappe d'eau est situé à une profondeur de 4 à 6m.

D'après les résultats du rapport géotechnique et selon le RPA, le site est de catégorie S_3 « site meuble ». Site sableux moyennement dense où $V_s \geq 200$ m/s

I.5 Classification de l'ouvrage selon RPA

D'après l'article 3.1 du RPA, Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante. Notre projet est situé dans la willaya d'Alger qu'est classée en zone III « sismicité élevée ».

D'après l'article 3.2 du RPA, Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Pour protéger les vies humaines et les biens économiques et culturels de la communauté, le règlement propose une classification des ouvrages selon leurs importances. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, comptes tenus de la nature de l'ouvrage et de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Cet article classe notre ouvrage en Groupe 1B : ouvrage de grande importance.

I.6 Caractéristiques des matériaux béton et acier

Le béton est un matériau de construction, composite fabriqué par des granulats (sable, gravier ...) agglomérés par un liant qu'est généralement le ciment. Ce matériau est extrêmement durable et capable de supporter des contraintes de compressions très importantes, alors qu'il a une mauvaise résistance à la traction qu'est de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression. Pour améliorer la résistance du béton à la traction, ils ont abordé l'idée du béton armé ou ils ont placé une quantité d'acier dans les zones sujettes aux efforts de traction (zones tendues) pour reprendre les efforts de traction par l'acier car il offre une résistance exceptionnelle à la traction, (l'acier est un matériau noble qui a une résistance aux différentes sollicitations traction qu'à la compression).

I.6.1 Le béton

I.6.1.1 Composition du béton

Comme nous avons dit précédemment le béton est composé de sable, gravier, l'eau de gâchage, un liant « ciment », dans certains cas en ajoute des adjuvants pour améliorer le béton.

Les quantités de ces matériaux sont variables selon la qualité recherchée, pour un béton ordinaire les quantités nécessaires pour 1 m^3 de béton sont :

1200 kg de gravier

600 kg de sable

350 kg de ciment

200 L d'eau de gâchage

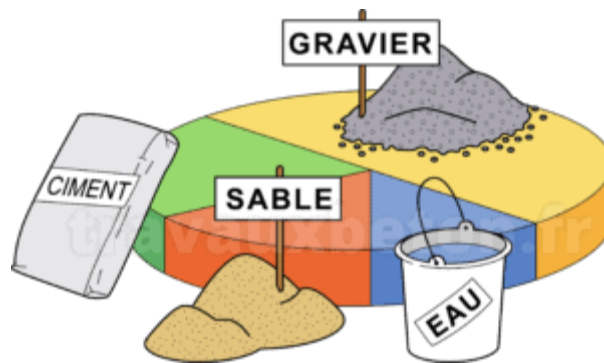


Figure 7 : composition générale du béton

I.6.1.2 La qualité recherchée

Une résistance mécanique élevée jusqu'à 40 MPa

Une bonne adhérence entre le béton et l'acier (aucune réaction chimique entre les deux matériaux).

Une bonne durabilité.

Une bonne maniabilité.

I.6.1.3 Caractéristique physique du béton

Le béton a une masse volumique de 2400 Kg/m³, ce qui lui donne un poids volumique de 2.4 t/m³.

I.6.1.4 Déformation du béton indépendamment au chargement

Déformation thermique : le béton subit des déformations thermiques libres liées essentiellement à la dilatation thermique du matériau. Le béton a un coefficient de dilatation thermique de $11 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

Le retrait : le béton au cours de ça vis subit une variation de volume sans chargement extérieur c'est le retrait. Le retrait varie en fonction de :

L'état hygrométrique du milieu.

Dosage du ciment.

Quantité d'eau de gâchage.

I.6.1.5 Propriété mécanique du béton

La résistance à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression au 28^{ème} jour de son âge, dit la valeur caractéristique requise noté f_{c28} . En fonction du f_{c28} on peut calculer la résistance à la compression au n'importe quel jour f_{cj} .

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} lorsque $j < 60$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \cdot j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 \cdot j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 60$ jours

CHAPITRE I : GENERALITE

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

La résistance à la traction

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

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

Cette formule est valable lorsque $f_{cj} < 60$ MPa

Sinon :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$$

Résistance du béton	Résistance à la compression MPa	Résistance à la traction MPa
Elément vertical Poteaux et voiles	35	2.7
Elément horizontal Dalle et poutre	27	2.22

Tableau 1: valeurs prévues de la résistance du béton

I.6.1.6 Les contraintes limites de compression

A l'état limite ultime ELU

Pour le calcul à ELU la loi de comportement du béton est représentée par un diagramme de contrainte de la forme d'un parabole-rectangle

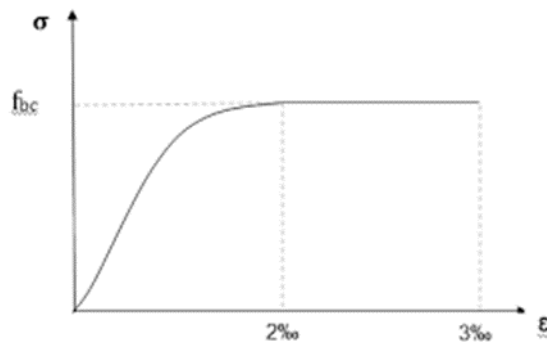


Figure 8 : la loi de comportement du béton

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

$$f_{bu} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \varepsilon_{BC} = 3,5\text{‰}$$

ε_{BC} : allongement maximal

f_{bu} : la contrainte admissible

γ_b : coefficient de sécurité :

$\gamma_b=1,5$ Pour les cas courants

$\gamma_b = 1,15$ Pour les cas accidentels

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

$\theta = 1$ Pour les chargements ayant une durée d'application supérieure à 24h

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

$\theta = 0.89$ Pour les chargements ayant une durée moins de 24h

A l'état limite de service ELS

Les déformations pour atteindre l'ELS sont relativement faible, donc on suppose que le béton reste dans le domaine élastique.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj}$$

La contrainte admissible	ELU MPa		ELS MPa
	$\gamma_b=1,5$	$\gamma_b=1,15$	
Elément vertical	19,83	25,87	21
Elément horizontal	15,3	19,96	16,2

Tableau 2 : valeurs prévues des contraintes admissibles du béton $\bar{\sigma}_{bc}$

I.6.1.7 Module d'élasticité

Le module d'élasticité c'est le rapport entre la contrainte et la déformation relative qui résulte.

Selon le CBA 93 le module de déformation longitudinal est donné par :

Le module instantané :

Pour les charges ayant une durée moins de 24h

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Le module différé :

Pour les charges ayant une longue durée

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

Le module d'élasticité	Instantané MPa	Différé MPa
Elément vertical	35 981,73	11 993,91
Elément horizontal	33 000	11 000

Tableau 3 : valeurs du module d'élasticité du béton

I.6.1.8 Contrainte de cisaillement

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

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

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

Contrainte de cisaillement	Fissuration peu nuisible MPa	Fissuration préjudiciable Ou très préjudiciable MPa
Elément vertical	4,66	3,5
Elément horizontal	3,6	2,7

Tableau 4 : valeurs des contraintes limites de cisaillement

I.6.2 L'acier

I.6.2.1 Composition de l'acier

L'acier c'est un alliage métallique constitué principalement de Fer et de Carbone. il se distingue de la fonte et les ferroalliages par sa faible teneur en carbone qui comprise entre 0,02 % et 2 % en masse. On distingue des aciers doux et des aciers demi-dur et dur :

Acier doux : teneur en carbone varié entre 0,15 % à 0,25 %.

Acier demi-doux : teneur en carbone varié entre 0,25 % à 0,40 %.

Acier demi-dur : teneur en carbone varié entre 0,40 % à 0,60 %.

Acier dur : teneur en carbone varié entre 0,60 % à 0,70 %.

Caractéristique physique d'acier

L'acier a une masse volumique de 7850 Kg/m³, ce qui donne un poids volumique de 7.85t/m³

I.6.2.2 Déformation thermique

L'acier subit des déformations thermiques libres liées essentiellement à la dilatation thermique du matériau. L'acier a un coefficient de dilatation thermique de $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

I.6.2.3 Propreté mécanique de l'acier

L'acier est un matériau noble très résistant, la résistance de l'acier à la compression est de 10 fois à celle du béton et sa résistance à la traction est de 100 fois de celle du béton.

I.6.2.4 Les contraintes limites d'élasticité

Il existe des différents types d'acier tel que les ronds lisses RL et les hautes adhérences HA. Chaque type d'acier a ces propre caractéristique (nuance et contrainte limite d'élasticité). Nous allons représenter les nuances les plus utilisé dans la construction et aussi ces contraintes limites d'élasticité notée f_e .

Type d'acier	Nuance d'acier	La contrainte limite f_e MPa	Contrainte de rupture MPa	Déformation de rupture MPa
Rond lisse RL	feE 215	215	330 à 490	22
	feE 235	235	410 à 490	22
Haute adhérence HA	feE 400	400	480	14
	feE 500	500	550	12

Tableau 5 : les nuances d'acier, contraintes de rupture et déformations de rupture

Dans notre projet nous allons opter à utiliser des armatures de hautes adhérence feE 500 pour les armatures longitudinales et les rond lisse feE 235 pour les armatures transversales.

I.6.2.5 Les contraintes limites

Les contraintes limites à ELU

La contrainte limite de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante :

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

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable

Les contraintes limites à ELS

Dans la vérification à ELS, on s'intéresse à la limitation de la fissuration qui conduit à la limitation de la contrainte selon les types de fissuration

Cas ou la fissuration est peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n'est demandée en dehors de celle à l'ELU

Cas d'une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_5 = \max \left[\frac{f_e}{2}, 110 \cdot \sqrt{nf_{tj}} \right]$$

Cas d'une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_5 = \max \left[0,4f_e, 88 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right]$$

$\eta = 1$, pour les aciers RL

$\eta = 1,6$, pour les aciers HA

CHAPITRE I : GENERALITE

Etat limite	Situation	La contrainte MPa	
		Acier HA	Acier RL
ELU	Situation durable	434,78	204,35
	Situation accidentelle	500	235
ELS	Fissuration très préjudiciable	182,90	144,6

Tableau 6 : les contraintes limites de l'acier

I.6.2.6 Module d'élasticité

Le module d'élasticité de l'acier E_s est prise égale à $E_s = 2.10^5$.

CHAPITRE II :

CONCEPTION PARASISMIQUE

II. Conception parasismique

II.1 Introduction

La construction des bâtiments dans des zones sismiques nécessite une étude spéciale car les séismes représentent un risque majeur que nous ne pouvons pas prévoir. Ce risque est à prendre dès la phase initiale de conception et dimensionnement des éléments structuraux des bâtiments, permettent de réaliser un système structural dans les limites de coût, qui satisfait aux prescriptions fondamentales conformément aux règles de construction, qui nous allons les présenter dans ce chapitre.

II.2 L'objectif global de la construction parasismique

L'objectif principal de la construction parasismique est d'éviter toute cassure ou tout effondrement de la structure lié à un séisme. Ceci permet d'assurer d'une part la sécurité et l'intégrité physiques des occupants, la pérennité et la durabilité des ouvrages.

II.3 Les principes de conception parasismique des bâtiments

II.3.1 Principe 1 simplicité de la structure

Le comportement d'une structure simple lors d'un séisme est plus facile à comprendre et à calculer, le risque d'avoir un comportement particulier est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

II.3.2 Principe 2 la continuité

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration des contraintes et de déformations. Une structure discontinuë est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est LOCAL. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine globale et non local.

II.3.3 Principe 3 régularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques.

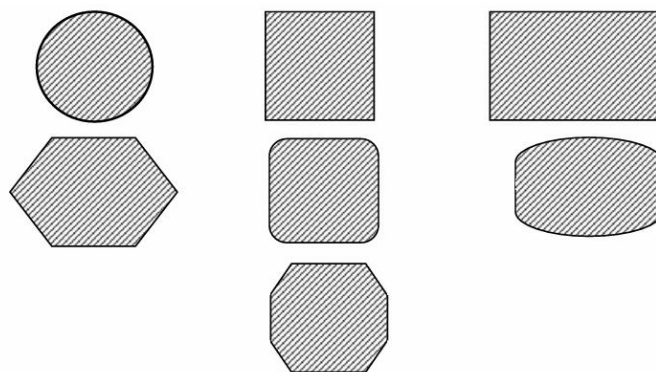


Figure 9 : quelques formes régulières en plan

L'article 3.5.1.a du RPA99/03 précise les conditions qui doivent être respecté dans la forme en plan d'une structure.

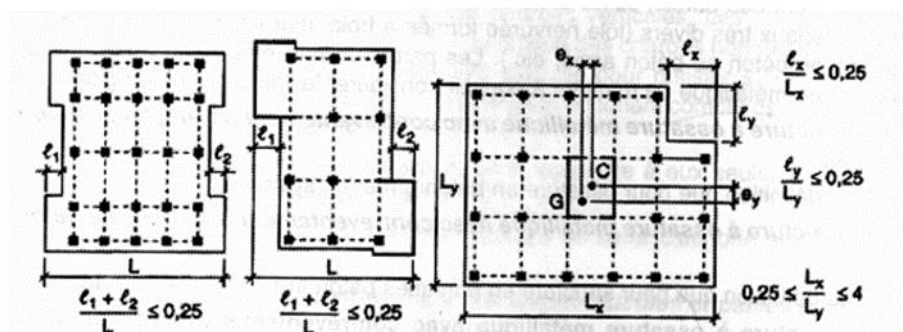


Figure 10 : conditions de régularité en plan

II.3.4 Principe 4 régularité en élévation

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

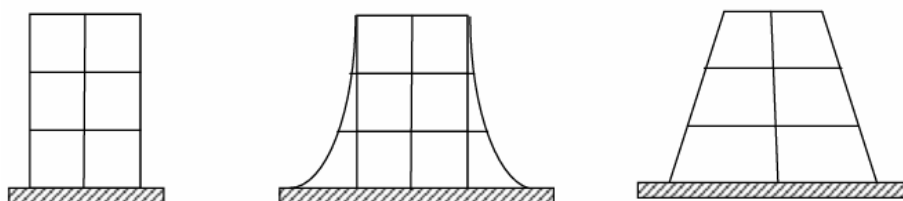


Figure 11 : régularité en élévation

La forme irrégulière en élévation donne lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou d'hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

L'article 3.5.1.b de RPA99/03 précise les conditions qui doivent être respecté dans la forme en élévation de la structure.

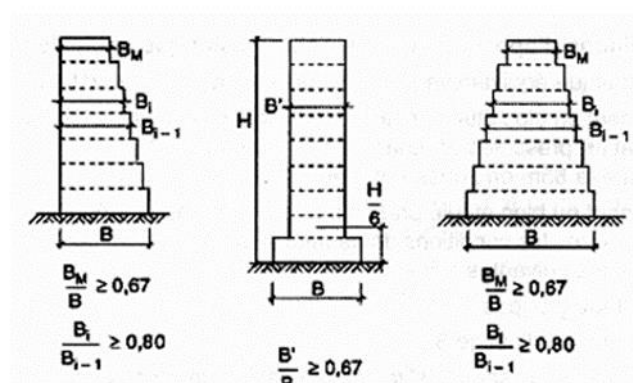


Figure 12 : conditions de régularité en élévation

II.3.5 Principe 5 résistance et rigidité dans les deux directions (effet de torsion)

Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la structure sera soumise lors d'un séisme à des effets supplémentaires dus à la torsion autour de l'axe vertical. En effet, les charges sismiques sont communiquées aux éléments de contreventement en raison de leur rigidité. La résultante des forces de résistance aux charges horizontales passe donc nécessairement par le centre de rigidité. Si celui-ci se trouve excentré par rapport au centre des masses (centre de gravité) ou passe la résultante des charges sismique, la structure sera soumise à une torsion autour de l'axe vertical. Cette torsion est d'autant plus importante que la distance entre le centre gravité et le centre de rigidité augmente.

La torsion affecte le plus les poteaux d'angle et les liaisons entre les diaphragmes horizontaux et le système de contreventement vertical.

Une répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement, permettant que le centre de gravité et le centre de rigidité de la structure soient confondus ou rapprochés, et par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique.

II.3.6 Principe 6 diaphragme efficace

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent les actions horizontales, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les éléments de contreventement vertical.

Le diaphragme est un ouvrage plan rigide, horizontal ou incliné, assurant trois fonctions principales :

Transmettre les charges horizontales sur le système de contreventement vertical proportionnellement à la rigidité de ces derniers.

Raidir les bâtiments à la manière d'une boîte fermer, ce raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

Coupler les éléments de contreventement verticaux, tous les éléments vont travailler en phase

Le diaphragme doit être peu déformable dans leur plan, d'une manière à assurer une distribution efficace de la charge horizontale entre les éléments verticaux. Idéalement, il assure à chaque niveau l'élimination des déplacements horizontaux relatifs entre les éléments verticaux. C'est à dire que le diaphragme est considéré comme rigide, ce qui permette une analyse rapide des structures.

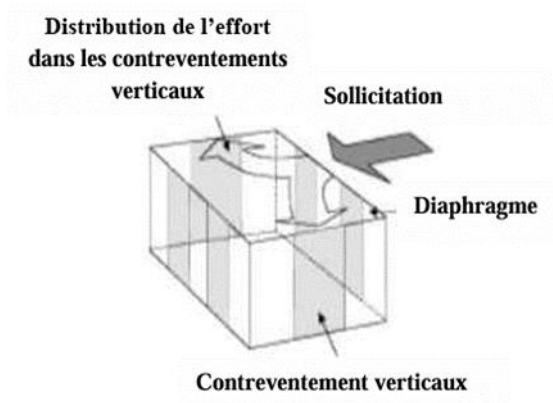


Figure 13 : rôle du diaphragme

II.3.7 Principe 7 les éléments verticaux surdimensionnés

La défaillance des éléments verticaux d'un bâtiment a des conséquences catastrophiques, entraînant la chute d'un étage et souvent l'effondrement total de la structure. Par exemple, dans les poteaux, la zone de nœud subit des contraintes de cisaillement élevées en raison des moments de flexion opposés qui se forment dans les poutres. La défaillance par cisaillement de la zone de nœud n'est pas ductile dans les structures en béton armé.

II.3.8 Principe 8 créer les conditions d'un mécanisme plastique global

Pour créer les conditions d'un mécanisme plastique global dans une structure, il est crucial de considérer la plasticité des matériaux, la répartition des charges, la conception des éléments structuraux et la capacité de la structure à absorber des déformations sans rupture. Ces éléments combinés favorisent la résilience et la capacité de la structure à subir des déformations importantes tout en maintenant son intégrité structurale.

II.3.9 Principe 9 choix rationnels relatifs aux masses

Opter pour des planchers légers plus performants peut conduire à une diminution des quantités et des coûts d'ossature et de fondation, étant donné que les planchers constituent environ 80% de la masse totale d'un bâtiment. Cette réduction des coûts de l'ossature peut contrebalancer l'augmentation de prix associée aux planchers traditionnels.

II.3.10 Principe 10 la largeur du contreventement

Les forces horizontales dues à un séisme sont équilibrées à la base de la structure par une résultante des forces représentée par un effort de cisaillement et un moment de flexion, ce qui entraîne des efforts de traction et de compression dans les éléments de contreventement.

En élargissant le système de contreventement, on peut réduire les contraintes correspondantes à ces sollicitations dans la structure.

II.3.11 Principe 11 fondation adéquate

La conception parasismique d'un ouvrage doit s'étendre à celle de ses fondations. D'une manière générale, les fondations doivent transmettre tous les efforts de la structure porteuse au sol support sans subir une plastification et en garantir la stabilité de la structure. Dans ce but, il faut privilégier un système de fondation homogène. Par ailleurs, étant donné que les sollicitations sismiques proviennent du sol, la solidarisation des points d'appui de la structure est indispensable pour s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal. La solidarisation peut être assurée par des longrines, des semelles filantes ou des radiers.

Dans le cas d'un mauvais sol, une amélioration préalable de leurs caractéristiques peut être nécessaire.

Les fondations peuvent être classées en deux catégories : des fondations superficielles et des fondations profondes, quel que soit le type de la fondation, il faut garantir une bonne liaison entre la structure porteuse et les éléments de la fondation.

II.3.12 Principe 12 partition en sous structures

Si les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent pas être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en blocs ou sous structures, celles-ci sont séparées dans leurs comportements dynamiques mais elles sont jointives entre elles pour leurs utilisations.

La difficulté de cette solution est la réalisation du joint correct entre ces sous structures. Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre ces sous structures, car ces derniers n'oscillent pas de la même fréquence à cause de la différence de rigidité entre eux.

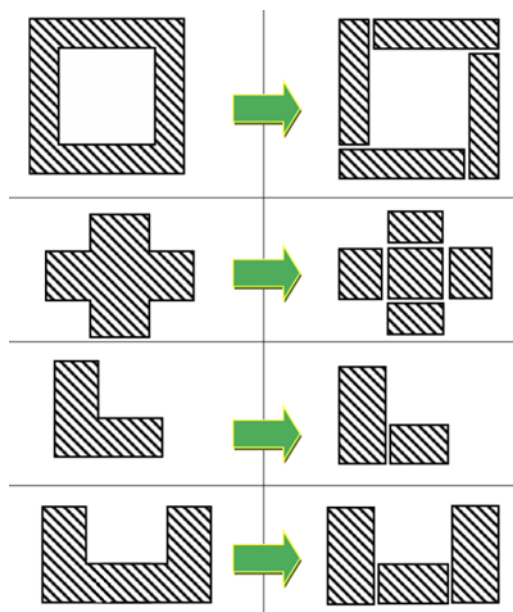


Figure 14 : type de partition en sous structures

II.3.13 Principe 13 fixation des éléments non structuraux

L'une des causes de dégât lors d'un séisme est la chute des éléments non structuraux mal fixés sur tous celles fixés en hauteur tel que les éléments de décorations des façades.

II.4 Conclusion

La conception de la structure revêt une importance capitale pour assurer sa résistance aux charges sismiques, déterminant ainsi le comportement de la tour lors de ces événements. Une conception parasismique adéquate est cruciale, surtout pour les structures de grande envergure situées dans des zones à haute sismicité.

Le choix des matériaux et des dispositifs parasismiques influence directement le comportement de la structure face à diverses charges, permettant une meilleure prédiction de sa performance et la prévention des pertes humaines et matérielles. En tenant compte de ces éléments, nous garantissons que notre bâtiment est conçu et construit pour résister aux sollicitations sismiques, assurant ainsi la sécurité des occupants.

En examinant les caractéristiques mécaniques des matériaux, les principes de la conception parasismique et l'importance de ces facteurs dans la résistance de la structure, nous avons établi les fondations nécessaires pour la conception d'un bâtiment de grande hauteur à la fois robuste et sécurisé. En intégrant ces considérations dans notre projet, nous veillons à respecter les normes les plus élevées de sécurité et de performance, tant pour les charges statiques que dynamiques, créant ainsi un environnement fiable et protecteur pour les usagers de la tour.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

III. Prédimensionnement

III.1 Introduction

La conception d'une structure est une démarche itérative qui consiste à faire un prédimensionnement des différents éléments puis on les met ces éléments sous chargement prévus pour chaque élément, pour évaluer son comportement et sa résistance. Dans le cas où cet élément ne vérifie pas certaine condition de stabilité et de résistance on doit faire un autre un autre prédimensionnement jusqu'à trouver les dimensions qui vérifient toutes les conditions.

Dans ce chapitre, nous allons faire un prédimensionnement des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles, voiles et système de contreventement). Sachant que ces éléments sont des pièces en béton armé, ce prédimensionnement se fait conformément aux règles fixées par les règlements CBA93 et RPA99/03.

III.2 Prédimensionnement des dalles

Les planchers sont des aires planes horizontales séparant deux niveaux d'une construction et, ils sont capables de supporter des charges différentes. Les planchers sont constitués de trois parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie portante et le plafond.

Les parties portantes sont généralement des plaques minces dont l'épaisseur est très faible par rapport aux dimensions dans le plan.

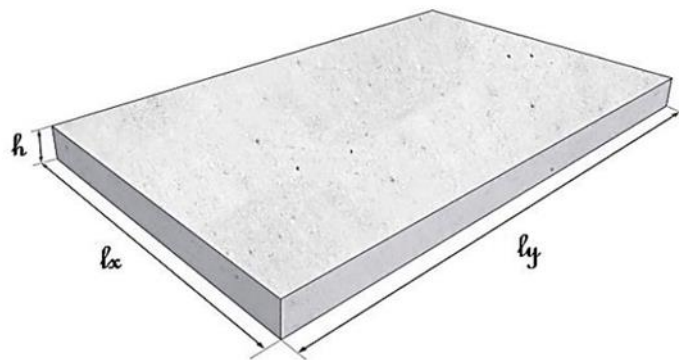


Figure 15 : vue 3D d'une dalle pleine

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.

L'épaisseur à donner aux dalles est le résultat des conditions :

Vis-à-vis la sécurité aux incendies : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coup de feu et de 11 cm pour 2 heures de coup de feu.

Vis-à-vis le confort et l'isolation acoustique : on adopte une épaisseur supérieure à 13 cm.

Vis-à-vis la résistance à la flexion : on adopte une épaisseur de $1/30$ à $1/35$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis, et on adopte une épaisseur de $1/40$ à $1/50$ de la portée pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.

Il faut vérifier que la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible, sachant que la flèche admissible est donnée par

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

$$f_{adm} = 0,005 + \frac{L_{max}}{1000} \quad \text{Si} \quad L_{max} > 5m$$

III.2.1 Détermination des épaisseurs

III.2.1.1 Pour les planchers du podium

Le cas le plus défavorable est le Panneau de 4.5*8.1

$$4.5/40 < e < 4.5/30 \quad 0.1125 < e < 0.15$$

En prend une épaisseur de 15 cm

$e > 11$ cm condition du coup de feu est vérifiée

$e > 13$ cm condition d'isolation acoustique est vérifier

Vérification de la flèche

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

$$f_{cal} = 9.57 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 13.3 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

III.2.1.2 Pour les tours

Le cas le plus défavorable est le Panneau de 7.5*18 (portée dans un seul sens)

$$7.5/40 < e < 7.5/30 \quad 0.1875 < e < 0.25$$

En prend une épaisseur de 22 cm

$e > 11$ cm condition du coup de feu est vérifiée

$e > 13$ cm condition d'isolation acoustique est vérifier

Vérification de la flèche

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

$$f_{cal} = 20.4 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 23 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

III.3 Descente de charge

Dans l'étude et le prédimensionnement des structures, il est nécessaire de faire la descente de charge, car cette étape nous permettons d'estimer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur ce qui permet de déterminer un prédimensionnement efficace. Cette étape est effectuée selon le DTR BC.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Le plancher de la pente house

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
La chape	23	0.15	3.45
Isolant	15	0.10	0.15
Dalle	25	0.15	3.75
Plafond	/	/	0.3
Charge permanente			7.95
Charge d'exploitation			5.00

Tableau 7 : descente de charge du plancher de la pente house

Le plancher de l'AHU

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
La chape	23	0.15	3.45
Dalle	25	0.20	5.00
Plafond	/	/	0.3
Charge permanente			8.75
Charge exploitation			5.00

Tableau 8 : descente de charge du plancher de l'AHU

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Le plancher avec jardin

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Sol	1800	60	10.80
Drainage	2850	3.5	0.10
Chape	2300	20	4.60
Isolant	1875	8	0.15
Dalle	2500	20	5.00
Plafond	/	/	0.30
Charge permanente			20.95
Charge d'exploitation			5.00

Tableau 9 : descente de charge du plancher avec jardin

Le plancher avec piscine

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Eau	1000	150	15.00
Céramique	/	/	0.10
Mortier	2000	3	0.60
Chape	2300	15	3.45
Sable	1800	8	1.44
Isolant	1875	8	0.15
Dalle	2500	20	5.00
Plafond	/	/	0.30
Charge permanente			26.04
Charge d'exploitation			5.00

Tableau 10 : descente de charge du plancher avec piscine

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Le plancher des chambres

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Céramique	/	/	0.20
Mortier	2000	6	1.20
Dalle	2500	22	5.50
Cloison	/	/	2
Plafond	/	/	0.30
Plafond	/	/	0.30
Charge permanent			9.50
Charge d'exploitation			2.00

Tableau 11 : descente de charge du plancher des chambres

Le plancher des cuisines et des salles de bain

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Céramique	/	/	0.20
Mortier	2000	6	1.20
Dalle	2500	20	5.00
Cloison	/	/	4.86
Plafond	/	/	0.30
Charge permanente			11.56
Charge d'exploitation			2.00

Tableau 12 : descente de charge du plancher des cuisines et salles de bain

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Le plancher des balcons

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Céramique	/	/	0.20
Mortier	2000	3	0.60
Dalle	2500	18	4.50
Plafond	/	/	0.30
Charge permanente			5.60
Charge d'exploitation			3.00

Tableau 13 : descente de charge du plancher des balcons

Plancher de la clinique radio

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Marbre	/	/	0.68
Mortier	2000	4.5	0.90
Dalle	2500	15	3.75
Plafond	/	/	0.30
Cloison	/	/	1.00
Charge permanente			6.63
Charge d'exploitation			10.00

Tableau 14 : descente de charge du plancher de la clinique radiologie

Plancher de la clinique

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Marbre	/	/	0.68
Mortier	2000	4.5	0.90
Dalle	2500	15	3.75
Plafond	/	/	0.30
Cloison	/	/	1.00
Charge permanente			6.63
Charge d'exploitation			5.00

Tableau 15 : descente de charge du plancher de la clinique

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Plancher salle de sport

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Marbre	/	/	0.68
Mortier	2000	4.5	0.90
Dalle	2500	15	3.75
Plafond	/	/	0.30
Cloison	/	/	1.00
Charge permanente			6.63
Charge d'exploitation			5.00

Tableau 16 : descente de charge du plancher de la salle de sport

Plancher escalier

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Mortier	2000	3	0.60
Dalle	2500	15 + 7.5	6.50
Charge permanente			7.10
Charge d'exploitation			2.50

Tableau 17 : descente de charge l'escalier

Plancher escalier

DESIGNIATION	Le poids volumique kN/m ³	Epaisseur cm	Poids kN/m ²
Mortier	2000	3	0.60
Dalle	2500	15 + 7.5	3.75
Charge permanente			4.35
Charge d'exploitation			2.50

Tableau 18 : descente de charge l'escalier

Mur rideau en verre :

Le mur-rideau est un mur de façade légère, qui assure la fermeture mais ne participe pas à la stabilité du bâtiment.

Bien qu'elle ne porte pas l'édifice, cette façade légère doit remplir toutes les autres fonctions d'un mur extérieur, soit : isoler thermiquement et phoniquement ; résister au feu et aux conditions extérieures, dont le climat, les agents chimiques, les vibrations, les chocs...

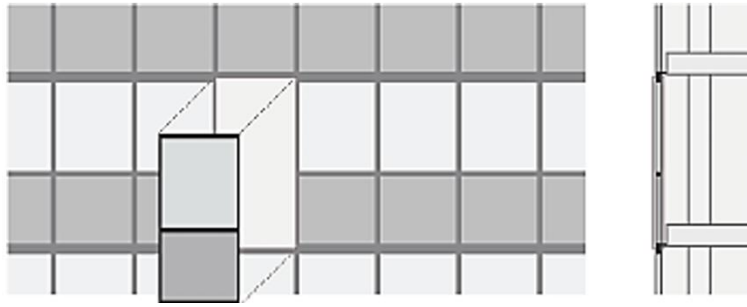


Figure 16 : mur rideau

Le poids volumique d'un mur rideau en verre dépend de la densité du verre utilisé pour les panneaux en verre et les accessoires de support, les joints, les fixations...

En général, la densité du verre varie de 2.4 à 2.8 g/cm³, ce qui correspond à un poids volumique d'environ 2400 à 2800 kg/m³.

Pour une épaisseur de $e = 24 \text{ mm}$

Le poids de mur rideau est de 67 Kg/m².

Pour le chargement des ascenseur, il est donne par : $G=6.45 \text{ kN/m}^2$, $Q=5 \text{ KN/m}^2$

III.4 Prédimensionnement des poutres

D'après le BAEL 99, La section transversale des poutres est déterminée par les formules suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

Ou :

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la section transversal de la poutre

b : la largeur de la section transversal de la poutre

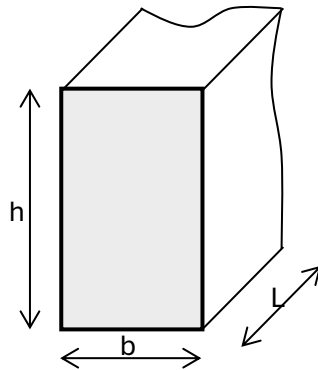


Figure 17 : vue 3D de la poutre

Les dimensions de la section transversale (b, h) doivent respecter les conditions de l'article 7-5-1 du RPA 99/03 :

$$b > 20 \text{ cm}$$

$$h > 20 \text{ cm (pour les ouvrages contreventés par voiles)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

III.3.1 Poutres principales

Les poutres principales sont dans la direction y car cette direction est la plus courte et elle contient les portées les plus longues.

La portée maximale des poutres principale est de 7.5 m

$$0,50 \leq h \leq 0,75 \quad \text{On prend } h = 60 \text{ cm}$$

$$0,18 \leq b \leq 0,42 \quad \text{On prend } b = 40 \text{ cm}$$

Vérification du RPA

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

$$b > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,75 < 4$$

Vérification de la flèche

D'après l'article B-6-5-3 du CBA 93, la flèche de la poutre doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = L/500 = 16.6 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384EI}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.40 \times 0.60 + 9.5 \times 0.40) + 1.5(2 \times 0.40) = 14.43 \text{ KN.m}$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$I = 0.0114 \text{ m}^4$$

$$f_{cal} = 1.58 \text{ mm} < f_{adm}$$

III.3.2 Poutre secondaire

La portée maximale est de 4.5 m

$$0,30 \leq h \leq 0,45 \quad \text{On prend } h = 75 \text{ cm}$$

$$0,225 \leq b \leq 0,53 \quad \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

Vérification du RPA

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

$$b > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 3 < 4$$

Vérification de la flèche

D'après l'article B-6-5-3 du CBA 93, la flèche de la poutre doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = L/500 = 9 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384EI}$$

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35(25 \times 0.25 \times 0.75 + 9.5 \times 0.25) + 1.5(2 \times 0.25) = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$I = 8.79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f_{cal} = 0.19 \text{ mm} < f_{adm}$$

III.5 Prédimensionnement des poteaux

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 « 1 cm » sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal ultime agissant « Nu » sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) + \left(\frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²) ;

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.

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

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

$$\text{si } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)}$$

$$\text{si } 50 < \lambda < 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0,60}{(50 / \lambda)^2}$$

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

D'où :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

D'après l'article 7-4-2 du RPA99/03, Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

Leur pourcentage maximal sera de

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Notre structure est en zone III donc : $\frac{A_s}{B} = 0,009$

$$B_r > \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{27}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,009 \cdot 400}{1,15} \right]}$$

$$B_r > 0,061 \cdot Nu$$

III.5.1 Calcule de N_u

Un bon prédimensionnement du poteau, lui permet de support toutes les charges transmises à ce poteau.

$$N_u = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q$$

III.5.1.1 Calcule des surfaces coffrées à chaque poteau

Tout d'abord en va limiter la surface offrir à chaque poteau, après en va déterminer la surface à l'aide de logiciel autocad.

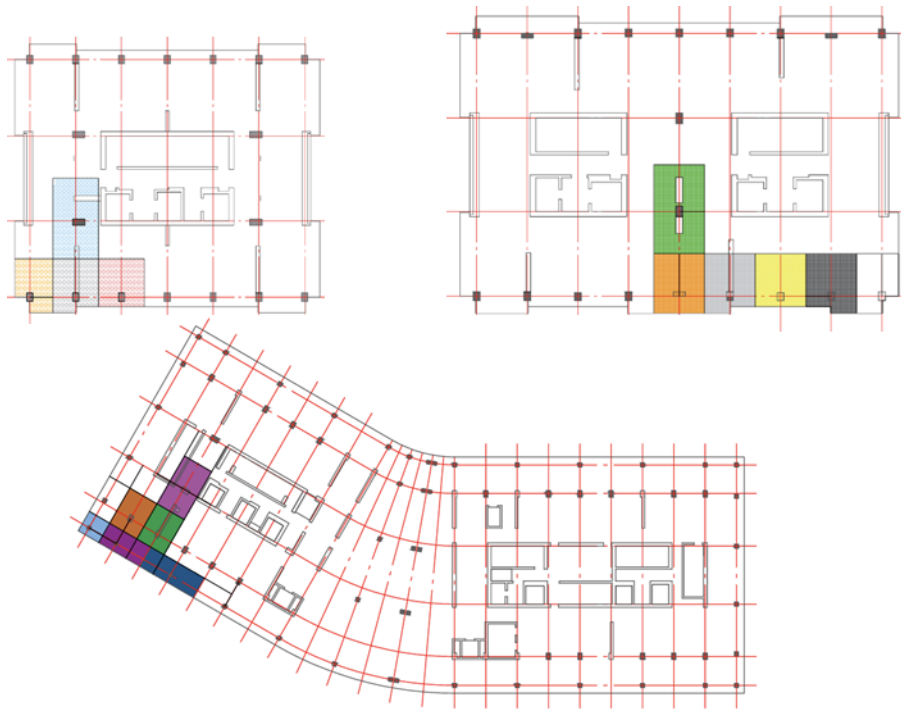


Figure 18 : vue en plan qui représente la surface chargée revient aux poteaux

III.5.1.2 Calcule des charges et surcharges revient aux poteaux

Nous allons utiliser la méthode approchée, sachant que cette méthode utilise une majoration de 10% de la descente des charges permanentes qui a pour but de prendre en compte l'effet du poids des poutres et des poteaux. Cette méthode nous donne des dimensions un peu supérieures aux méthodes exactes. Nous utilisons cette méthode car elle est facile et rapide.

Pour les surcharges d'exploitation nous allons utiliser la loi de dégression

Sous terrasse Q0

Sous étage 1 Q0+Q1

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Sous étage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot \sum Q_i$

Étage	Cq	etage	Cq
PH ROOF	1	//	//
PH	1	//	//
ROOF	0.95	//	//
22	0.9	22	1
21	0.85	21	1
20	0.8	20	0.95
19	0.75	19	0.9
18	0.714	18	0.85
17	0.687	17	0.8
16	0.667	16	0.75
15	0.65	15	0.714
14	0.636	14	0.687
13	0.625	13	0.667
12	0.615	12	0.65
11	0.607	11	0.636
10	0.6	10	0.625
9	0.594	9	0.615
8	0.588	8	0.607
7	0.583	7	0.6
6	0.579	6	0.594
5	0.575	5	0.588
4	0.571	4	0.583
3	0.568	3	0.579
2	0.565	2	0.575
1	0.562	1	0.571
RDC	0.56	RDC	0.568
B1	0.558	B1	0.565

Tableau 19 : coefficient de dégression des charges d'exploitation

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

Dans notre structure la plus grande partie des efforts horizontaux sera portée par les voiles, dans ce cas les poteaux vont dimensionner que à des charges verticale (charges permanentes et surcharges d'exploitations).

Comme la structure a des poteaux qui supportent le même chargement et comme nous allons travailler sur les poteaux qui donnent le cas le plus défavorable. Nous choisissons les poteaux de la tour B.

Il faut noter que les dimensionnes trouver doivent répondre aux exigences fixer par le règlement RPA99/03, l'article 7-4-1. Sachant que ces exigences sont :

Min (b ; h) > 25 cm pour les zones sismiques I et IIa

Min (b ; h) > 30 cm pour les zones sismiques IIb et III

Min (b ; h) > $h_e/20$

$1/4 < b/h < 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$D \geq 25$ cm en zone I

$D \geq 30$ cm en zone IIa

$D \geq 35$ cm en zones IIb et III

$D \geq h_e / 15$.

Il est nécessaire de vérifier la condition de l'article 7-4-3-1 du règlement RPA99/03, 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 est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Étage	NG kN	NQ kN	NU kN	B m ²	a m	a+2 m	A m	Ba m ²	Bn m ²	Dim final cmxcm
PHROOF	187.40	111.35	420.01	0.02	0.16	0.18	0.3	0.09	0.11	
PH	301.58	180.55	677.95	0.04	0.20	0.22	0.3	0.09	0.11	60x60
ROOF	785.13	270.46	1465.62	0.089	0.29	0.31	0.35	0.12	0.14	60x60
22	1106.93	319.73	1973.95	0.120	0.34	0.36	0.4	0.16	0.18	60x60
21	1428.73	366.26	2478.17	0.151	0.38	0.40	0.45	0.20	0.23	60x60
20	1750.53	410.05	2978.29	0.181	0.42	0.44	0.45	0.20	0.23	65x60
19	2072.33	451.10	3474.31	0.211	0.46	0.48	0.5	0.25	0.29	65x60
18	2394.13	490.19	3967.36	0.242	0.49	0.51	0.55	0.30	0.35	65x60
17	2715.93	527.80	4458.20	0.271	0.52	0.54	0.55	0.30	0.35	70x60
16	3037.73	564.31	4947.40	0.301	0.54	0.56	0.6	0.36	0.42	70x60

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT

15	3359.53	599.89	5435.20	0.331	0.57	0.59	0.6	0.36	0.42	70x60
14	3681.33	634.70	5921.85	0.361	0.60	0.62	0.65	0.42	0.49	80x60
13	4003.13	668.92	6407.60	0.390	0.62	0.64	0.65	0.42	0.49	80x60
12	4324.93	702.58	6892.53	0.420	0.64	0.66	0.7	0.49	0.57	80x60
11	4646.73	735.81	7376.80	0.449	0.67	0.69	0.7	0.49	0.57	95x60
10	4968.53	768.65	7860.50	0.479	0.69	0.71	0.75	0.56	0.66	95x60
9	5290.33	801.17	8343.70	0.508	0.71	0.73	0.75	0.56	0.66	95x60
8	5612.13	833.35	8826.41	0.538	0.73	0.75	0.8	0.64	0.75	105x60
7	5933.93	865.27	9308.71	0.567	0.75	0.77	0.8	0.64	0.75	105x60
6	6255.73	896.96	9790.68	0.597	0.77	0.79	0.8	0.64	0.75	105x60
5	6577.53	928.44	10272.33	0.626	0.79	0.81	0.85	0.72	0.85	120x60
4	6899.33	959.69	10753.64	0.655	0.80	0.82	0.85	0.72	0.85	120x60
3	7221.13	990.79	11234.71	0.685	0.82	0.84	0.85	0.72	0.85	120x60
2	7313.75	1062.54	11467.38	0.699	0.83	0.85	0.9	0.81	0.95	120x70
1	7406.37	1112.50	11667.36	0.711	0.84	0.86	0.9	0.81	0.95	120x70
RDC	7498.99	1148.06	11845.74	0.722	0.85	0.87	0.9	0.81	0.95	120x80
SS1	7589.09	1183.50	12020.52	0.733	0.85	0.87	0.9	0.81	0.96	120x80

Tableau 20 : le prédimensionnement du poteau c2

Étage	NG kN	NQ kN	NU kN	B m ²	a m	a+2 m	A m	Ba m ²	Bn m ²	Dim fin cmxcm
ROOF	401.44	87.10	672.59	0.041	0.20	0.22	0.25	0.062	0.066	
22	583.48	121.94	970.60	0.059	0.24	0.26	0.3	0.09	0.095	60x45
21	765.52	155.03	1266.00	0.077	0.27	0.29	0.3	0.09	0.095	60x45
20	947.56	186.39	1558.79	0.095	0.30	0.32	0.35	0.122	0.129	60x60
19	1129.6	216.00	1848.97	0.112	0.33	0.35	0.4	0.16	0.169	60x60
18	1311.64	243.88	2136.53	0.130	0.36	0.38	0.4	0.16	0.169	60x60
17	1493.68	270.01	2421.48	0.147	0.38	0.40	0.45	0.202	0.214	60x65
16	1675.72	294.88	2704.55	0.164	0.40	0.42	0.45	0.202	0.214	60x65
15	1857.76	318.82	2986.20	0.182	0.42	0.44	0.45	0.202	0.214	60x65
141	2039.8	342.05	3266.81	0.199	0.44	0.46	0.5	0.25	0.265	60x65

3	2221.84	364.70	3546.54	0.216	0.46	0.48	0.5	0.25	0.265	60x65
12	2403.88	386.86	3825.53	0.233	0.48	0.50	0.55	0.302	0.320	60x65
11	2585.92	408.63	4103.95	0.250	0.50	0.52	0.55	0.302	0.320	60x70
10	2767.96	430.06	4381.84	0.267	0.51	0.53	0.55	0.302	0.320	60x70
9	2950	451.21	4659.31	0.284	0.53	0.55	0.6	0.36	0.381	60x70
8	3132.04	472.11	4936.42	0.301	0.54	0.56	0.6	0.36	0.381	60x75
7	3314.08	492.81	5213.22	0.318	0.56	0.58	0.6	0.36	0.381	60x75
6	3496.12	513.29	5489.70	0.334	0.57	0.59	0.6	0.36	0.381	60x75
5	3678.16	533.60	5765.93	0.351	0.59	0.61	0.65	0.422	0.447	60x80
4	3860.20	553.78	6041.94	0.368	0.60	0.62	0.65	0.422	0.447	60x80
3	4042.24	573.81	6317.74	0.385	0.62	0.64	0.65	0.422	0.447	60x80
2	4215.28	722.84	6774.89	0.413	0.64	0.66	0.7	0.49	0.519	60x90
1	4388.32	796.96	7119.68	0.434	0.65	0.67	0.7	0.49	0.519	60x90
RDC	4647.20	900.19	7624.01	0.465	0.68	0.70	0.75	0.562	0.596	60x100
B1	4832.348	973.53	7983.97	0.487	0.69	0.71	0.75	0.562	0.6	60x100

Tableau 21 : le prédimensionnement du poteau c1

III.6 Prédimensionnement des voiles

L'article 7-7 du RPA99/03, précise tous ce qui concerne les voiles et les murs en béton. Les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ sont considérés comme des voiles.

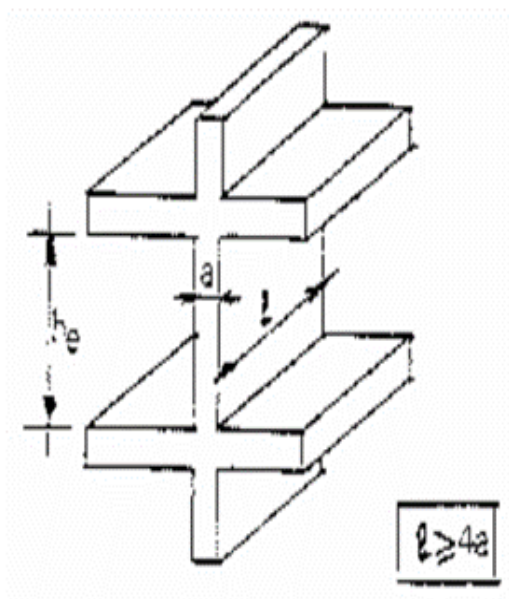


Figure 19 : vue 3D d'un voile

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

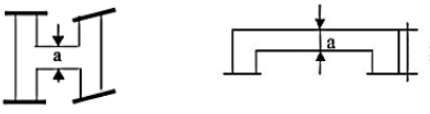
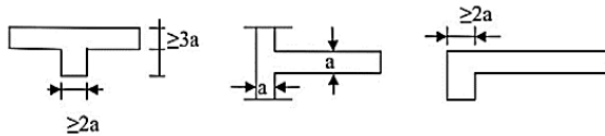
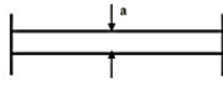
Condition 1		$a \geq h_e/25$
Condition 2		$a \geq h_e/22$
Condition 3		$a \geq h_e/20$

Figure 20 : Coupe des voiles en plan selon la forme & la condition de rigidité aux extrémités

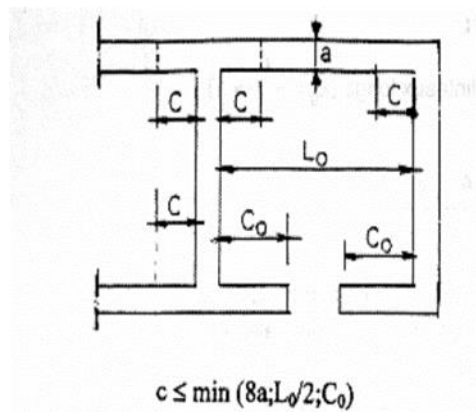


Figure 21 : vue en plan d'un noyau et les conditions de rigidités aux extrémités

III.6.1 Prédimensionnement du noyau central

Un noyau central est l'un des systèmes de contreventement utilisé dans les bâtiments. Il est conçu pour résister aux différentes forces horizontales telles que le vent et le séisme. Un noyau central est composé par un ensemble des murs voiles reliés entre eux se forme des boîtes rigides et résistantes. Il est situé au centre du bâtiment, c'est pour ça on le dit noyau centrale. Les différentes forces horizontales qui agissent sur la structure vont être transmises au noyau central à l'aide des éléments horizontaux.

Pour notre structure, elle comporte trois noyaux centraux, l'un est pour la tour B et les deux autres sont symétriques et opposés pour la tour A.



Figure 22 : les deux noyaux centraux de la tour A

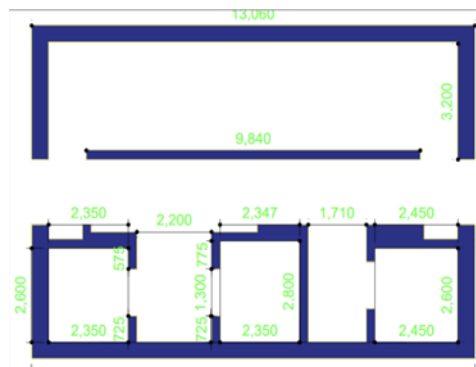


Figure 23 : le noyau central de la tour B

Lorsqu'en observe ces formes, nous remarquons qu'il existe des différentes formes des voiles selon les conditions aux extrémités

Pour un étage courant la hauteur libre est de $h_e = 3.2$ m

La forme	Forme 1	Forme 2	Forme 3
Condition	$a > h_e/25 = 0.128$ m	$a > h_e/2 = 0.145$ m	$a > h_e/20 = 0.16$ m

Tableau 22 : condition de rigidités aux extrémités

III.6.2 Prédimensionnement du voile périphérique

Le voile périphérique est une succession des voiles dans le périmètre de la structure au niveau des sous-sols. Il joue le rôle d'un mur de soutènement et aussi assurer la résistance aux forces horizontales.

Ce voile doit répondre à une certaine condition minimale :

Une épaisseur > 15 cm et aussi $a > h_e/20$ « voiles sans abouts »

La hauteur libre des sous-sols est $h_e = 4.9$ m

Donc : $a = 0.245$ m en prend une épaisseur de 45 cm

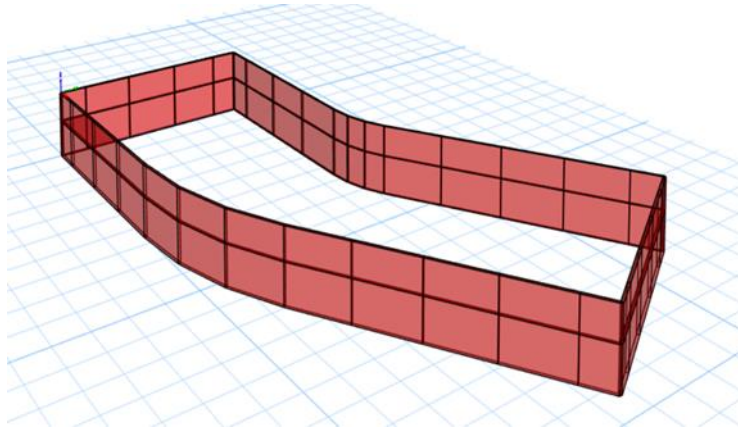


Figure 24 : vue 3D du voile périphérique

III.7 Conclusion

Le prédimensionnement des éléments principaux constitutifs d'une structure est une étape cruciale pour assurer le bon fonctionnement et la résistance de l'ensemble. Cette étape permet de définir les dimensions initiales des éléments structuraux en se basant sur des normes spécifiques, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure.

Le respect des normes CBA93 et RPA99/2003 joue un rôle fondamental dans ce processus. Ces normes fournissent des directives détaillées et des critères de calcul fiables qui permettent de déterminer les dimensions appropriées des éléments structuraux. En suivant ces normes, nous pouvons nous assurer que la structure est conçue pour résister aux charges prévues tout en respectant les exigences de stabilité et de durabilité.

La norme CBA93, par exemple, offre des recommandations pour le calcul des structures en béton armé, en tenant compte des aspects de résistance et de sécurité. De son côté, le règlement parasismique RPA99/2003 établit des critères spécifiques pour les régions à risque sismique, assurant que la structure pourra résister aux secousses sismiques en fonction des particularités géographiques de la zone concernée.

En intégrant ces normes dans le processus de prédimensionnement, nous pouvons développer une structure optimale qui relie sécurité, efficacité et durabilité, tout en respectant les exigences réglementaires et les meilleures pratiques en matière de construction.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV. Etude sismique

IV.1 Introduction

Un séisme est défini comme étant un ébranlement brutal du sol, provoqué en profondeur, par un mouvement relatif brusque de deux compartiments profonds. Un séisme est constitué de plusieurs secousses principales, brèves (quelques secondes), suivies par d'autres secousses secondaires (répliques) au cours des heures et des jours suivantes.

Pour assurer la sécurité des personnes et des biens en cas d'un séisme, une étude sismique est nécessaire pour toutes structures dans une zone sismique. Cette étude vise à définir la manière dont la structure va réagir lors d'un mouvement sismique, « la réponse sismique de la structure », et aussi pour évaluer la capacité de la structure à résister aux forces sismiques dans le but de minimiser les dégâts potentiels.

Pour identifier la réponse sismique d'une structure, il existe des différents procédés et des différentes méthodes. Ce qui concerne les procédés d'une analyse sismique, nous avons quatre procédés qui sont :

- Analyse statique linéaire
- Analyse dynamique linéaire
- Analyse statique non linéaire
- Analyse dynamique non linéaire

Pour les méthodes de calcul, plusieurs méthodes approchées par le RPA99-2003 ont été proposées tel que :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

L'analyse sismique linéaire suppose que les déformations de la structure restent linéaires lors d'une excitation sismique. L'analyse linéaire est couramment utilisée pour déterminer la réponse sismique de différentes structures d'une manière rapide, facile et efficace. Cette méthode consiste à résoudre des équations différentielles linéaires afin de déterminer la réponse sismique d'une structure lors de l'excitation sismique.

Avec le développement de l'humanité, les structures aussi se sont développées de manière rapide et devient plus complexe, ce qui rend leur étude plus au moins complexe. La plupart des structures devient des multi-structures composées et ordonnées de manière à avoir une structure majestueuse. Comme notre structure qu'on peut la décomposer en trois structures, les tours A et B et le podium où elles reposent. Lorsque nous avons un système comme ça, l'étude sismique devient complexe car il y aura une interaction entre les multi-tours et il est nécessaire de prendre en compte cette interaction.

Manuellement c'est très difficile de faire un calcul avec interaction entre structures. Dans notre projet comme l'étude est faite en 2006, les Koreans n'avaient pas les moyens pour faire une étude adéquate. Pour cela ils ont essayé de faciliter les choses, par expérience ils ont décidé de séparer la structure globale en deux structures séparées par un joint sismique virtuel. Cette séparation permet de faire un calcul approché et au lieu de réaliser le joint sismique ils ont fait des dispositifs constructifs.

A partir de l'année 2013, l'entreprise CSI développe son logiciel (ETABS) elle a intégré des programmes sophistiqués qui lui permettent de faire l'étude des structures composées de multiples tours et prennent en compte l'effet de l'interaction entre les structures.

Dans ce chapitre, nous allons faire l'étude sismique de cette structure en utilisant deux approches, la méthode utilisée par les japonais (méthode approchée) et la méthode numérique à l'aide du logiciel ETABS. Tout ça, en utilisant les méthodes données par le règlement parasismique algérien RPA99/03, qui sont la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2 La méthode statique équivalente

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. 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.

IV.2.1 Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5, du RPA99/03, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Remarque

Dans notre cas les conditions nécessaires pour faire l'étude par la méthode statique équivalent ne sont pas satisfaites, car notre structure a une hauteur très importante. Mais nous allons faire étude statique équivalent que pour les vérifications imposées par le règlement RPA99/03

IV.2.2 Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.2.3 Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est en fonction de la classification de l'ouvrage et la zone sismique où il est implanté

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne, il est en fonction de la période propre de la structure, catégorie de site et le coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité, Il est en fonction de la régularité et la redondance en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

R : Coefficient de comportement global de la structure, Il est en fonction du système de contreventement et les matériaux de construction.

W : Le poids sismique total de la structure

L'effort sismique calculé par cette méthode est l'effort total à la base de la structure. Cet effort doit être distribué sur tous les étages de la structure.

IV.3 L'analyse modale

Nous avons vu que la méthode statique équivalente nécessite certaines conditions pour l'appliquer, dans le cas où ces conditions ne sont pas vérifiées on peut opter à utiliser la méthode d'analyse spectrale modale. Cette méthode peut être utilisée dans toutes les conditions pour tous types de structures, nous utilisons directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont les extrêmes de réponse qui nous intéressent.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.1 Principe de la méthode

Le but de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres qui sont les pulsations et les modes propres de vibrations. En considérant que la structure a un comportement de vibration libre-non amortie, on peut déterminer ces caractéristiques, ce qui permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums.

L'équation de mouvement d'un système libre non amortie est donnée de la forme suivante :

$$M\ddot{U} + KU = 0$$

M : matrice de masse.

K : matrice de rigidité.

$\ddot{U}$: vecteur d'accélération.

U : vecteur déplacement.

En introduisant le problème des valeurs propres et des vecteurs propres, les déplacements dans un mode propre peuvent être écrits comme suite :

$$U = \phi_n \cdot q_n(t)$$

ϕ_n : les modes propres possible.

q_n : les amplitudes, ils sont variés en fonction du temps sachant que :

$$q_n = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t$$

A_n et B_n sont des constants en fonction des conditions initial.

Donc on peut écrire la solution de l'équation de système de mouvement sous la forme suivante :

$$U = \phi_n (A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t)$$

Pour éviter les solutions triviales on pose :

$$\det(K - \omega_n^2 M) = 0$$

Les deux matrices K et M sont définies positives, ce qui implique que l'équation précédant à N racines réelles ω_n^2 égale aux nombres de degré de liberté, les ω_n sont les pulsations propres du système, la plus petite pulsation, c'est la pulsation fondamentale.

Chaque pulsation a un mode propre, on peut le déduire en résoudre l'équation suivante :

$$(K - \omega_n^2 M)\phi_n = 0$$

Cette équation a une infinité de solution pour cela on fait une normalisation des modes propres. Les modes propres sont définies à un constant multiplicatif pré, choisi de façon que :

Le déplacement d'un nœud particulier, par exemple au sommet de la structure, soit toujours égal à 1 dans tous les modes

Le plus grand déplacement d'un nœud dans le mode considéré soit égal à 1

Les modes propres soient normalisés par rapport à la matrice M ou à la matrice K

$$\Phi_n^t \cdot K \cdot \phi_n = 1 \quad \Phi_n^t \cdot M \cdot \phi_n = 1$$

Dans les programmes de calculs éléments finis, c'est généralement cette dernière méthode qui est retenue et le plus souvent la normalisation est effectuée par rapport à la matrice de masse.

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Sachant que la masse modale effective c'est la masse modale du mode n , autre mot dit c'est la masse accélérée (mis en mouvement) par le spectre de réponse, qui donne une force horizontale pour ce mode n .

En peut aussi prendre tous les modes ayant une masse modale supérieure à 5% de la masse totale de la structure.

Il faut noter que le minimum des modes à retenir dans chaque direction est égale à 3 modes.

IV.3.2 Modélisation numérique

L'analyse sismique d'un bâtiment est menée le plus souvent à l'aide de la modélisation numérique. La méthode la plus utilisée lorsqu'en fait un modèle numérique, c'est la méthode d'analyse modale spectrale. L'analyse peut être effectuée à l'aide de différents modèles tous dépendent de la nature et la forme de la structure étudiée :

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale (modèle brochette).

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Il faut noter que l'ingénieur doit rester avant tout maître de son modèle, faire attention au système de maillage des éléments finis. Le système de maillage automatique facilite la tâche de la modélisation mais, lorsque la structure a une forme géométrique complexe, il faut utiliser un système de maillage adéquat à cette forme (le nombre et la taille des éléments finis et aussi les conditions et les contraintes initiales).

Pour le calcul d'une structure, il y a Cinq étapes nécessaires qui sont :

- La constitution du modèle.
- Vérification du modèle.
- Calcul des modes propres.
- Insertion et application du spectre de calcul.
- Interprétation des résultats (détermination des forces sismiques).

IV.4 Interaction Structure-Structure (ISS)

L'interaction structure-structure (ISS) se réfère aux effets mutuels que deux ou plusieurs structures ont l'une sur l'autre lorsqu'elles sont soumises à des charges dynamiques telles que les séismes, le vent, ou les vibrations de machinerie. Cette interaction est particulièrement pertinente dans les environnements urbains denses où les bâtiments sont proches les uns des autres.

L'interaction entre les structures est un sujet d'importance cruciale dans le domaine de l'ingénierie civile et structurelle, notamment lorsqu'il s'agit de bâtiments en podium. Un complexe de tours à podium commun est une structure architecturale où plusieurs tours (ou gratte-ciels) sont construites sur une base commune, souvent appelée podium. Ce type de construction est fréquemment utilisé dans les développements urbains pour maximiser l'utilisation de l'espace et intégrer des fonctions mixtes comme le commerce, les bureaux, les résidences, et les espaces de loisirs.

L'interaction entre le podium et les tours dans un ensemble bâti est un aspect crucial de la conception structurale. Cette interaction influence non seulement la stabilité et la performance sismique de l'ensemble, mais aussi son comportement sous diverses charges.

IV.4.1 Définition des Composants

Podium :

Structure basse et large, généralement utilisée pour des espaces commerciaux, des parkings ou des espaces publics.

Sert de base pour les tours qui le surmontent.

Tours :

Structures hautes et étroites, souvent utilisées pour des bureaux ou des habitations, s'élevant au-dessus du podium.

IV.4.2 Importance de l'interaction structure-structure

La prise en compte de l'Interaction Structure-Structure est cruciale pour plusieurs raisons :

Sécurité Structurelle :

Ignorer l'Interaction Structure-Structure peut mener à une évaluation inexacte des forces internes, des déformations et des mouvements des structures, augmentant le risque de défaillance.

Optimisation de la Conception :

En comprenant comment les structures interagissent, les ingénieurs peuvent concevoir des bâtiments plus résistants et plus économes en matériaux.

Réduction des Risques :

Une analyse précise de l'Interaction Structure-Structure permet de réduire les risques de dommages lors d'événements sismiques ou de vents forts.

IV.4.3 Mécanismes d'Interaction ISS

Effet de Masse et de Rigidité :

Les différences dans les masses et les rigidités des structures adjacentes peuvent entraîner des transferts de forces et des déplacements relatifs importants.

Effet de Proximité :

Les structures proches peuvent se "frapper" (pounding) durant des événements sismiques, ce qui peut causer des dommages structuraux significatifs.

Effet de Fondation :

Les fondations adjacentes peuvent interagir à travers le sol, modifiant la distribution des forces et les déplacements des structures.

IV.4.4 Types d'Interactions ISS

Interaction Dynamique :

Effets Sismiques : Lors d'un séisme, les forces sismiques induites sur le podium et les tours peuvent interagir de manière complexe. Les tours peuvent entrer en résonance avec le podium, amplifiant les mouvements et les sollicitations sur les structures.

Transfert de Vibrations : Les vibrations induites par le mouvement sismique peuvent se transférer du podium aux tours et vice versa, nécessitant une analyse fine des modes de vibration et des fréquences naturelles pour éviter des amplifications non désirées.

Interaction Statique :

Transfert de Charges : Le poids propre des tours et les charges d'exploitation sont transférés au podium. Cela peut créer des concentrations de contraintes élevées aux points d'interconnexion.

Rigidité et Déformations : La différence de rigidité entre le podium (plus rigide et massif) et les tours (plus flexibles) peut entraîner des déformations incompatibles. Cela nécessite des ajustements structuraux pour prévenir des problèmes comme le poinçonnement ou des tassements différenciés.

IV.4.5 Méthodes d'Analyse

Modélisation Numérique :

Éléments Finis : Utilisation de modèles d'éléments finis (FEM) pour simuler les interactions structure-structure en 3D.

Analyses Dynamiques : Analyses modales, transitoires, et en réponse spectrale pour évaluer les effets dynamiques.

Simulations de Séisme :

Tests sur Table Vibrante : Expérimentations en laboratoire avec des modèles réduits pour observer les interactions sous des charges sismiques simulées.

Simulations Informatiques : Utilisation de logiciels de simulation avancés comme ETABS ou SAP2000 pour modéliser et analyser les interactions.

IV.5 Modélisation à l'aide de logiciel ETABS

IV.5.1 Présentation du logiciel

ETABS est une abréviation de « Extended Three dimensional Analysis of Bulding Systems ». C'est un programme connu dans tout le monde et en Algérie. Il est développé au Etats-Unis par la compagnie CSI « Computers and Structures Inc ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structure et des ouvrages dans la nature d'un bâtiment, quelque soit les matériaux utiliser. Le calcule dans le logiciel est base sur la théorie des éléments finis MEF.

IV.5.2 Modélisation des éléments structuraux

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant la commande « frame », c'est élément barre a deux nœuds et 6 degrés de liberté par nœud.

Les planchers sont modélisés par la commande « slab », type d'élément, et en affect l'option « diaphragme » qui mis le déplacement de tous les nœuds identique.

Les voiles sont modélisés par la commande « Shell », c'est un élément a quatre nœuds, avec 6 degrés de liberté par nœud.

Il faut noter que chaque élément va prendre ces propres propriétés telles que la section transversale, type de matériau et les conditions initiales.

IV.5.3 Modélisation de la masse et affectation des charges

La masse et le poids des éléments sont calculés automatiquement à l'aide de la masse et le poids volumiques des matériaux utilisés. Il faut noter que la masse des éléments secondaires (masse non concentrée comme la maçonnerie) vont répartir sur les poutres.

Les charges sont décrites selon trois cas qui sont :

Le poids propre.

Les charges permanentes.

Les charges d'exploitation.

Les charges accidentelles (séisme).

Le poids total de la structure W est égal au poids propre de la structure plus un pourcentage « β » du poids des charges d'exploitation.

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_G + \beta W_{Qi}$$

IV.6 La méthode approchée

IV.6.1 Principe de cette approche

Dans cette méthode, nous allons séparer la structure globale en deux structures, ces deux structures doivent être faciles à étudier. Après faire l'étude de chaque sous structure séparé, nous allons réaliser des dispositifs constructifs au niveau des joint sismiques virtuels car ces zones vont subir des efforts très important.

Dans notre projet la structure globale va se séparer a deux tours, (tour A et tour B)

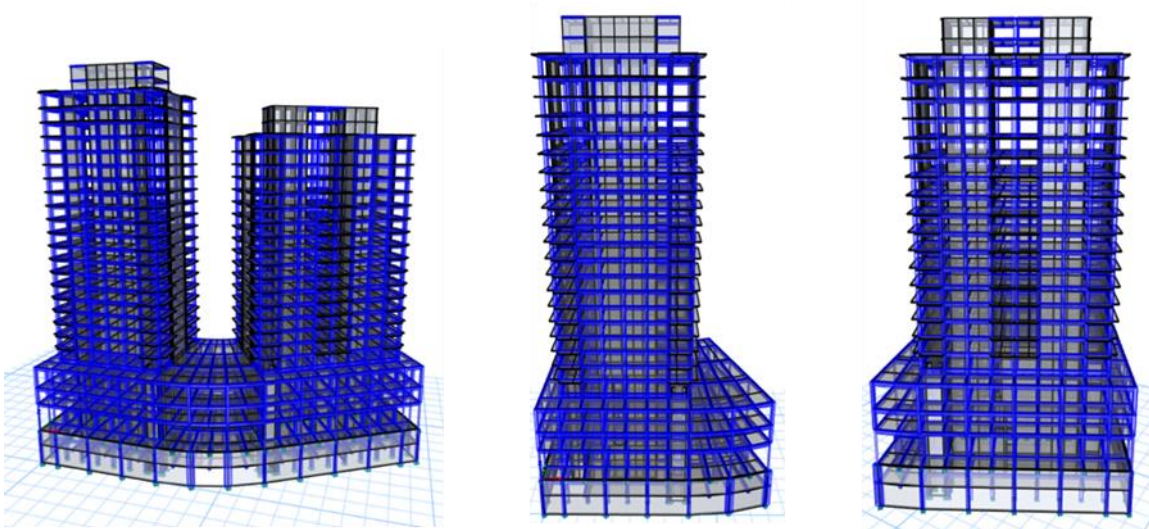


Figure 25 : la séparation de la structure en deux (tour + podium)

Nous allons faire l'étude sismique de chaque tours A et B en utilisant les deux méthodes statiques équivalent et la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.6.2 L'étude sismique de la tour A

IV.6.2.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent

Comme nous avons vu précédemment, la force sismique en utilisant la méthode statique équivalent est donnée par :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Détermination du coefficient d'accélération A :

La tour A appartient au groupe 1B, car notre ouvrage est un grand hôtel de grande importance.

Notre ouvrage est implanté dans la willaya d'Alger qu'est classée en zone III.

D'après le tableau de l'RPA99/03 le coefficient d'accélération de zone est prise égale à :

$$A=0.3g$$

Détermination du coefficient de comportement

Les matériaux de construction : béton armé

Le système de contreventement : noyau central

D'après le tableau 4.3 de l'RPA99/03, le coefficient de comportement est prise égale à :

$$R=3.5$$

Détermination du facteur de qualité :

Les conditions q_i	Valeur retenue en x	Valeur retenue en y
Condition minimale sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Σq_i	0.1	0.1

Tableau 23 : pénalité de la tour A

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Donc le facteur de qualité est égal à :

$$Q=1.10$$

Détermination du facteur d'amplification dynamique :

L'ouvrage est implanté dans un site de catégorie S3, donc d'après le tableau en a $T_2=0.50$ s.

Le système de contreventement est constitué par des voiles, ce qui donne un pourcentage d'amortissement égal à 10% d'après le tableau, en trouve :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764 > 0.7$$

La période fondamentale

D'après le règlement on a :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec : $h_N = 79.3 \text{ m}$

C_T égale à : $C_T = 0.05$, car le système de contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé (cas 4).

Donc :

$$T = 1.329 \text{ s}$$

Comme nous sommes dans le cas 4 on peut aussi utiliser la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

En va avoir deux dimensions dans les deux directions D_X et D_Y

$$D_X = 49.30 \text{ m}$$

$$D_Y = 31.5 \text{ m}$$

Donc :

$$T_X = 1.016 \text{ s}$$

$$T_Y = 1.272 \text{ s}$$

Dans ce cas nous allons prendre la période la plus petite dans la direction x et la même pour la direction y.

$$T_X = \min(1.329 ; 1.016) = 1.016 \text{ s}$$

$$T_Y = \min(1.329 ; 1.272) = 1.272 \text{ s}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique dans les deux directions

$$T_2 < T_X < 3.0 \text{ s et } T_2 < T_Y < 3.0 \text{ s}$$

Donc :

$$D_x = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T_X)^{0.67} = 1.188$$

$$D_y = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T_Y)^{0.67} = 1.022$$

Le poids sismique de la structure

D'après l'article 4-2-3 du RPA99/03, le poids sismique de la structure W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

$$W_j = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_G : le poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure

W_Q : le poids dus aux charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Etages	H	WG	WQ	WS
	m	KN	KN	KN
PH ROOF	3.3	5198.246	1120.5	6318.746
PH	3.3	5198.218	933.75	6131.968
ROOF	3.56	13334.94	4380.375	17715.31
Etage 19	3.2	13669.55	1786.043	15455.59
Etage 18	3.2	14828.07	2117.727	16945.8
Etage 17	3.2	14558.31	1973.175	16531.48
Etage 16	3.2	14558.31	1973.175	16531.48
Etage 15	3.2	14576.55	1973.175	16549.73
Etage 14	3.2	14576.55	1973.175	16549.73
Etage 13	3.2	14576.55	1973.175	16549.73
Etage 12	3.2	14583.27	1973.175	16556.45
Etage 11	3.2	14583.27	1973.175	16556.45
Etage 10	3.2	14583.27	1973.175	16556.45
Etage 9	3.2	14647.11	1973.175	16620.28
Etage 8	3.2	14647.11	1973.175	16620.28
Etage 7	3.2	14647.11	1973.175	16620.28
Etage 6	3.2	14812.38	1973.175	16785.56
Etage 5	3.2	14812.38	1973.175	16785.56
Etage 4	3.2	14759.9	1973.175	16733.07
Etage 3-1	1.14	10428.55	1721.175	12149.73
Etage 3	5.4	20903.22	3136.911	24040.14
Etage 2	4.2	22708.4	6927.842	29636.24
Etage 1	7.2	31171.02	6539.959	37710.98
Sum		342362.3	56288.73	398651

Tableau 24 : poids sismique

La force sismique dans les deux directions

	Direction x	Direction y
A	0.3g	0.3g
D	1.188	1.022
Q	1.10	1.10
R	3.5	3.5
Le poids sismique W KN	398 651	398 651

Tableau 25 : récapitulatif des facteurs de la MSE

	Direction x	Direction y
La force sismique V KN	44 653.468	38 414.010

Tableau 26 : la force sismique dans les deux directions

IV.6.2.4 Analyse modale spectrale de la tour A

Modélisation de la tour A

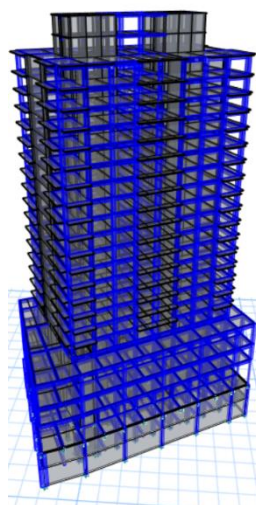


Figure 26 : vue 3D du modèle de la tour A

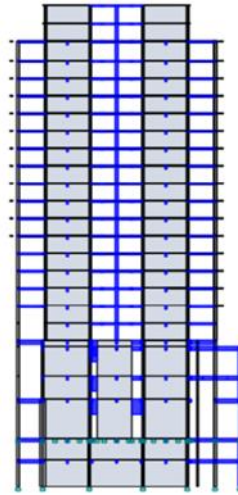


Figure 27 : vue en élévation du modèle de la tour A

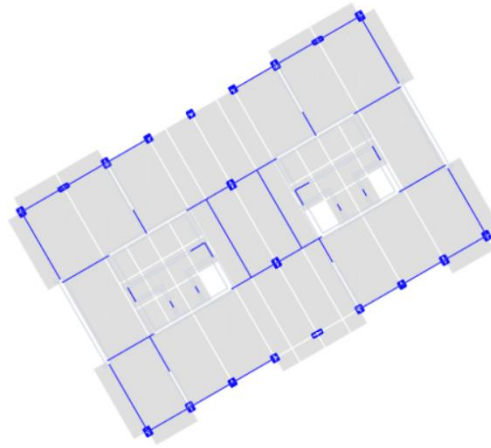


Figure 28 : vue en plan de la tour A

Résultat de l'analyse modale

Mode	Période s	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.188	0.557	0.0042	0.557	0.0042	0.0015	0.0015
2	1.047	0.009	0.5916	0.566	0.5957	0.0011	0.0027
3	0.773	0.0005	0.0001	0.5665	0.5958	0.5767	0.5793
4	0.337	0.0002	0.0001	0.5668	0.5959	1.43E-05	0.5793
5	0.337	0	0	0.5668	0.5959	0	0.5793
6	0.281	0.1712	0.0084	0.7379	0.6043	0.0019	0.5813
7	0.269	0.0156	0.1647	0.7536	0.769	0.0015	0.5828
8	0.227	0.0015	0.0025	0.7551	0.7714	0.1515	0.7343
9	0.132	0.0477	0.0194	0.8028	0.7908	0.0006	0.7349

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

10	0.128	0.0366	0.0519	0.8394	0.8428	3.42E-06	0.7349
11	0.12	0.0015	0.0016	0.8409	0.8443	0.0821	0.8169
12	0.081	0.0211	0.0119	0.8619	0.8563	1.30E-06	0.8169
13	0.08	0.0165	0.0224	0.8785	0.8787	0.0005	0.8174
14	0.076	0.0004	6.56E-07	0.8789	0.8787	0.033	0.8505
15	0.057	0.0088	0.0082	0.8876	0.8868	0.0001	0.8506
16	0.056	0.0079	0.0087	0.8956	0.8955	0.0001	0.8508
17	0.052	0.0001	1.45E-05	0.8957	0.8956	0.0157	0.8665
18	0.043	0.0051	0.0068	0.9008	0.9023	0.0003	0.8668
19	0.042	0.006	0.0049	0.9068	0.9072	0.0001	0.8669
20	0.042	0.0008	0.0003	0.9077	0.9075	0.0004	0.8674
21	0.04	0.0017	0.0005	0.9094	0.908	0.0018	0.8691
22	0.04	0.0002	1.45E-05	0.9095	0.908	0.012	0.8811
23	0.037	0.0002	4.25E-05	0.9097	0.9081	0	0.8811
24	0.035	0.0004	0.0011	0.9101	0.9092	7.59E-07	0.8811
25	0.035	0.0052	0.0036	0.9153	0.9128	0.0001	0.8812
26	0.034	0.0047	0.0056	0.92	0.9184	3.94E-05	0.8813
27	0.033	2.07E-05	8.23E-06	0.92	0.9184	0.0002	0.8815
28	0.033	0.0005	0.0003	0.9205	0.9187	0.0068	0.8883
29	0.033	0.0003	0.0009	0.9208	0.9196	0.0019	0.8902
30	0.03	0.004	0.001	0.9248	0.9205	2.09E-05	0.8902

Tableau 27 : résultat de l'analyse modale

Interprétation des résultats

La période fondamentale obtenu par le calcul numérique à l'aide du logiciel ETABS est $T=1.188$ s.

Le nombre de mode à retenir est 18 modes (la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure). Nous allons jusqu'à le mode 30 en essayant de réduire l'erreur

Le premier mode (mode fondamental), c'est une translation suivant l'axe x

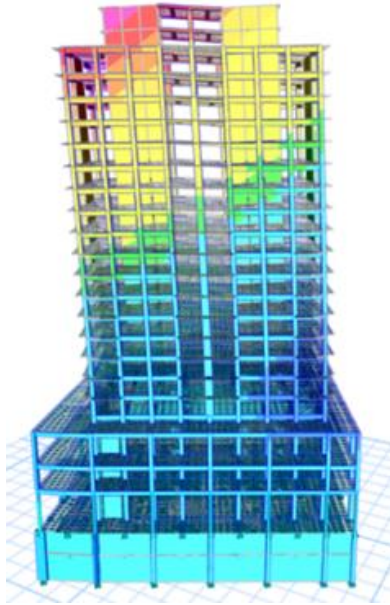


Figure 29 : représentation du 1^{ère} mode

Le deuxième mode est une translation suivant l'axe y

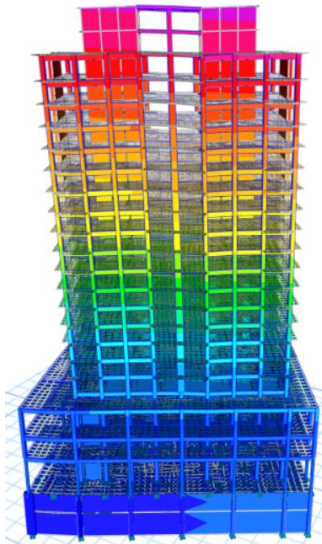


Figure 30 : représentation du 2^{ème} mode

Le troisième mode est une torsion (rotation autour de l'axe vertical axe z)

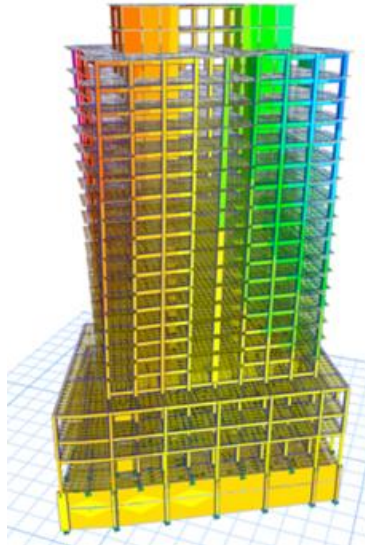


Figure 31 : représentation du 3^{ème} mode

Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4-2-4.4 de RPA99/03, Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{num}} < 1.30 T_{\text{emp}}$$

Selon x:

$$T = 1.188 \text{ s} < 1.30 T_x = 1.30 \times 1.016 = 1.321 \text{ s.}$$

Selon y :

$$T = 1.188 \text{ s} < 1.30 T_y = 1.30 \times 1.272 = 1.654 \text{ s.}$$

La condition de vérification de la période est vérifiée dans les deux directions

IV.6.2.5 Analyse sismique

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Paramètres du spectre :

La zone sismique est une zone III.

Le groupe d'usage 1A.

L'amortissement critique $\xi=10\%$.

Catégorie du site : S3.

Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal : $Q=1.1$

Le coefficient de comportement : $R=3.5$.

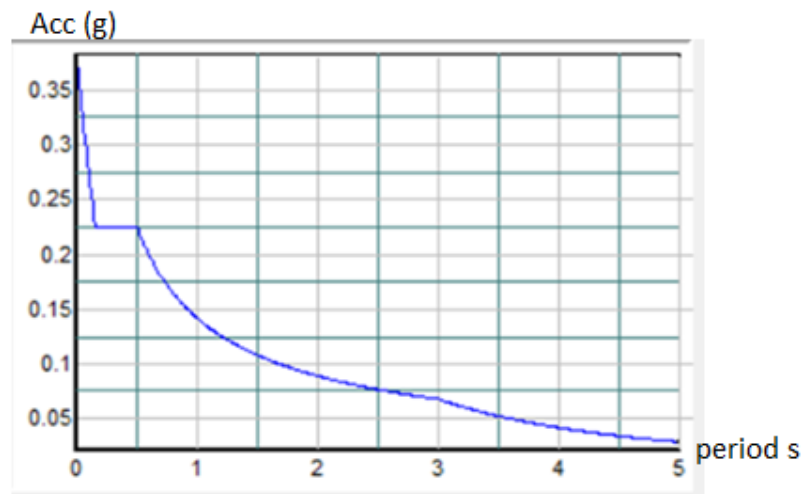


Figure 32 : spectre de réponse

Résultat de l'analyse sismique

Output Case	FX KN	FY KN	MX KN.m	MY KN.m	MZ KN.m
SPX	42 193.49	17 006.74	865 769.7	1 907 805.45	1 672 169
SPY	17 006.74	44 679.96	2 133 873.15	900 782.4	3 2747 933

Tableau 28 : résultat de l'analyse modale

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant x est :

$$F_x = 42\,193.49 \text{ kN}$$

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant y est :

$$F_y = 44\,679.96 \text{ kN}$$

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/03, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_x > 0.8 \times V_{sta}$$

$$42\,193.49 > 0.8 \times 44\,653.468 = 35\,755.774 \text{ kN}$$

$$V_y > 0.8 \times V_{sta}$$

$$44\,679.96 > 0.8 \times 38\,414.010 = 30\,731.208 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée dans les deux directions x et y.

IV.6.2.6 Distribution des efforts

La répartition de l'effort tranchant et du moment par étages :

Story	VX kN	VY kN	MX kN.m	MY kN.m
PH ROOF	1946.8722	1955.2652	6452.3752	6424.6783
PH	4205.7715	4179.7998	20227.7864	20296.757
ROOF	8608.7155	8382.4831	49754.7625	50852.991
Etage 19	12313.8463	12190.8211	88111.9408	89946.449
Etage 18	15380.1673	15656.8116	137046.063	138342.09
Etage 17	17785.6964	18599.7397	194862.357	193646.78
Etage 16	19806.5791	21166.3141	260288.306	254330.23
Etage 15	21594.0517	23442.2651	332294.479	319431.3
Etage 14	23234.6603	25502.1604	410080.442	388373.69
Etage 13	24779.0556	27392.0885	493030.872	460820.65
Etage 12	26266.2285	29143.8074	580663.542	536595.14
Etage 11	27726.614	30795.3486	672603.881	615635.76
Etage 10	29179.801	32385.4448	768586.823	697966.14
Etage 9	30637.2453	33933.0185	868447.574	783668.7
Etage 8	32095.2907	35429.3003	972074.923	872855.85
Etage 7	33531.4414	36860.2236	1079366.24	965632.31

Etage 6	34922.4271	38227.3599	1190222.32	1062063.8
Etage 5	36234.5543	39511.7209	1304528.22	1162147.9
Etage 4	37420.424	40668.6974	1422117.62	1265783.5
Etage 3-1	38250.4561	41467.8621	1464782.42	1303532.7
Etage 3	39586.7372	42591.5324	1672327.78	1488469.1
Etage 2	41016.2445	43823.6001	1839119.1	1638793.1
Etage 1	42193.4859	44679.9573	2133873.15	1907805.5

Tableau 29 : distribution de l'effort tranchant et moment fléchissant par étage

IV.6.2.7 Calcule du déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau "i" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_i = R \delta_{ei}$$

δ_{ei} : le déplacement dus aux forces sismiques

R : coefficient de comportement de la structure

Story	Haut m	Elev m	δ_{ex} mm	δ_x mm	δ_{ey} mm	δ_y mm
PH ROOF	3.3	79.3	98.547	344.9145	81.388	284.858
PH	3.3	76	93.202	326.207	77.523	271.3305
ROOF	3.56	72.7	87.82	307.37	73.62	257.67
Etage 19	3.2	69.14	82.017	287.0595	69.411	242.9385
Etage 18	3.2	65.94	76.872	269.052	65.526	229.341
Etage 17	3.2	62.74	71.54	250.39	61.612	215.642
Etage 16	3.2	59.54	66.206	231.721	57.605	201.6175
Etage 15	3.2	56.34	60.841	212.9435	53.526	187.341
Etage 14	3.2	53.14	55.467	194.1345	49.386	172.851
Etage 13	3.2	49.94	50.107	175.3745	45.2	158.2
Etage 12	3.2	46.74	44.789	156.7615	40.99	143.465
Etage 11	3.2	43.54	39.548	138.418	36.779	128.7265
Etage 10	3.2	40.34	34.422	120.477	32.596	114.086
Etage 9	3.2	37.14	29.452	103.082	28.473	99.6555
Etage 8	3.2	33.94	24.688	86.408	24.446	85.561
Etage 7	3.2	30.74	20.178	70.623	20.557	71.9495

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 6	3.2	27.54	15.979	55.9265	16.854	58.989
Etage 5	3.2	24.34	12.163	42.5705	13.395	46.8825
Etage 4	3.2	21.14	8.792	30.772	10.25	35.875
Etage 3-1	1.14	17.94	6.007	21.0245	7.509	26.2815
Etage 3	5.4	16.8	5.334	18.669	6.683	23.3905
Etage 2	4.2	11.4	2.714	9.499	3.474	12.159
Etage 1	7.2	7.2	1.218	4.263	1.571	5.4985
Base	0	0	0	0	0	0

Tableau30: les déplacements horizontaux de chaque étage

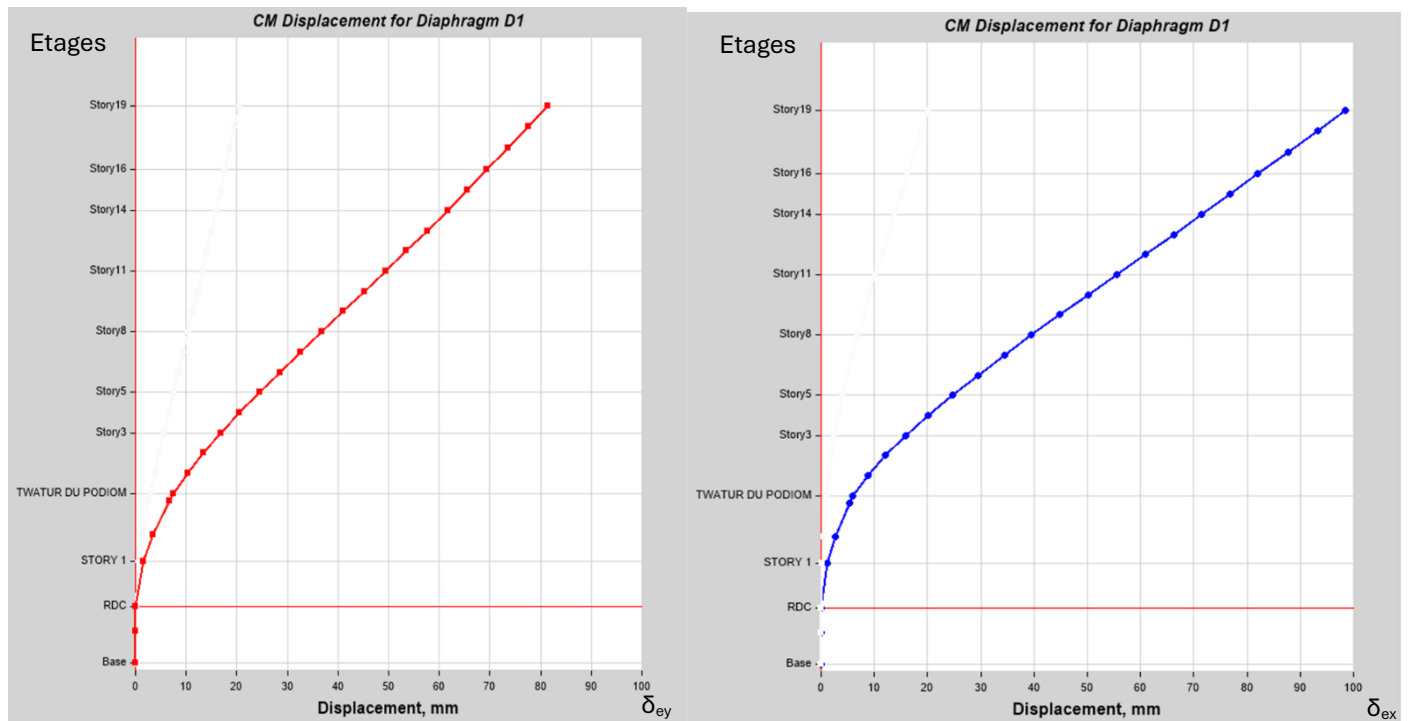


Figure 33 : représentation graphique des déplacements

IV.6.2.8 Justification de sécurité

Justification vis-à-vis déformation

Selon l'article 5-10 du RPA99/03, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k < \Delta_{lim} \quad \text{Avec :} \quad \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ et } \Delta_{lim} = 0.01 \times h$$

NIVEAU	H m	Eléva m	δ_x m	Δ_x m	δ_y m	Δ_y m	0.01h m	$\Delta < 0.01h$
PH ROOF	3.3	79.3	0.3449	0.0187	0.2848	0.0135	0.033	Vérifié
PH	3.3	76	0.3262	0.0188	0.2713	0.0136	0.033	Vérifié
ROOF	3.56	72.7	0.3073	0.0203	0.2576	0.0147	0.0356	Vérifié
Etage 19	3.2	69.14	0.2870	0.0180	0.2429	0.0135	0.032	Vérifié
Etage 18	3.2	65.94	0.2690	0.0186	0.2293	0.0136	0.032	Vérifié
Etage 17	3.2	62.74	0.2503	0.0186	0.2156	0.0140	0.032	Vérifié
Etage 16	3.2	59.54	0.2317	0.0187	0.2016	0.0142	0.032	Vérifié
Etage 15	3.2	56.34	0.2129	0.0188	0.1873	0.0144	0.032	Vérifié
Etage 14	3.2	53.14	0.1941	0.0187	0.1728	0.0146	0.032	Vérifié
Etage 13	3.2	49.94	0.1753	0.0186	0.1582	0.0147	0.032	Vérifié
Etage 12	3.2	46.74	0.1567	0.0183	0.1434	0.0147	0.032	Vérifié
Etage 11	3.2	43.54	0.1384	0.0179	0.1287	0.0146	0.032	Vérifié
Etage 10	3.2	40.34	0.1204	0.0173	0.1140	0.0144	0.032	Vérifié
Etage 9	3.2	37.14	0.1030	0.0166	0.0996	0.0140	0.032	Vérifié
Etage 8	3.2	33.94	0.0864	0.0157	0.0855	0.0136	0.032	Vérifié
Etage 7	3.2	30.74	0.0706	0.0146	0.0719	0.0129	0.032	Vérifié
Etage 6	3.2	27.54	0.0559	0.0133	0.0589	0.0121	0.032	Vérifié
Etage 5	3.2	24.34	0.0425	0.0117	0.0468	0.0110	0.032	Vérifié
Etage 4	3.2	21.14	0.0307	0.0097	0.0358	0.0095	0.032	Vérifié
Etage 3-1	1.14	17.94	0.0210	0.0023	0.0262	0.0028	0.0114	Vérifié
Etage 3	5.4	16.8	0.0186	0.0091	0.0233	0.0112	0.054	Vérifié
Etage 2	4.2	11.4	0.0094	0.0052	0.0121	0.0066	0.042	Vérifié
Etage 1	7.2	7.2	0.0042	0.0042	0.0054	0.0054	0.072	Vérifié

Tableau 31 : vérification des déplacements inter-étages

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Justification vis-à-vis l'effet P-delta

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

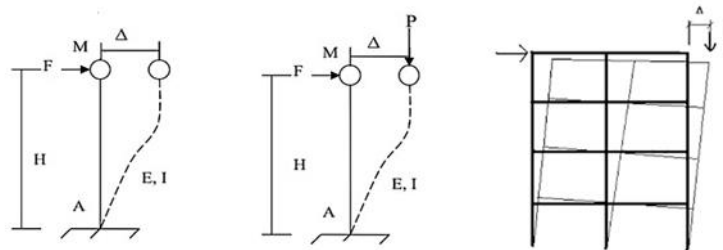


Figure 34 : schéma explicative de l'effet P-delta

NIVEAU	H m	Eléva m	WS kN	P kN	Δx m	VX kN	θx	θx<0.1
PH ROOF	3.3	79.3	6318.746	6318.746	0.0187	1946.87	0.018	Vérifié
PH	3.3	76	6131.968	12450.71	0.0188	4205.77	0.016	Vérifié
ROOF	3.56	72.7	17715.31	30166.02	0.0203	8608.71	0.019	Vérifié
Etage 19	3.2	69.14	15455.59	45621.61	0.0180	12313.8	0.020	Vérifié
Etage 18	3.2	65.94	16945.8	62567.41	0.0186	15380.1	0.023	Vérifié
Etage 17	3.2	62.74	16531.48	79098.89	0.0186	17785.7	0.025	Vérifié
Etage 16	3.2	59.54	16531.48	95630.37	0.0187	19806.5	0.028	Vérifié
Etage 15	3.2	56.34	16549.73	112180.1	0.0188	21594.0	0.030	Vérifié
Etage 14	3.2	53.14	16549.73	128729.8	0.0187	23234.6	0.032	Vérifié
Etage 13	3.2	49.94	16549.73	145279.6	0.0186	24779.0	0.034	Vérifié
Etage 12	3.2	46.74	16556.45	161836	0.0183	26266.2	0.035	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 11	3.2	43.54	16556.45	178392.5	0.0179	27726.6	0.036	Vérifié
Etage 10	3.2	40.34	16556.45	194948.9	0.0173	29179.8	0.036	Vérifié
Etage 9	3.2	37.14	16620.28	211569.2	0.0166	30637.2	0.035	Vérifié
Etage 8	3.2	33.94	16620.28	228189.5	0.0157	32095.2	0.035	Vérifié
Etage 7	3.2	30.74	16620.28	244809.8	0.0146	33531.4	0.033	Vérifié
Etage 6	3.2	27.54	16785.56	261595.3	0.0133	34922.4	0.031	Vérifié
Etage 5	3.2	24.34	16785.56	278380.9	0.0117	36234.5	0.028	Vérifié
Etage 4	3.2	21.14	16733.07	295113.9	0.0097	37420.4	0.024	Vérifié
Etage 3-1	1.14	17.94	12149.73	307263.7	0.0023	38250.4	0.016	Vérifié
Etage 3	5.4	16.8	24040.14	331303.8	0.0091	39586.7	0.014	Vérifié
Etage 2	4.2	11.4	29636.24	360940.1	0.0052	41016.2	0.010	Vérifié
Etage 1	7.2	7.2	37710.98	398651	0.0042	42193.4	0.005	Vérifié

Tableau 32 : justification de l'effet P-delta dans le sens x

NIVEAU	H m	Eleva m	WS kN	P kN	Δy m	VY kN	θ_y	$\theta_y < 0.1$
PH ROOF	3.3	79.3	6318.74	6318.746	0.0135	1955.265	0.0132	Vérifié
PH	3.3	76	6131.96	12450.71	0.0136	4179.8	0.0123	Vérifié
ROOF	3.56	72.7	17715.31	30166.02	0.0147	8382.483	0.0148	Vérifié
Etage 19	3.2	69.14	15455.59	45621.61	0.0135	12190.82	0.0159	Vérifié
Etage 18	3.2	65.94	16945.8	62567.41	0.0136	15656.81	0.0171	Vérifié
Etage 17	3.2	62.74	16531.48	79098.89	0.0140	18599.74	0.0186	Vérifié
Etage 16	3.2	59.54	16531.48	95630.37	0.0142	21166.31	0.0201	Vérifié
Etage 15	3.2	56.34	16549.73	112180.1	0.0144	23442.27	0.0216	Vérifié
Etage 14	3.2	53.14	16549.73	128729.8	0.0146	25502.16	0.0231	Vérifié
Etage 13	3.2	49.94	16549.73	145279.6	0.0147	27392.09	0.0244	Vérifié
Etage 12	3.2	46.74	16556.45	161836	0.0147	29143.81	0.0255	Vérifié
Etage 11	3.2	43.54	16556.45	178392.5	0.0146	30795.35	0.0265	Vérifié
Etage 10	3.2	40.34	16556.45	194948.9	0.0144	32385.44	0.0271	Vérifié
Etage 9	3.2	37.14	16620.28	211569.2	0.0140	33933.02	0.0274	Vérifié
Etage 8	3.2	33.94	16620.28	228189.5	0.0136	35429.3	0.0273	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 7	3.2	30.74	16620.28	244809.8	0.0129	36860.22	0.0268	Vérifié
Etage 6	3.2	27.54	16785.56	261595.3	0.0121	38227.36	0.0258	Vérifié
Etage 5	3.2	24.34	16785.56	278380.9	0.0110	39511.72	0.0242	Vérifié
Etage 4	3.2	21.14	16733.07	295113.9	0.0095	40668.7	0.0217	Vérifié
Etage 3-1	1.14	17.94	12149.73	307263.7	0.0028	41467.86	0.0187	Vérifié
Etage 3	5.4	16.8	24040.14	331303.8	0.0112	42591.53	0.0161	Vérifié
Etage 2	4.2	11.4	29636.24	360940.1	0.0066	43823.6	0.0130	Vérifié
Etage 1	7.2	7.2	37710.98	398651	0.0054	44679.96	0.0068	Vérifié

Tableau 33 : justification de l'effet P-delta dans le sens y

Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

Selon l'article 5-5 du RPA99/03, Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Vérification de la stabilité au renversement

La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Sens	Poids kN	L m	Ms kN.m	Mr kN.m	Ms/Mr	> 1.5
X	398 651	50	6 278 753	2 133 873	2.94	Vérifier
Y	398 651	31.5	9966275	1 907 805	5.22	Vérifier

Tableau 34 : vérification du renversement

IV.6.3 L'étude sismique de la tour B

IV.6.3.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalent

Comme nous avons vu précédemment, la force sismique en utilisant la méthode statique équivalent est donnée par :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Détermination du coefficient d'accélération A :

La tour B appartient au groupe 1B, car notre ouvrage est un grand hôtel de grande importance.

Notre ouvrage est implanté dans la willaya d'Alger qu'est classée en zone III.

D'après le tableau de l'RPA99/03 le coefficient d'accélération de zone est prise égale à :

$$A=0.3g$$

Détermination du coefficient de comportement :

Les matériaux de construction : béton armé

Le système de contreventement : noyau central

D'après le tableau 4.3 de l'RPA99/03, le coefficient de comportement est prise égale à :

$$R=3.5$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Dans notre projet le sol est de catégorie S3 donc $T_2 = 0.50$ s.

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

Le pourcentage de l'amortissement est de $\xi = 10\%$,

Donc :

$$\eta = 0.764 > 0.7$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

D'après le RPA 99/03, l'article 4-2-4 :

$$T = C_T \cdot h_n^{0.75}$$

H_n : la hauteur de la structure 88.9 m

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

$C_T=0.05$ contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$$T=0.05 \times 88.9^{0.75} = 1.448 \text{ s}$$

On peut aussi utiliser la formule :

$$T=0.09hN/\sqrt{D}$$

D :la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée

Dans le sens x :

$$D_x = 49.1 \text{ m}$$

Donc :

$$T_x = 0.09 \times 88.9 / \sqrt{49.1} = 1.142 \text{ s}$$

Dans le sens y :

$$D_y = 31.5 \text{ m}$$

Donc:

$$T_y = 0.09 \times 88.9 / \sqrt{31.5} = 1.426 \text{ s}$$

La période retenue sera la plus petite

$$T_x = \min(1.448 ; 1.142) = 1.142 \text{ s}$$

$$T_y = \min(1.448 ; 1.426) = 1.426 \text{ s}$$

On remarque que :

$$T_2 < T_x < 3 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_2 < T_y < 3 \text{ s}$$

Donc :

$$D_x = 2.5\eta(T_2/T_x)^{0.67} \quad D_x = 1.098$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{0.67} \quad D_y = 0.946$$

Détermination du facteur de qualité :

Les conditions q_i	Valeur retenue en x	Valeur retenue en y
Condition minimale sur les fils de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Σq_i	0.1	0.1

Tableau 35 : pénalité de la tour B

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 p_q = 1.10$$

Le poids de la structure

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Le coefficient $\beta=0.2$

Niveau	Wgi kN	Wqi kN	WSI kN
PH ROOF	3350.182	888.1	4238.282
PH	3274.902	748.0318	4022.934
ROOF	18388.75	3088.406	21477.16
Etage 22	10859.69	1361.157	12220.84
Etage 21	11874.89	1726.543	13601.43
Etage 20	10458.94	1265.772	11724.71
Etage 19	11624.68	1597.046	13221.73
Etage 18	11362.75	1440.386	12803.13
Etage 17	11362.75	1440.386	12803.13
Etage 16	11362.75	1440.386	12803.13
Etage 15	11377.74	1440.386	12818.13
Etage 14	11377.74	1440.386	12818.13
Etage 13	11377.74	1440.386	12818.13
Etage 12	11414.63	1440.386	12855.02
Etage 11	11414.63	1440.386	12855.02
Etage 10	11414.63	1440.386	12855.02
Etage 9	11444.02	1440.386	12884.41
Etage 8	11444.02	1440.386	12884.41
Etage 7	11444.02	1440.386	12884.41
Etage 6	11591.18	1440.386	13031.57
Etage 5	11591.18	1440.386	13031.57
Etage 4	11591.18	1440.386	13031.57
Etage 3-1	7903.544	1267.538	9171.082
Etage 3	19435.25	3720.073	23155.32
Etage 2	20309.37	12605.98	32915.35

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 1	25108.83	5771.288	30880.12
sum	314160	55645.72	369805.7

Tableau 36 : le poids sismique de la tour B

La force sismique dans les deux directions

	Direction x	Direction y
A	0.3g	0.3g
D	1.098	0.946
Q	1.10	1.10
R	3.5	3.5
W kN	369 805.7	369 805.7

Tableau 37 : récapitulatif des facteurs de la MSE

	Direction x	Direction y
La force sismique V kN	38 284.40	32 984.55

Tableau 38 : la force sismique dans les deux directions

IV.6.3.4Analyse modale spectrale de la tour B

Modélisation de la tour B

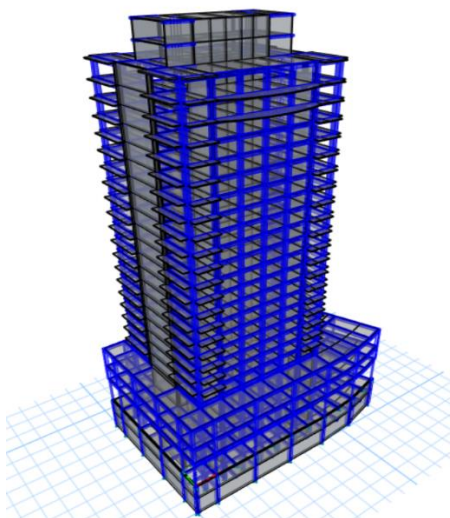


Figure 35 : vue 3D du modèle de la tour B

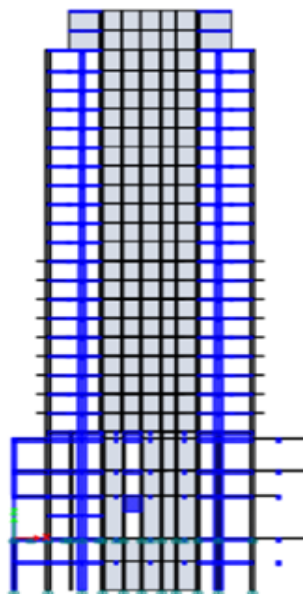


Figure 36 : vue en élévation du modèle de la tour B

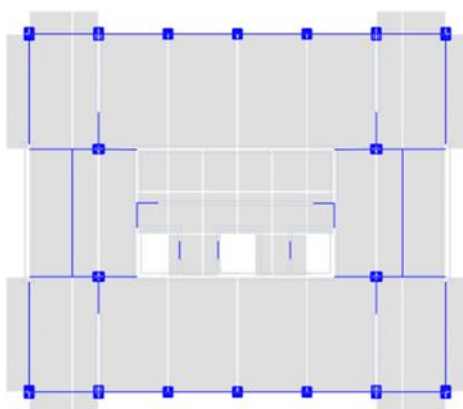


Figure 37 : vue en plan du modèle de la tour B

Résultat de l'analyse modale

Mode	Period s	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.328	0.0038	0.5935	0.0038	0.5935	0.0069	0.0069
2	1.213	0.6197	0.0034	0.6235	0.597	0	0.0069
3	0.84	0.0001	0.0003	0.6235	0.5973	0.5522	0.5591
4	0.335	0.0001	0.1644	0.6236	0.7617	0.0009	0.56
5	0.305	0.1792	0.0001	0.8028	0.7618	0.0004	0.5605
6	0.267	0.0004	0.0017	0.8032	0.7635	0.1468	0.7072
7	0.161	1.77E-05	0.0738	0.8032	0.8372	0.0066	0.7138
8	0.152	0.0006	0.0006	0.8038	0.8379	0.0857	0.7995
9	0.144	0.066	1.21E-05	0.8697	0.8379	0.0018	0.8013

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

10	0.1	1.40E-05	0.0239	0.8698	0.8617	0.0143	0.8156
11	0.096	0.0001	0.0134	0.8698	0.8752	0.0194	0.835
12	0.089	0.026	1.05E-05	0.8959	0.8752	3.69E-05	0.835
13	0.068	0	0.0142	0.8959	0.8893	0.0024	0.8374
14	0.066	4.92E-06	0.0035	0.8959	0.8928	0.0126	0.8501
15	0.063	0.0131	7.42E-06	0.909	0.8928	2.34E-06	0.8501
16	0.051	9.07E-06	0.0098	0.909	0.9026	0.0002	0.8503
17	0.049	0.0007	3.76E-05	0.9097	0.9026	0.0126	0.8629
18	0.048	0.0089	0	0.9186	0.9026	0.0006	0.8635
19	0.045	0.0014	0	0.92	0.9026	0.0009	0.8644
20	0.042	0	0.0079	0.92	0.9105	1.31E-06	0.8644
21	0.042	0.0013	0	0.9213	0.9105	0.0014	0.8658
22	0.041	0.002	0.0001	0.9233	0.9106	0.0052	0.871
23	0.04	0.0029	1.19E-05	0.9262	0.9106	0.0027	0.8737
24	0.04	0.0006	4.80E-06	0.9268	0.9106	0.0003	0.874
25	0.036	0	0.0009	0.9268	0.9115	2.05E-05	0.874
26	0.035	1.43E-06	0.0079	0.9268	0.9194	0.0001	0.8742
27	0.034	0.0015	1.32E-06	0.9283	0.9194	4.51E-05	0.8742
28	0.034	0.0014	4.92E-05	0.9297	0.9195	0.0018	0.876
29	0.034	0.0001	0	0.9297	0.9195	0.0018	0.8778
30	0.033	0.0001	0	0.9298	0.9195	1.21E-05	0.8778

Tableau 39 : résultat de l'analyse modale

Interprétation des résultats

La période fondamentale obtenu par le calcul numérique à l'aide du logiciel ETABS est $T=1.328$ s.

Le nombre de mode à retenir est 16 modes (la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure). Nous allons jusqu'à le mode 30 en essayant de réduire l'erreur.

Le premier mode (mode fondamental), c'est une translation suivant l'axe y

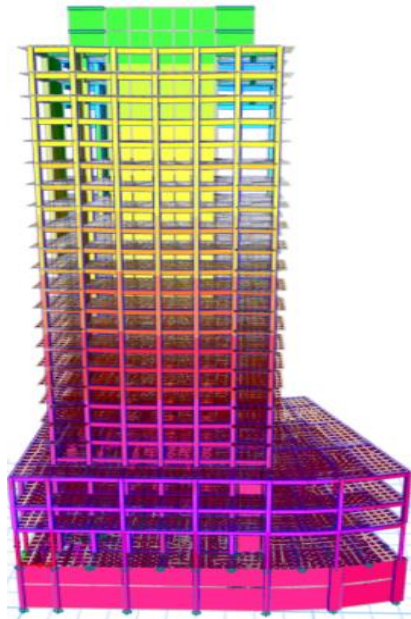


Figure 38 : représentation du 1^{ère} mode

Le deuxième mode est une translation suivant l'axe x

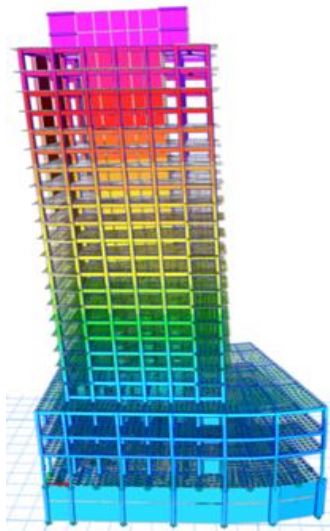


Figure 39 : représentation du 2^{ème} mode

Le troisième mode est une torsion (rotation autour de l'axe vertical axe z)

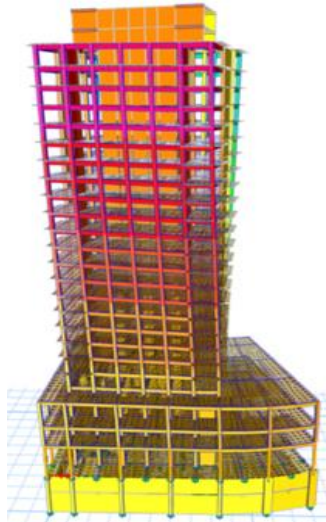


Figure 40 : représentation du 3^{ème} mode

Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4-2-4.4 de RPA99/03, Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{num}} < 1.30 T_{\text{emp}}$$

Selon x:

$$T = 1.328 \text{ s} < 1.30 T_x = 1.30 \times 1.142 = 1.484 \text{ s.}$$

Selon y :

$$T = 1.328 \text{ s} < 1.30 T_y = 1.30 \times 1.426 = 1.854 \text{ s.}$$

La condition de vérification de la période est vérifiée dans les deux directions

Nombre de mode à retenir

Selon l'article 4-3-4 du RPA99/03, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Pour notre structure, le nombre de modes à retenir est : 16 modes.

IV.6.3.5 Analyse dynamique

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

Spectre de repense de calcule

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Paramètres du spectre :

La zone sismique est une zone III.

Le groupe d'usage 1A.

L'amortissement critique $\xi=10\%$.

Catégorie du site : S3.

Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal : $Q=1.1$

Le coefficient de comportement : $R=3.5$.

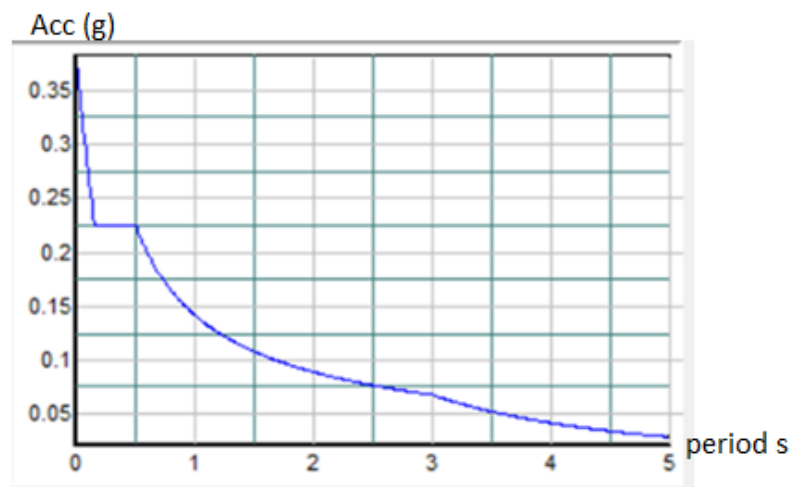


Figure 41 : spectre de réponse

Résultat de l'analyse modale

Output Case	FX kN	FY kN	MX kN.m	MY kN.m	MZ kN.m
SPX	42 742	2 596.68	159 220.4	2 255 833.33	688 598.2
SPY	2 596.68	39 242.96	2 077 104.37	154 967.03	699 796.5

Tableau 40 : résultat de l'analyse modale

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant x est :

$$F_x = 42\,742\text{kN}$$

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant y est :

$$F_y = 39\,242.96\text{ kN}$$

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/03, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_x > 0.8 \times V_{sta}$$

$$42\,742 > 0.8 \times 38\,284.40 = 30\,627.52\text{kN}$$

$$V_y > 0.8 \times V_{sta}$$

$$39\,242.96 > 0.8 \times 32\,984.55 = 26\,387.64\text{ kN}$$

La condition est vérifiée dans les deux directions x et y.

IV.6.3.6 Distribution des efforts

La répartition de l'effort tranchant et du moment par étages :

NIVEAU	VX kN	VY kN	MX kN.m	MY kN.m
PH ROOF	1136.6754	1394.3058	4601.2091	3751.0287
PH	2450.3618	2750.5249	13642.7926	11834.326
ROOF	8427.0048	8326.4146	42301.5263	41757.748
Etage 22	11678.6124	11337.9557	78032.5007	78989.989
Etage 21	14674.3552	14050.4362	122240.404	125571.85
Etage 20	16949.9905	16082.5899	172658.387	179159.72
Etage 19	19165.5277	18048.701	228815.058	239368.87
Etage 18	21072.8453	19733.0995	289769.424	305167
Etage 17	22773.5264	21238.1552	354858.073	375812.84
Etage 16	24313.3438	22608.6127	423563.153	450698.13
Etage 15	25734.3386	23877.691	495490.244	529345.38
Etage 14	27068.9585	25078.9269	570349.215	611392.97
Etage 13	28341.1525	26241.2227	647946.127	696573.23
Etage 12	29574.1725	27384.4177	728172.345	784702.17
Etage 11	30785.423	28522.2164	810986.017	875666.97
Etage 10	31981.685	29658.5662	896394.264	969407.95

Etage 9	33165.9884	30787.6163	984433.487	1065905.5
Etage 8	34333.6868	31898.1307	1075145.46	1165162
Etage 7	35472.3664	32974.5006	1168558.7	1267182
Etage 6	36575.1653	33998.983	1264676.11	1371963.2
Etage 5	37627.107	34948.1298	1363456.01	1479481.3
Etage 4	38603.2242	35802.9863	1464804.12	1589673.4
Etage 3-1	39288.4483	36379.5022	1501513.41	1629568
Etage 3	40549.3498	37430.3675	1679962.55	1823571.6
Etage 2	41855.443	38511.9522	1823396.99	1979606.9
Etage 1	42742.0045	39242.9579	2077104.37	2255833.3

Tableau 41 : distribution de l'effort tranchant et moment fléchissant par étage

IV.6.3.7 Calcul du déplacement

Le déplacement horizontal à chaque niveau "i" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_i = R \delta_{ei}$$

NIVEAU	Elev m	δ_{ex} mm	δ_x mm	δ_{ey} mm	δ_y mm
PH ROOF	88.9	96.65	338.275	109.742	384.097
PH	85.6	93.346	326.711	105.59	369.565
ROOF	82.3	90.107	315.3745	101.317	354.6095
Etage 22	78.74	86.232	301.812	96.604	338.114
Etage 21	75.54	82.593	289.0755	92.222	322.777
Etage 20	72.34	78.799	275.7965	87.727	307.0445
Etage 19	69.14	74.91	262.185	83.119	290.9165
Etage 18	65.94	70.887	248.1045	78.4	274.4
Etage 17	62.74	66.772	233.702	73.578	257.523
Etage 16	59.54	62.574	219.009	68.667	240.3345
Etage 15	56.34	58.31	204.085	63.683	222.8905
Etage 14	53.14	54.003	189.0105	58.648	205.268
Etage 13	49.94	49.668	173.838	53.583	187.5405
Etage 12	46.74	45.327	158.6445	48.515	169.8025

Etage 11	43.54	41.009	143.5315	43.472	152.152
Etage 10	40.34	36.732	128.562	38.486	134.701
Etage 9	37.14	32.524	113.834	33.591	117.5685
Etage 8	33.94	28.416	99.456	28.829	100.9015
Etage 7	30.74	24.434	85.519	24.244	84.854
Etage 6	27.54	20.612	72.142	19.89	69.615
Etage 5	24.34	16.992	59.472	15.83	55.405
Etage 4	21.14	13.602	47.607	12.14	42.49
Etage 3-1	17.94	10.492	36.722	8.916	31.206
Etage 3	16.8	9.628	33.698	7.635	26.7225
Etage 2	11.4	5.193	18.1755	3.981	13.9335
Etage 1	7.2	2.489	8.7115	1.789	6.2615
Base	0	0	0	0	0

Tableau 42 : les déplacements horizontaux de chaque étage

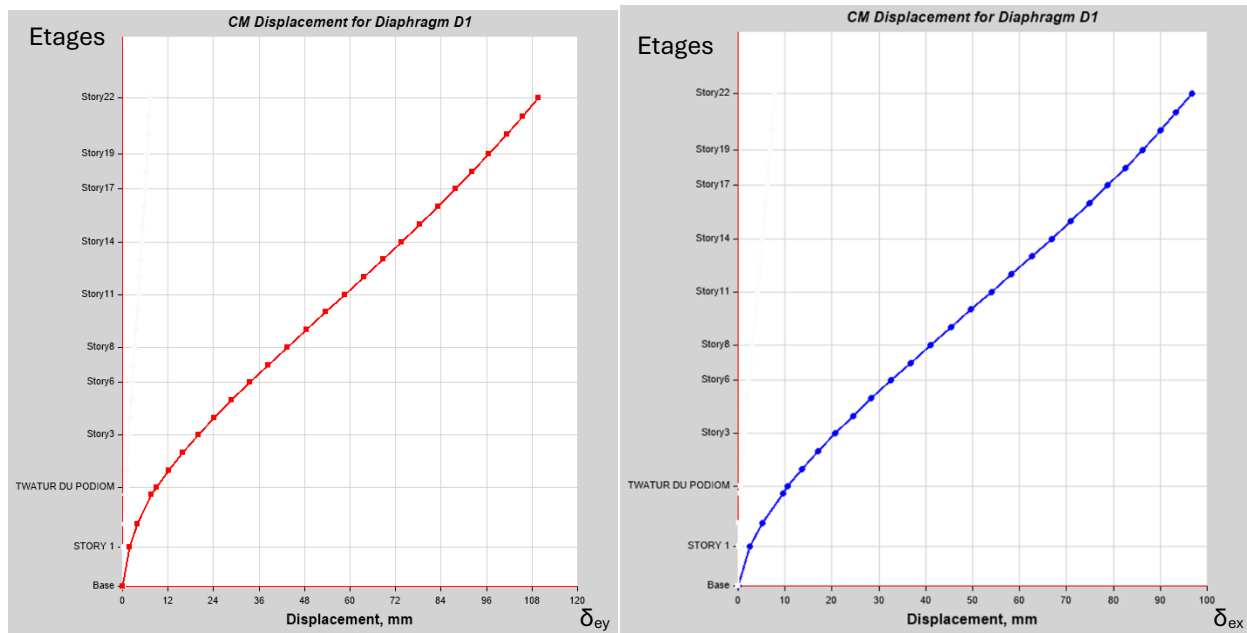


Figure 42 : représentation graphique des déplacements

IV.6.3.8 Justification de sécurité

Justification vis-à-vis déformation

Selon l'article 5-10 du RPA99/03, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

$$\Delta_k < \Delta_{lim}$$

Avec :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ et } \Delta_{lim} = 0.01 \times h$$

NIVEAU	HAUT m	ELEVA m	δ_x m	Δx_m	δ_y m	Δy_m	0.01h m
PH ROOF	3.3	88.9	0.338408	0.011568	0.384412	0.014546	0.033
PH	3.3	85.6	0.326841	0.011344	0.369866	0.014966	0.033
ROOF	3.56	82.3	0.315497	0.013555	0.3549	0.016506	0.0356
Etage 22	3.2	78.74	0.301942	0.012754	0.338394	0.015351	0.032
Etage 21	3.2	75.54	0.289188	0.013283	0.323043	0.015743	0.032
Etage 20	3.2	72.34	0.275905	0.013622	0.3073	0.016142	0.032
Etage 19	3.2	69.14	0.262283	0.014084	0.291158	0.016531	0.032
Etage 18	3.2	65.94	0.248199	0.01441	0.274628	0.016888	0.032
Etage 17	3.2	62.74	0.23379	0.0147	0.25774	0.017203	0.032
Etage 16	3.2	59.54	0.21909	0.014931	0.240538	0.017458	0.032
Etage 15	3.2	56.34	0.204159	0.015082	0.22308	0.017637	0.032
Etage 14	3.2	53.14	0.189077	0.01518	0.205443	0.017742	0.032
Etage 13	3.2	49.94	0.173898	0.015201	0.187702	0.017756	0.032
Etage 12	3.2	46.74	0.158697	0.01512	0.169946	0.017665	0.032
Etage 11	3.2	43.54	0.143577	0.014977	0.152282	0.017469	0.032
Etage 10	3.2	40.34	0.128601	0.014735	0.134813	0.017143	0.032
Etage 9	3.2	37.14	0.113866	0.014382	0.11767	0.016681	0.032
Etage 8	3.2	33.94	0.099484	0.013944	0.100989	0.016062	0.032
Etage 7	3.2	30.74	0.08554	0.013381	0.084928	0.015253	0.032
Etage 6	3.2	27.54	0.07216	0.012677	0.069675	0.014217	0.032
Etage 5	3.2	24.34	0.059483	0.011865	0.055458	0.012929	0.032
Etage 4	3.2	21.14	0.047618	0.010889	0.042529	0.011295	0.032
Etage3-1	1.14	17.94	0.036729	0.003024	0.031234	0.00448	0.0114
Etage 3	5.4	16.8	0.033705	0.015526	0.026754	0.012807	0.054
Etage 2	4.2	11.4	0.018179	0.009464	0.013948	0.007683	0.042
Etage 1	7.2	7.2	0.008715	0.008715	0.006265	0.006265	0.072

Tableau 43 : vérification des déplacements inter-étages

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Justification vis-à-vis l'effet P-delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

NIVEAU	HAUT	Δx m	VX kN	WSI kN	P kN	θx	$\theta x < 0.1$
PH ROOF	3.3	0.0115	1136.675	4238.282	4238.282	0.0130	Vérifié
PH	3.3	0.0113	2450.362	4022.934	8261.216	0.0115	Vérifié
ROOF	3.56	0.0135	8427.005	21477.16	29738.38	0.0134	Vérifié
Etage 22	3.2	0.0127	11678.61	12220.84	41959.22	0.0143	Vérifié
Etage 21	3.2	0.0132	14674.36	13601.43	55560.65	0.0157	Vérifié
Etage 20	3.2	0.0136	16949.99	11724.71	67285.36	0.0168	Vérifié
Etage 19	3.2	0.0140	19165.53	13221.73	80507.09	0.0184	Vérifié
Etage 18	3.2	0.0144	21072.85	12803.13	93310.22	0.0199	Vérifié
Etage 17	3.2	0.0146	22773.53	12803.13	106113.3	0.0213	Vérifié
Etage 16	3.2	0.0149	24313.34	12803.13	118916.5	0.0228	Vérifié
Etage 15	3.2	0.0150	25734.34	12818.13	131734.6	0.0241	Vérifié
Etage 14	3.2	0.0151	27068.96	12818.13	144552.7	0.0253	Vérifié
Etage 13	3.2	0.0151	28341.15	12818.13	157370.9	0.0263	Vérifié
Etage 12	3.2	0.0151	29574.17	12855.02	170225.9	0.0271	Vérifié
Etage 11	3.2	0.0149	30785.42	12855.02	183080.9	0.0278	Vérifié
Etage 10	3.2	0.0147	31981.69	12855.02	195935.9	0.0281	Vérifié
Etage 9	3.2	0.0143	33165.99	12884.41	208820.3	0.0282	Vérifié
Etage 8	3.2	0.0139	34333.69	12884.41	221704.7	0.0281	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 7	3.2	0.0133	35472.37	12884.41	234589.2	0.0276	Vérifié
Etage 6	3.2	0.0126	36575.17	13031.57	247620.7	0.0268	Vérifié
Etage 5	3.2	0.0118	37627.11	13031.57	260652.3	0.0256	Vérifié
Etage 4	3.2	0.0108	38603.22	13031.57	273683.9	0.0241	Vérifié
Etage 3-1	1.14	0.0030	39288.45	9171.082	282854.9	0.0190	Vérifié
Etage 3	5.4	0.0155	40549.35	23155.32	306010.3	0.0216	Vérifié
Etage 2	4.2	0.0094	41855.44	32915.35	338925.6	0.0182	Vérifié
Etage 1	7.2	0.0087	42742	30880.12	369805.7	0.0104	Vérifié

Tableau 44 : justification de l'effet P-delta dans le sens x

NIVEAU	HAUT	WSI kN	P kN	Δy m	VY kN	θ_y	$\theta_y < 0.1$
PH ROOF	3.3	4238.282	4238.282	0.01453	1394.306	0.0133	Vérifié
PH	3.3	4022.934	8261.216	0.01495	2750.525	0.0136	Vérifié
ROOF	3.56	21477.16	29738.38	0.01649	8326.415	0.0165	Vérifié
Etage 22	3.2	12220.84	41959.22	0.01533	11337.96	0.0177	Vérifié
Etage 21	3.2	13601.43	55560.65	0.01573	14050.44	0.0194	Vérifié
Etage 20	3.2	11724.71	67285.36	0.01612	16082.59	0.0210	Vérifié
Etage 19	3.2	13221.73	80507.09	0.01651	18048.7	0.0230	Vérifié
Etage 18	3.2	12803.13	93310.22	0.01687	19733.1	0.0249	Vérifié
Etage 17	3.2	12803.13	106113.3	0.01718	21238.16	0.0268	Vérifié
Etage 16	3.2	12803.13	118916.5	0.01744	22608.61	0.0286	Vérifié
Etage 15	3.2	12818.13	131734.6	0.01762	23877.69	0.0303	Vérifié
Etage 14	3.2	12818.13	144552.7	0.01772	25078.93	0.0319	Vérifié
Etage 13	3.2	12818.13	157370.9	0.01773	26241.22	0.0332	Vérifié
Etage 12	3.2	12855.02	170225.9	0.01765	27384.42	0.0342	Vérifié
Etage 11	3.2	12855.02	183080.9	0.01745	28522.22	0.0350	Vérifié
Etage 10	3.2	12855.02	195935.9	0.01713	29658.57	0.0353	Vérifié
Etage 9	3.2	12884.41	208820.3	0.01666	30787.62	0.0353	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 8	3.2	12884.41	221704.7	0.01604	31898.13	0.0348	Vérifié
Etage 7	3.2	12884.41	234589.2	0.01523	32974.5	0.0338	Vérifié
Etage 6	3.2	13031.57	247620.7	0.01421	33998.98	0.0323	Vérifié
Etage 5	3.2	13031.57	260652.3	0.01291	34948.13	0.0301	Vérifié
Etage 4	3.2	13031.57	273683.9	0.01128	35802.99	0.0269	Vérifié
Etage 3-1	1.14	9171.082	282854.9	0.00448	36379.5	0.0305	Vérifié
Etage 3	5.4	23155.32	306010.3	0.01278	37430.37	0.0193	Vérifié
Etage 2	4.2	32915.35	338925.6	0.00767	38511.95	0.0160	Vérifié
Etage 1	7.2	30880.12	369805.7	0.00626	39242.96	0.0081	Vérifié

Tableau 45 : justification de l'effet P-delta dans le sens y

Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

Sens	Poids	L m	Ms kN.m	Mr kN.m	Ms/Mr	> 1.5
X	369 805.7	40	5 822 439.76	2 077 104.37	2.80	Vérifier
Y	369 805.7	31.5	7 396 114	2 255 833.33	3.28	Vérifier

Tableau 46 : vérification de renversement

IV.7 La modélisation globale

IV.7.1 Principe de cette approche

Dans cette méthode nous allons faire l'étude de la structure globale, en utilisant la version développée du logiciel ETABS version 21. Cette version nous permettons de faire une analyse modale spectrale de la structure globale sans aucune simplification ou changement dans la structure. Cette version contient un algorithme spécial qui va prendre en compte l'effet de l'interaction entre les sous structures et nous donne le résultat exact.

IV.7.2 L'analyse modale spectrale de la structure globale

La modélisation de la structure



Figure 43 : vue 3D du modèle global

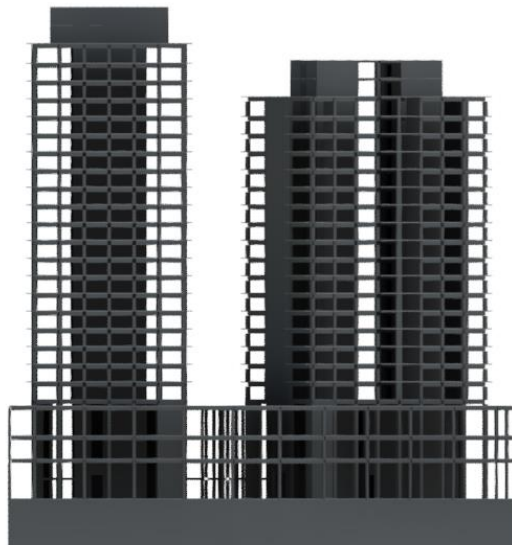


Figure 44 : vue en élévation du modèle global

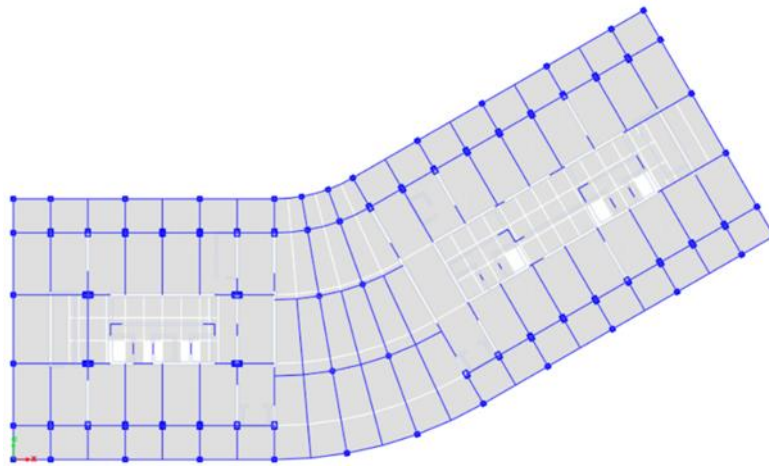


Figure 45 : vue en plan du modèle global au niveau du podium

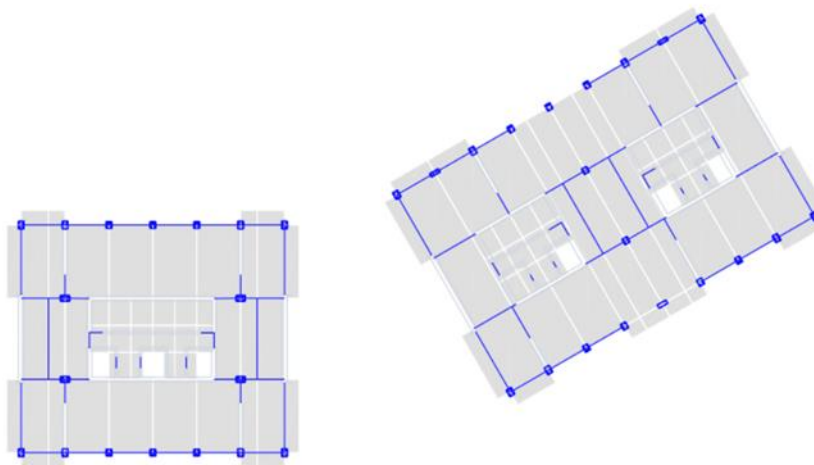


Figure 46 : vue en plan du modèle global à un niveau or podium

La sous structuration du modèle globale au trois sous structures simple en prend en compte l'interaction entre eux. Les trois sous structures sont : le podium, la tour A et la tour B.

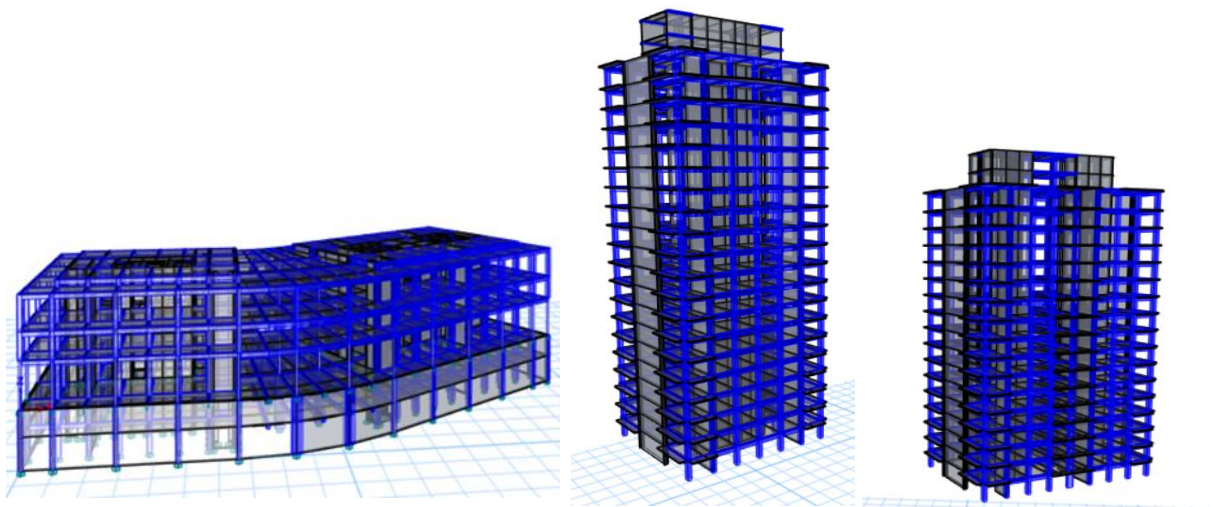


Figure 47 : la sous structuration

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Résultats de l'analyse modale

Mode	Period s	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.302	0.0001	0.3127	0.0001	0.3127	0.2555	0.2555
2	1.194	0.5687	0.0002	0.5688	0.3129	0.0001	0.2556
3	1.045	0.0201	0.1095	0.5888	0.4224	0.0624	0.318
4	1.031	0.0018	0.1741	0.5906	0.5965	0.2279	0.5459
5	0.733	0.0002	0.0006	0.5908	0.5971	0.04	0.5859
6	0.667	0.0001	0.0003	0.5909	0.5974	0.0355	0.6214
7	0.337	0.0002	4.37E-05	0.5911	0.5974	1.56E-05	0.6214
8	0.337	0	0	0.5911	0.5974	0	0.6214
9	0.328	0.0004	0.0827	0.5915	0.6801	0.0691	0.6905
10	0.288	0.1839	0.0001	0.7754	0.6802	0.0006	0.691
11	0.271	0.001	0.0861	0.7764	0.7663	0.0823	0.7734
12	0.23	0	0.0014	0.7764	0.7677	0.0014	0.7748
13	0.216	0.0001	0.0018	0.7766	0.7695	0.0015	0.7763
14	0.184	0.0001	0.0022	0.7766	0.7717	0.0129	0.7891
15	0.154	0.0001	0.0347	0.7767	0.8064	0.0217	0.8108
16	0.136	0.0766	0.0001	0.8533	0.8065	0.0002	0.811
17	0.131	0.0011	0.0329	0.8544	0.8393	0.0329	0.8439
18	0.108	1.24E-05	0.0033	0.8544	0.8427	0.0003	0.8442
19	0.103	0.0006	0.0055	0.855	0.8482	0.0043	0.8485
20	0.097	0.0004	0.0083	0.8553	0.8564	0.0134	0.8619
21	0.086	0.0001	0.0104	0.8555	0.8668	0.0003	0.8622
22	0.084	0.0314	2.80E-05	0.8869	0.8669	0.0001	0.8623
23	0.08	4.14E-06	0.0099	0.8869	0.8768	0.0145	0.8768
24	0.068	1.95E-05	0.0082	0.8869	0.885	0.0051	0.8819
25	0.066	0.0001	0.0008	0.887	0.8858	0.0029	0.8847
26	0.063	0.0031	0.0001	0.8901	0.8859	0.0015	0.8862
27	0.058	0.0119	4.71E-06	0.902	0.8859	0.0003	0.8865
28	0.057	1.32E-05	0.0084	0.902	0.8943	0.0057	0.8922
29	0.052	1.68E-05	0.0005	0.902	0.8948	0.0019	0.894

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

30	0.051	3.26E-06	0.0048	0.902	0.8996	0.0045	0.8986
31	0.046	0.0053	1.42E-06	0.9073	0.8996	0.0005	0.8991
32	0.046	0.0001	4.27E-06	0.9074	0.8996	0.001	0.9001
33	0.045	0.0007	0	0.9081	0.8996	8.35E-06	0.9001
34	0.043	0.0031	0.0027	0.9112	0.9024	0.0042	0.9043
35	0.043	0.0026	0.0009	0.9139	0.9033	0.0022	0.9065
36	0.042	0.0006	0	0.9145	0.9033	3.40E-05	0.9065
37	0.042	0.0002	0.0062	0.9146	0.9095	0.0015	0.9081
38	0.042	0.0004	0.0001	0.9151	0.9096	1.07E-05	0.9081
39	0.04	0.0009	0.0003	0.916	0.9099	0.0001	0.9082
40	0.04	0.0001	0	0.916	0.9099	9.64E-07	0.9082

Tableau 49 : résultats de l'analyse modale

Interprétation des résultats

La période fondamentale obtenu par le calcul numérique à l'aide du logiciel ETABS est $T=1.302$ s.

Le nombre de mode à retenir est 34 modes (la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure). Nous allons jusqu'à le mode 30 en essayant de réduire l'erreur.

Le premier mode (mode fondamental), c'est une translation suivant l'axe y, combiné avec une torsion (rotation au tour de l'axe z). La translation de la tour B créer des rotations (torsion) du podium et la tour A

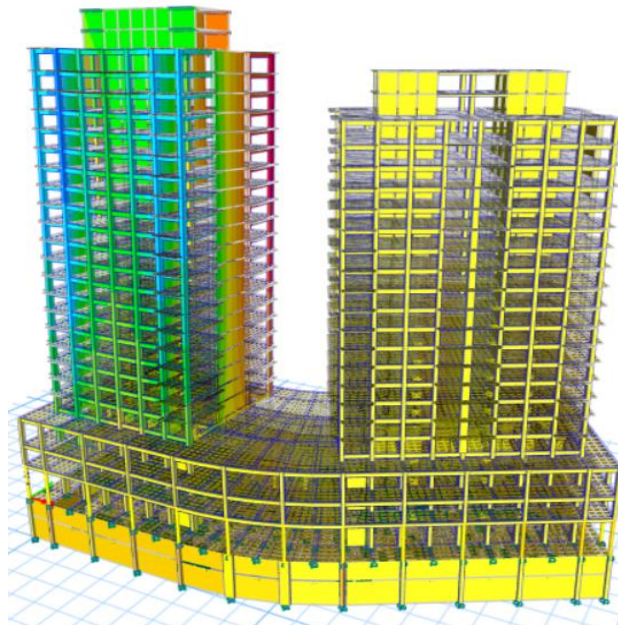


Figure 48 : représentation du 1^{ère} mode

Le deuxième mode est une translation suivant l'axe x

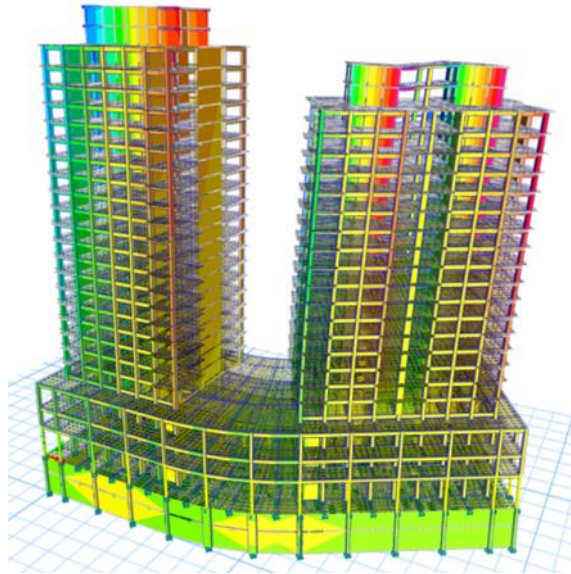


Figure 49 : représentation du 2^{ème} mode

Le troisième mode est une combinaison entre les 3 degrés de liberté. Les deux tours sont déplacées en déphasage.

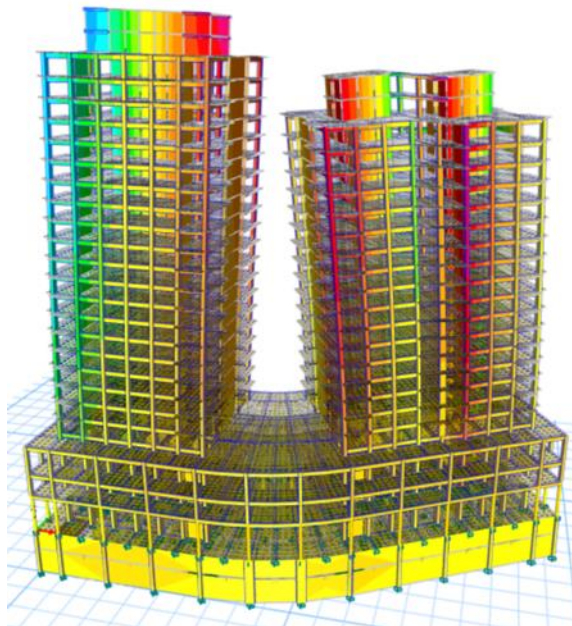


Figure 50 : représentation du 3^{ème} mode

IV.7.3 Analyse dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Paramètres du spectre :

La zone sismique est une zone III.

Le groupe d'usage 1B.

L'amortissement critique $\xi=10\%$.

Catégorie du site : S3.

Le facteur de qualité dans le sens longitudinal et transversal : $Q=1.1$

Le coefficient de comportement : $R=3.5$.

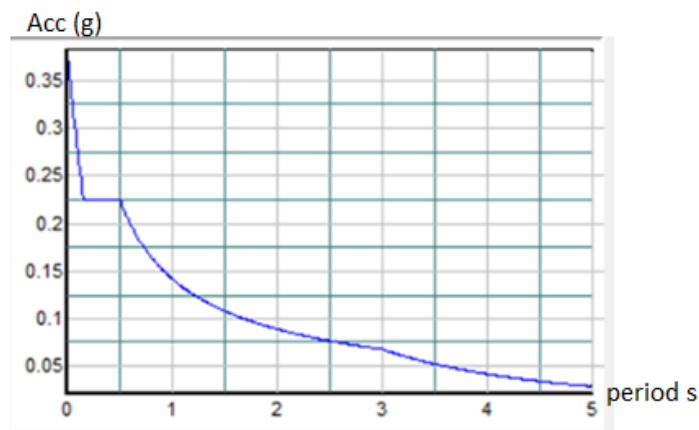


Figure 51 : spectre de réponse

Résultats de l'analyse dynamique

Output Case	FX kN	FY kN	MX kN.m	MY kN.m	MZ kN.m
SPX	84 213.47	15 150.80	771 574.1	4 126 563	2 528 129
SPY	15 150.80	67 048.27	3 354 391	793 553.7	3 623 751

Tableau 50 : résultats de l'analyse sismique

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant x est :

$$F_x = 84\,213.47 \text{ kN}$$

La force sismique dynamique résultante à la base de la structure suivant y est :

$$F_y = 67\,048.27 \text{ Kn}$$

IV.7.4 Distribution des efforts

Distribution des efforts dans le podium

Niveau	VX kN	VY kN	MX kN.m	MY kN.m
T P- étage 3-1	77 362.29	62 115.13	2 361 486	2 900 606
T P- étage 3	79 748.04	63 825.67	2 669 275	3 278 683
T P- étage 2	82 355.32	65 722.67	2 916 712	3 583 981
T P- étage 1	84 213.47	67 048.27	3 354 391	4 126 563

Tableau 51 : distribution des efforts dans le podium

Distribution des efforts dans la tour B

Niveau	VX kN	VY kN	MX kN.m	MY kN.m
T B-PHROOF	1 127.835	1 345.436	4 439.938	3 721.856
T B-PH	2 402.394	2 691.562	13 294.72	11 645.99
T B-ROOF	8 049.332	8 262.934	41 924.78	40 194.22
T B- étage 22	11 003.35	11 325.16	77 666.98	75 214.98
T B- étage 21	13 643.47	14 118.66	122 160.9	118 375.6
T B- étage 20	15 584	16 218.17	173 139	167 416.4
T B- étage 19	17 406.34	18 255.92	230 145.7	221 755.9
T B- étage 18	18 924.53	20 016.6	292 229.1	280 347.6
T B- étage 17	20 267.76	21 588.55	358 719.1	342 469.1
T B- étage 16	21 498.81	23 009.07	429 061.3	407 612.3
T B- étage 15	22 646.92	24 324.66	502 821.5	475 431.8
T B- étage 14	23 736.98	25 575.57	579 688.6	545 691.3
T B- étage 13	24 802.5	26 783.6	659 456.5	618 249.7
T B- étage 12	25 866.29	27 963.92	741 999.5	693 057.8
T B- étage 11	26 930.32	29 131.91	827 253.9	770 130.5
T B- étage 10	27 995.95	30 295.25	915 205.7	849 517

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

T B- étage 9	29 073.34	31 449.28	1 005 875	931 294.1
T B- étage 8	30 154.13	32 577.39	1 099 286	1 015 555
T B- étage 7	31 212.18	33 662.15	1 195 448	1 102 381
T B- étage 6	32 244.66	34 694.06	1 294 344	1 191 823
T B- étage 5	33 256.35	35 645.14	1 395 918	1 283 912
T B-étage 4	34 217.06	36 473.64	1 500 051	1 378 651

Tableau 52 : distribution des efforts dans la tour B

Distribution des efforts dans la tour A

Niveau	VX kN	VY kN	MX kN.m	MY kN.m
T A-PH ROOF	2 084.261	1 989.388	6 564.981	6 878.062
T A-PH	4 498.461	4 236.886	20 523.54	21 711.17
T A-ROOF	9 208.378	8 569.233	50 702.22	54 323.55
T A- étage 19	13 311.75	12 517.33	90 068.84	96 417.72
T A- étage 18	16 936.55	16 136.84	140 478.7	149 487.6
T A- étage 17	19 964.99	19 235.93	200 285.2	211 518.5
T A- étage 16	22 580.07	21 946.48	268 218.9	281 111.9
T A- étage 15	24 877.3	24 349.35	343 209.9	357 170.7
T A- étage 14	26 949.46	26 523.73	424 405.6	438 857.8
T A- étage 13	28 864.08	28 517.69	511 143.5	525 567.8
T A- étage 12	30 659.5	30 359.97	602 895.4	616 870.3
T A- étage 11	32 366.79	32 086.97	699 237.4	712 457.1
T A- étage 10	34 019.34	33 738.55	799 854.4	812 122.7
T A- étage 9	35 637.49	35 333.21	904 533.5	915 754.1
T A- étage 8	37 210.8	36 859.83	1 013 114	1 023 288
T A- étage 7	38 714.37	38 305.08	1 125 441	1 134 658
T A- étage 6	40 138.34	39 673.17	1 241 368	1 249 779
T A- étage 5	41 458.92	40 941.94	1 360 735	1 368 524
T A- étage 4	42 626.6	42 059.86	1 483 329	1 490 698

Tableau 53 : distribution des efforts dans la tour A

IV.7.5 Calcul des déplacements

Calcul du déplacement du podium

Niveau	Elévation m	δ_{ex} mm	δ_x mm	δ_{ey} mm	δ_y mm
Étage 3-1	17.94	7.077	24.7695	6.324	22.134
Étage 3	16.8	6.37	22.295	5.684	19.894
Étage 2	11.4	3.311	11.5885	2.927	10.2445
Étage 1	7.2	1.528	5.348	1.314	4.599
Base	0	0	0	0	0

Tableau 54 : déplacement horizontale des étages du podium

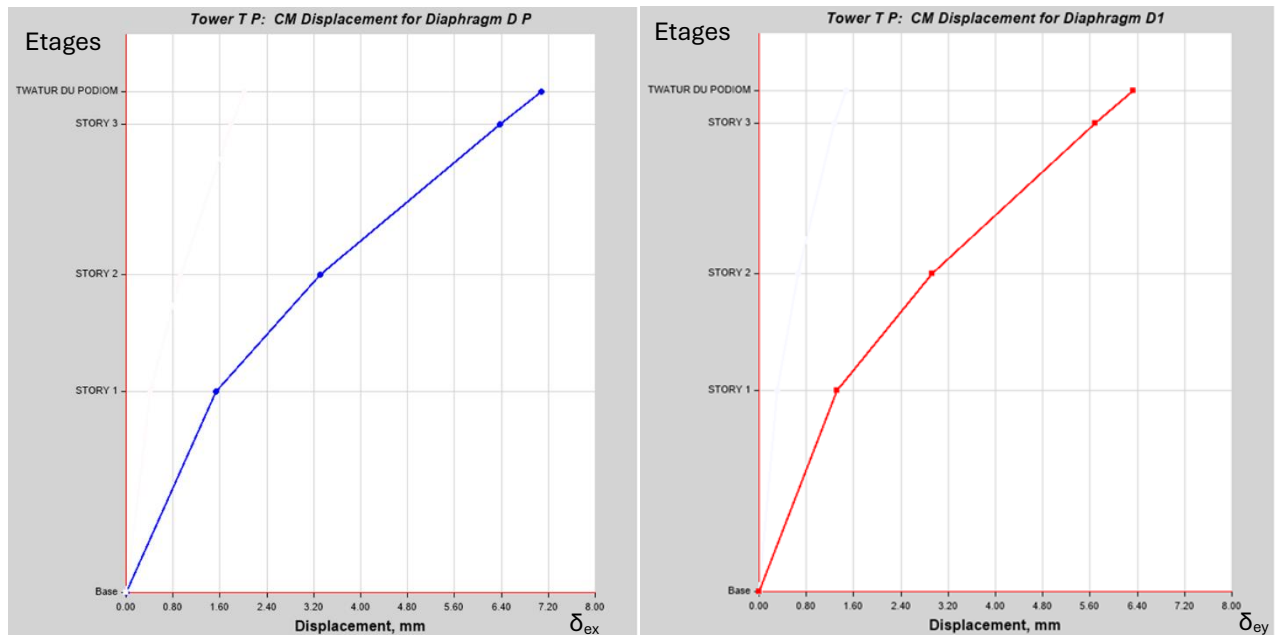


Figure 52 : représentation des déplacements

Les déplacements de la tour A

Story	Elévation m	δ_{ex} mm	δ_x mm	δ_{ey} mm	δ_y mm
PH ROOF	79.3	110.15	385.54	77.85	272.50
PH	76	104.18	364.64	74.21	259.74
ROOF	72.7	98.18	343.64	70.50	246.75
Etage19	69.14	91.70	320.95	66.53	232.87
Etage 18	65.94	85.93	300.78	62.85	219.98
Etage 17	62.74	79.99	279.96	59.15	207.05

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 16	59.54	74.03	259.12	55.36	193.78
Etage 15	56.34	68.04	238.16	51.50	180.26
Etage 14	53.14	62.04	217.16	47.57	166.52
Etage 13	49.94	56.06	196.23	43.60	152.61
Etage 12	46.74	50.13	175.48	39.60	138.60
Etage 11	43.54	44.29	155.04	35.59	124.57
Etage 10	40.34	38.59	135.06	31.60	110.61
Etage 9	37.14	33.06	115.71	27.66	96.83
Etage 8	33.94	27.76	97.18	23.81	83.34
Etage 7	30.74	22.76	79.66	20.08	70.28
Etage 6	27.54	18.10	63.37	16.51	57.80
Etage 5	24.34	13.88	48.59	13.17	46.12
Etage 4	21.14	10.16	35.56	10.13	35.47

Tableau 56 : les déplacements horizontaux de la tour A

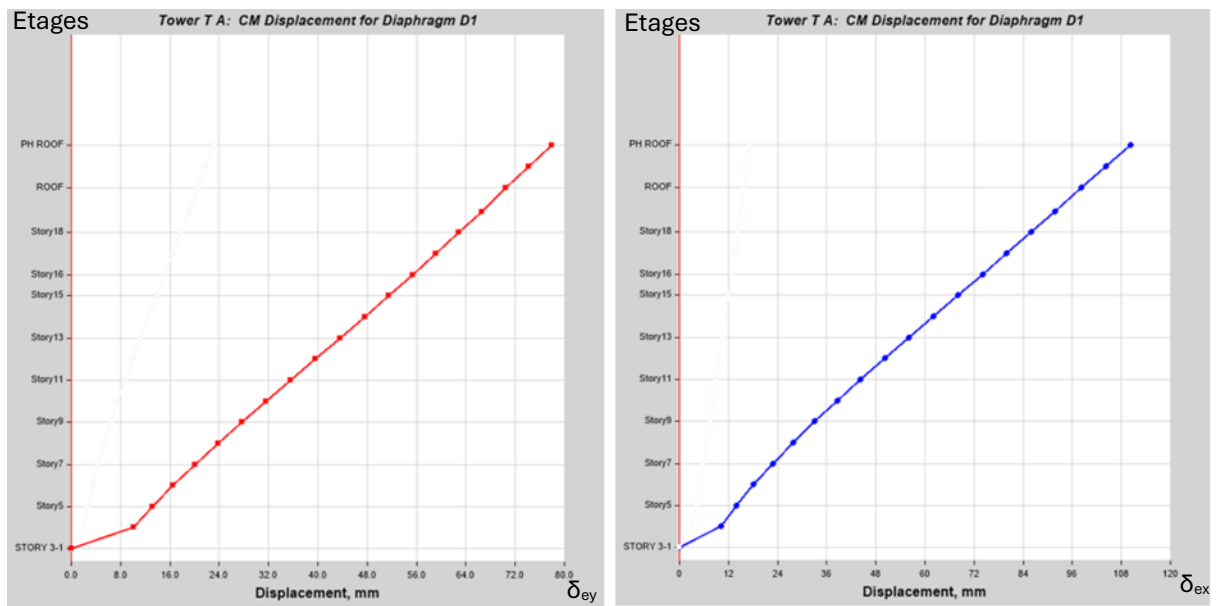


Figure 53 : représentation des déplacements

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Les déplacements de la tour B

Story	Elévation m	δ_{ex} mm	δ_x mm	δ_{ey} mm	δ_y mm
PHROOF	88.9	80.35	281.24	108.29	379.01
PH	85.6	77.49	271.23	104.17	364.60
ROOF	82.3	74.71	261.49	99.88	349.58
Etage 22	78.74	71.27	249.45	95.32	333.63
Etage 21	75.54	68.20	238.70	90.87	318.07
Etage 20	72.34	64.89	227.12	86.43	302.52
Etage 19	69.14	61.60	215.60	81.77	286.20
Etage 18	65.94	58.11	203.39	77.08	269.80
Etage 17	62.74	54.57	191.01	72.27	252.94
Etage 16	59.54	50.97	178.39	67.36	235.77
Etage 15	56.34	47.31	165.60	62.38	218.34
Etage 14	53.14	43.62	152.69	57.35	200.74
Etage 13	49.94	39.92	139.72	52.29	183.04
Etage 12	46.74	36.21	126.75	47.23	165.33
Etage 11	43.54	32.54	113.89	42.21	147.73
Etage 10	40.34	28.90	101.17	37.24	130.35
Etage 9	37.14	25.34	88.69	32.37	113.31
Etage 8	33.94	21.87	76.56	27.65	96.78
Etage 7	30.74	18.52	64.85	23.11	80.90
Etage 6	27.54	15.33	53.67	18.82	65.89
Etage 5	24.34	12.33	43.17	14.85	51.97
Etage 4	21.14	9.55	33.45	11.26	39.43

Tableau 54 : les déplacements horizontaux dans la tour B

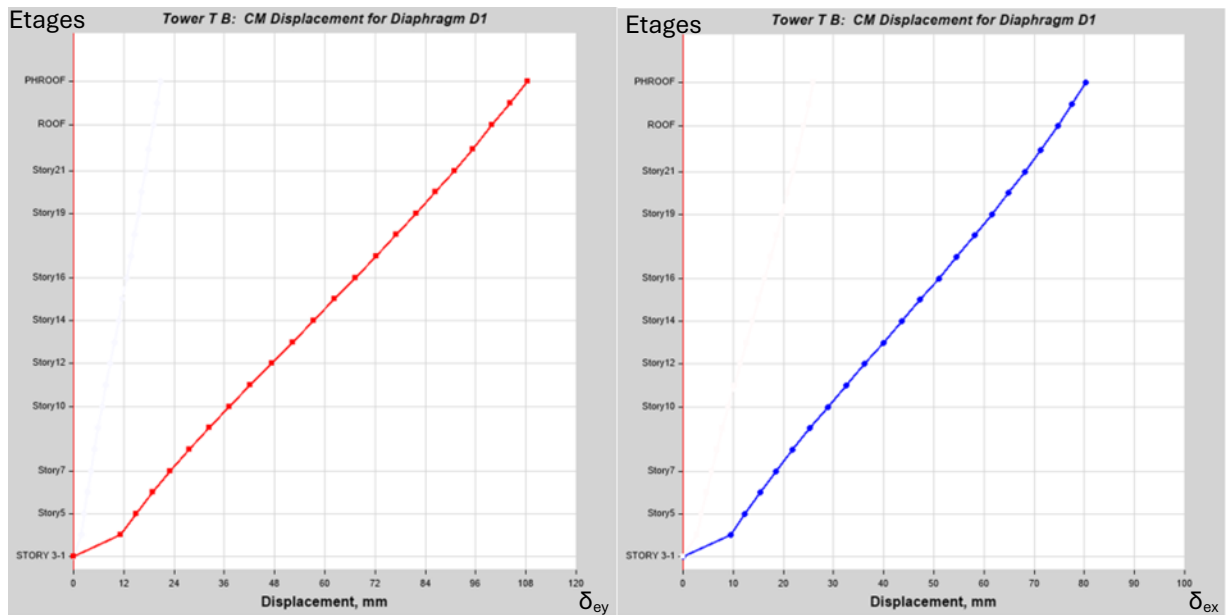


Figure 54 : représentation des déplacements

IV.7.6 Justification de sécurité

Justification vis-à-vis déformation du podium

Niveau	Haut m	Elévation m	δx mm	Δx mm	δy mm	Δy mm	0.01h mm	$\Delta < 0.01h$
Étage 3-1	1.14	17.94	24.76	2.47	22.13	2.24	11.4	Vérifié
Étage 3	5.4	16.8	22.29	10.70	19.89	9.64	54	Vérifié
Étage 2	4.2	11.4	11.58	6.24	10.24	5.64	42	Vérifié
Étage 1	7.2	7.2	5.34	5.34	4.59	4.59	72	Vérifié

Tableau 55 : justification du podium vis-à-vis déformation dans le sens x et y

Justification vis-à-vis déplacement inter étage de la tour B

Story	Haut m	Elévation m	δx mm	Δx mm	δy mm	Δy mm	0.01h mm	$\Delta < 0.01h$
PHROOF	3.3	88.9	281.24	10.00	379.01	14.40	33	Vérifié
PH	3.3	85.6	271.23	9.74	364.60	15.02	33	Vérifié
ROOF	3.56	82.3	261.49	12.03	349.58	15.94	35.6	Vérifié
Etage 22	3.2	78.74	249.45	10.75	333.63	15.55	32	Vérifié
Etage 21	3.2	75.54	238.70	11.57	318.07	15.55	32	Vérifié
Etage 20	3.2	72.34	227.12	11.52	302.52	16.31	32	Vérifié
Etage 19	3.2	69.14	215.60	12.20	286.20	16.40	32	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 18	3.2	65.94	203.39	12.38	269.80	16.85	32	Vérifié
Etage 17	3.2	62.74	191.01	12.61	252.94	17.17	32	Vérifié
Etage 16	3.2	59.54	178.39	12.79	235.77	17.43	32	Vérifié
Etage 15	3.2	56.34	165.60	12.91	218.34	17.60	32	Vérifié
Etage 14	3.2	53.14	152.69	12.96	200.74	17.70	32	Vérifié
Etage 13	3.2	49.94	139.72	12.96	183.04	17.70	32	Vérifié
Etage 12	3.2	46.74	126.75	12.86	165.33	17.59	32	Vérifié
Etage 11	3.2	43.54	113.89	12.71	147.73	17.38	32	Vérifié
Etage 10	3.2	40.34	101.17	12.47	130.35	17.03	32	Vérifié
Etage 9	3.2	37.14	88.69	12.13	113.31	16.53	32	Vérifié
Etage 8	3.2	33.94	76.56	11.71	96.78	15.87	32	Vérifié
Etage 7	3.2	30.74	64.85	11.17	80.90	15.01	32	Vérifié
Etage 6	3.2	27.54	53.67	10.50	65.89	13.91	32	Vérifié
Etage 5	3.2	24.34	43.17	9.71	51.97	12.53	32	Vérifié
Etage 4	3.2	21.14	33.45	33.45	39.43	39.43	32	Vérifié

Tableau 56 : justification de la tour B vis-à-vis déformation dans le sens x et y

Justification vis-à-vis déplacement inter étage de la tour A

Story	Haut m	Elévation m	δx mm	Δx mm	δy mm	Δy mm	0.01h mm	$\Delta < 0.01h$
PH ROOF	3.3	79.3	385.54	20.902	272.50	12.75	33	Vérifié
PH	3.3	76	364.64	21.00	259.74	12.99	33	Vérifié
ROOF	3.56	72.7	343.64	22.68	246.75	13.87	35.6	Vérifié
Etage19	3.2	69.14	320.95	20.17	232.87	12.88	32	Vérifié
Etage 18	3.2	65.94	300.78	20.81	219.98	12.93	32	Vérifié
Etage 17	3.2	62.74	279.96	20.84	207.05	13.26	32	Vérifié
Etage 16	3.2	59.54	259.12	20.96	193.78	13.52	32	Vérifié
Etage 15	3.2	56.34	238.16	20.99	180.26	13.74	32	Vérifié
Etage 14	3.2	53.14	217.16	20.93	166.52	13.90	32	Vérifié
Etage 13	3.2	49.94	196.23	20.75	152.61	14.01	32	Vérifié
Etage 12	3.2	46.74	175.48	20.44	138.60	14.02	32	Vérifié
Etage 11	3.2	43.54	155.04	19.97	124.57	13.96	32	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 10	3.2	40.34	135.06	19.35	110.61	13.78	32	Vérifié
Etage 9	3.2	37.14	115.71	18.52	96.83	13.48	32	Vérifié
Etage 8	3.2	33.94	97.18	17.51	83.34	13.06	32	Vérifié
Etage 7	3.2	30.74	79.66	16.28	70.28	12.47	32	Vérifié
Etage 6	3.2	27.54	63.37	14.77	57.80	11.68	32	Vérifié
Etage 5	3.2	24.34	48.59	13.03	46.12	10.65	32	Vérifié
Etage 4	3.2	21.14	35.56	35.56	35.47	35.47	32	Vérifié

Tableau 57 : justification de la tour A vis-à-vis déformation dans le sens x

Justification vis-à-vis l'effet P-delta du podium

Niveau	Haut m	Δx m	P kN	VX kN	θ	$\theta < 0.1$
Étage 3-1	1.14	0.002475	590118.6	77362.29	0.016557	Vérifié
Étage 3	5.4	0.010707	636873.7	79748.04	0.015834	Vérifié
Étage 2	4.2	0.006241	699030.5	82355.32	0.012612	Vérifié
Étage 1	7.2	0.005348	767209.8	84213.47	0.006767	Vérifié

Tableau 58 : justification du podium vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x

Niveau	Haut m	Δy m	P kN	VY kn	θ	$\theta < 0.1$
Étage 3-1	1.14	0.00224	590118.6	62115.13	0.018667	Vérifié
Étage 3	5.4	0.00964	636873.7	63825.67	0.017813	Vérifié
Étage 2	4.2	0.00564	699030.5	65722.67	0.014283	Vérifié
Étage 1	7.2	0.00459	767209.8	67048.27	0.007295	Vérifié

Tableau 59 : justification du podium vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y

Justification vis-à-vis l'effet P-delta de la tour B

Story	Haut m	P kN	Δx m	Vx m	θ	$\theta < 0.1$
PHROOF	3.3	4238.282	0.010007	1127.835	0.011395	Vérifié
PH	3.3	8261.215	0.009748	2402.394	0.010157	Vérifié
ROOF	3.56	29738.37	0.012037	8049.332	0.012491	Vérifié
Etage 22	3.2	41959.22	0.010752	11003.35	0.012813	Vérifié
Etage 21	3.2	55560.64	0.011574	13643.47	0.01473	Vérifié
Etage 20	3.2	67285.36	0.011529	15584	0.015555	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 19	3.2	80507.09	0.012201	17406.34	0.017635	Vérifié
Etage 18	3.2	93310.22	0.012383	18924.53	0.01908	Vérifié
Etage 17	3.2	106113.4	0.012618	20267.76	0.020644	Vérifié
Etage 16	3.2	118916.5	0.012796	21498.81	0.022118	Vérifié
Etage 15	3.2	131734.6	0.012912	22646.92	0.02347	Vérifié
Etage 14	3.2	144552.7	0.012968	23736.98	0.024678	Vérifié
Etage 13	3.2	157370.9	0.012964	24802.5	0.025705	Vérifié
Etage 12	3.2	170225.9	0.01287	25866.29	0.026467	Vérifié
Etage 11	3.2	183080.9	0.012716	26930.32	0.027014	Vérifié
Etage 10	3.2	195935.9	0.012478	27995.95	0.02729	Vérifié
Etage 9	3.2	208820.3	0.012135	29073.34	0.027236	Vérifié
Etage 8	3.2	221704.8	0.011711	30154.13	0.026907	Vérifié
Etage 7	3.2	234589.2	0.011179	31212.18	0.026256	Vérifié
Etage 6	3.2	247620.7	0.0105	32244.66	0.025198	Vérifié
Etage 5	3.2	260652.3	0.00972	33256.35	0.023806	Vérifié
Etage 4	3.2	273683.9	0.033453	34217.06	0.083616	Vérifié

Tableau 60 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x

Justification vis-à-vis l'effet P-delta de la tour B

Story	Haut m	P kN	Δy m	VY m	θ	$\theta < 0.1$
PHROOF	3.3	4238.282	0.014406	1345.436	0.013752	Vérifié
PH	3.3	8261.215	0.015029	2691.562	0.013978	Vérifié
ROOF	3.56	29738.37	0.01595	8262.934	0.016124	Vérifié
Etage 22	3.2	41959.22	0.015554	11325.16	0.018008	Vérifié
Etage 21	3.2	55560.64	0.015551	14118.66	0.019124	Vérifié
Etage 20	3.2	67285.36	0.016317	16218.17	0.021155	Vérifié
Etage 19	3.2	80507.09	0.016405	18255.92	0.022607	Vérifié
Etage 18	3.2	93310.22	0.016856	20016.6	0.024555	Vérifié
Etage 17	3.2	106113.4	0.017171	21588.55	0.026375	Vérifié
Etage 16	3.2	118916.5	0.01743	23009.07	0.028151	Vérifié
Etage 15	3.2	131734.6	0.017602	24324.66	0.029789	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Etage 14	3.2	144552.7	0.017703	25575.57	0.031268	Vérifié
Etage 13	3.2	157370.9	0.017707	26783.6	0.032512	Vérifié
Etage 12	3.2	170225.9	0.017598	2763.92	0.338699	Vérifié
Etage 11	3.2	183080.9	0.017385	29131.91	0.034142	Vérifié
Etage 10	3.2	195935.9	0.017035	30295.25	0.034429	Vérifié
Etage 9	3.2	208820.3	0.016538	31449.28	0.034315	Vérifié
Etage 8	3.2	221704.8	0.015876	32577.39	0.033764	Vérifié
Etage 7	3.2	234589.2	0.015015	33662.15	0.0327	Vérifié
Etage 6	3.2	247620.7	0.013916	34694.06	0.031038	Vérifié
Etage 5	3.2	260652.3	0.012537	35645.14	0.028649	Vérifié
Etage 4	3.2	273683.9	0.039438	36473.64	0.092477	Vérifié

Tableau 61 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y

Justification vis-à-vis l'effet P-delta de la tour A

Niveau	Haut m	P kN	Δx m	VX kN	θ	$\theta < 0.1$
PH ROOF	3.3	6318.746	0.020902	2084.261	0.019202	Vérifié
PH	3.3	12450.71	0.021004	4498.461	0.017616	Vérifié
ROOF	3.56	30166.02	0.022684	9208.378	0.020873	Vérifié
Étage 19	3.2	45621.61	0.020171	13311.75	0.021602	Vérifié
Étage 18	3.2	62567.41	0.020818	16936.55	0.024033	Vérifié
Étage 17	3.2	79098.89	0.020846	19964.99	0.025809	Vérifié
Étage 16	3.2	95630.38	0.020962	22580.07	0.027742	Vérifié
Étage 15	3.2	112180.1	0.020993	24877.3	0.029583	Vérifié
Étage 14	3.2	128729.8	0.02093	26949.46	0.031243	Vérifié
Étage 13	3.2	145279.6	0.020755	28864.08	0.032645	Vérifié
Étage 12	3.2	161836	0.02044	30659.5	0.033716	Vérifié
Étage 11	3.2	178392.5	0.019978	32366.79	0.03441	Vérifié
Étage 10	3.2	194948.9	0.019355	34019.34	0.034661	Vérifié
Étage 9	3.2	211569.2	0.018529	35637.49	0.034375	Vérifié
Étage 8	3.2	228189.5	0.017518	37210.8	0.03357	Vérifié
Étage 7	3.2	244809.7	0.016289	38714.37	0.032189	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Étage 6	3.2	261595.3	0.014777	40138.34	0.030096	Vérifié
Étage 5	3.2	278380.9	0.013038	41458.92	0.027357	Vérifié
Étage 4	3.2	295113.9	0.03556	42626.6	0.076934	Vérifié

Tableau 62 : justification de la tour A vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens x

Niveau	Haut m	P kN	Δy m	VY kN	θ	$\theta < 0.1$
PH ROOF	3.3	6318.746	0.012758	1989.388	0.012279	Vérifié
PH	3.3	12450.71	0.012996	4236.886	0.011572	Vérifié
ROOF	3.56	30166.02	0.013874	8569.233	0.013719	Vérifié
Étage 19	3.2	45621.61	0.012887	12517.33	0.014678	Vérifié
Étage 18	3.2	62567.41	0.012933	16136.84	0.01567	Vérifié
Étage 17	3.2	79098.89	0.013269	19235.93	0.01705	Vérifié
Étage 16	3.2	95630.38	0.013521	21946.48	0.018411	Vérifié
Étage 15	3.2	112180.1	0.013741	24349.35	0.019783	Vérifié
Étage 14	3.2	128729.8	0.013909	26523.73	0.021096	Vérifié
Étage 13	3.2	145279.6	0.014011	28517.69	0.022305	Vérifié
Étage 12	3.2	161836	0.014028	30359.97	0.023368	Vérifié
Étage 11	3.2	178392.5	0.013962	32086.97	0.024257	Vérifié
Étage 10	3.2	194948.9	0.013787	33738.55	0.024894	Vérifié
Étage 9	3.2	211569.2	0.013489	35333.21	0.025241	Vérifié
Étage 8	3.2	228189.5	0.013062	36859.83	0.02527	Vérifié
Étage 7	3.2	244809.7	0.012471	38305.08	0.024906	Vérifié
Étage 6	3.2	261595.3	0.011683	39673.17	0.024073	Vérifié
Étage 5	3.2	278380.9	0.010651	40941.94	0.02263	Vérifié
Étage 4	3.2	295113.9	0.035476	42059.86	0.077787	Vérifié

Tableau 63 : justification de la tour B vis-à-vis l'effet P-delta dans le sens y

Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

Sens	Poids kN	L m	Ms kN.m	Mr kN.m	Ms/Mr	> 1.5
X	767 210	90	12 083 567	3 354 391	3.60	Vérifier
Y	767 210	31.5	34 524 478	4 126 563	8.36	Vérifier

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau 64 : vérification du renversement

IV.8 Comparaison entre les deux approches

	La méthode approchée		La méthode numérique	
	La tour A	La tour B	La tour A	La tour B
L'effort dynamique max selon x KN	42 193.49	42 742	84 213.47	
L'effort dynamique max selon y KN	44 679.96	39 242.96	67 048.27	
Le moment max autour x KN.m	2 133 873.15	2 077 104.37	3 354 391	
Le moment max autour y KN.m	1 907 805.45	2 255 833.33	4 126 563	
La période fondamentale s	1.188	1.328	1.302	
Le déplacement max dans le sens x mm	344.91	338.27	385.27	281.24
Le déplacement max dans le sens y mm	284.86	384.09	272.5	379.01

Tableau 65 : comparaison entre les approches

En remarque qu'en termes de sécurité la méthode approchée est plus sécuritaire car l'effort tranchant a la base est supérieur à celle de la méthode numérique exact (surdimensionné), donc la méthode numérique est plus économique. Il est nécessaire de faire attention sur le changement de la période de la structure ce qui influe le comportement total de la structure.

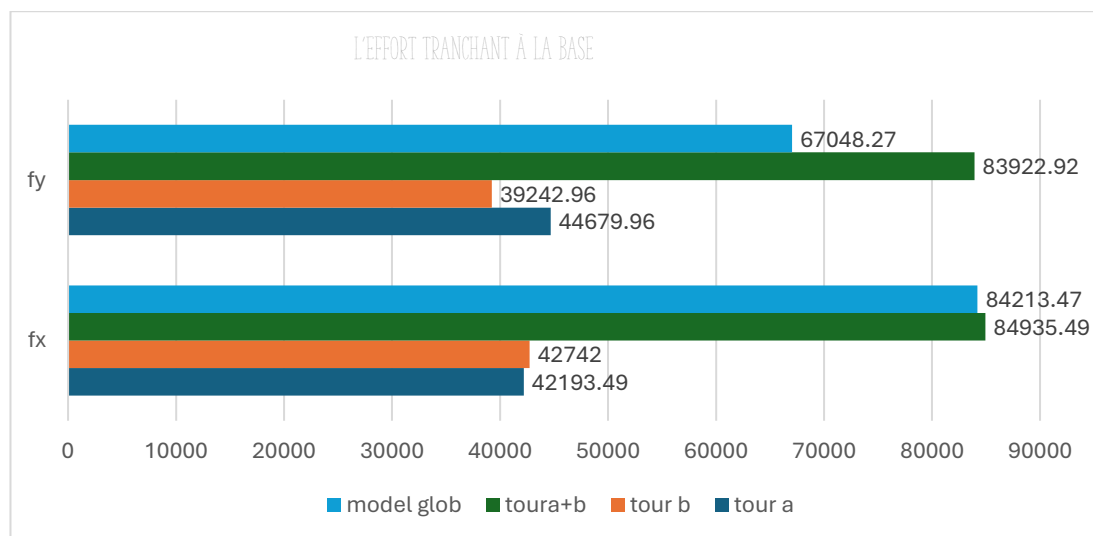


Figure 55 : représentation graphique de l'effort tranchant à la base

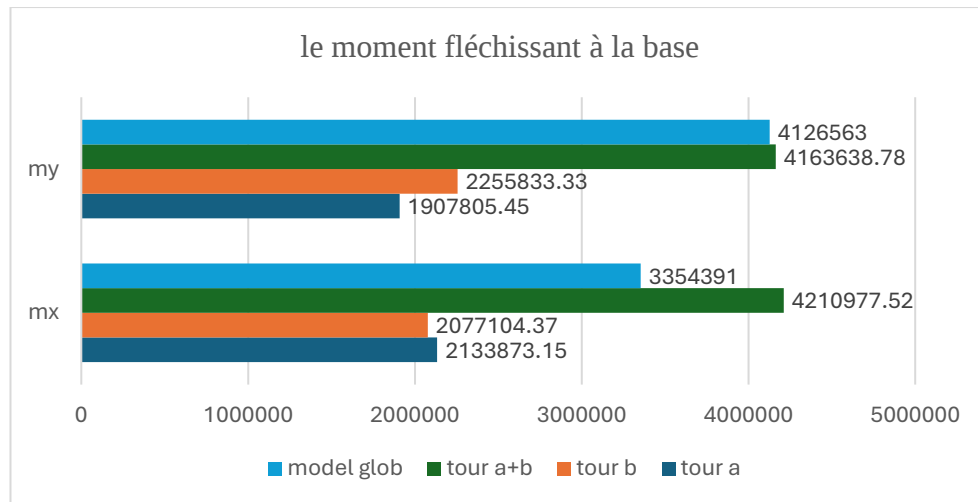


Figure 56 : représentation graphique du moment fléchissant à la base

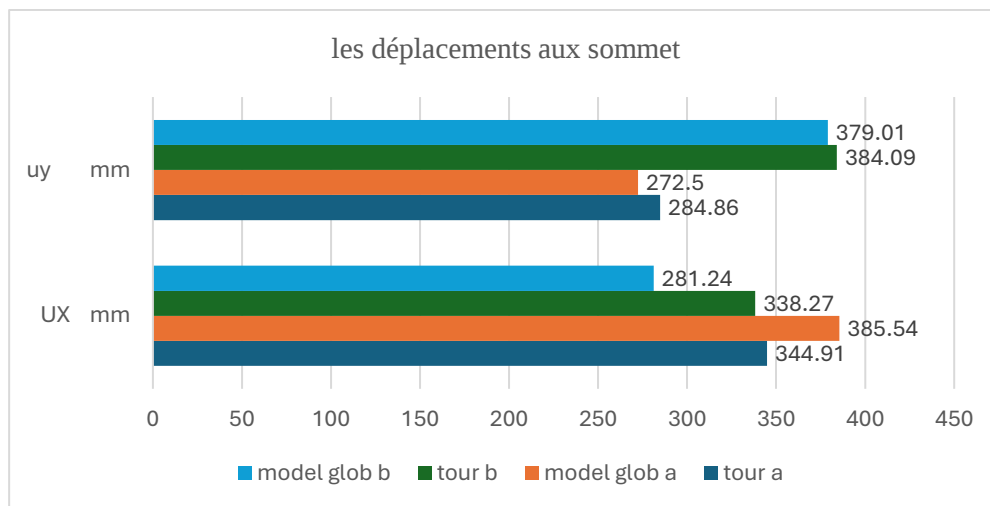


Figure 57 : représentation graphique des dépassements au sommet

IV.9 Conclusion

En conclusion de ce chapitre, nous avons examiné en détail deux approches qu'en peut les utiliser pour faire une étude sismique des structures complexes de la forme des tours qui sont encastree dans un podium. !!. Nous avons examiné aussi les deux méthodes les plus utilisées dans les études sismiques qui sont les méthodes statiques équivalentes et la méthode d'analyse modale spectrale. Nous avons vu les limites de la méthode statique équivalente dans des structures complexes en plan et en élévation et au contraire nous avons vu les capacités et la souplesse de la méthode d'analyse modale spectrale. Cette dernière, on peut l'appliquer à n'importe quels types de structures et quel que soit sa forme dans le plan ou en élévation.

Grâce au logiciel CSI ETABS, nous avons modélisé la structure et effectué des analyses dynamiques très complexes en détail et en productivité et professionnalité dans le but de faire une étude sismique complète. Nous avons pu prendre en considération toutes les propriétés de masse, de rigidité, d'amortissement, l'interaction entre les éléments structuraux ainsi que l'interaction entre les sous-structures.

Nous avons aussi effectué des recherches et des études sur des structures plus ou moins simples de notre structure, pour bien comprendre le fonctionnement de l'ETABS. En plus de ça, nous avons effectué des calculs manuels pour vérifier les résultats obtenus.

L'étude sismique selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99) de 2003 joue un rôle essentiel pour assurer la sécurité des structures. Cette réglementation parasismique permet d'évaluer les risques sismiques et de prendre des mesures préventives pour renforcer la résistance des bâtiments, garantissant ainsi la protection des vies humaines et des constructions contre les effets des actions sismiques.

La conception et l'analyse d'un complexe de tours à podium commun requièrent une compréhension approfondie des interactions structure-structure. En appliquant des méthodes avancées de modélisation et en adoptant des stratégies de conception innovantes, les ingénieurs peuvent assurer la sécurité et la performance optimale de ces structures complexes. Les normes et les guides de conception fournissent des cadres essentiels pour évaluer et gérer ces interactions, permettant ainsi de créer des solutions sûres et efficaces pour les environnements urbains modernes.

D'après les résultats obtenus, nous constatons que la méthode simplifiée « approchée » est conservatrice et toujours sécuritaire, mais elle manque d'efficacité économique. En revanche, la méthode de sous-structuration (méthode numérique), qui prend en compte l'interaction entre les structures, offre un calcul à la fois sécurisé et économique.

Pour un travail au futur, on peut faire une analyse avec la méthode par accélogramme et en comparer avec la méthode numérique, comme on peut faire une étude selon la nouvelle version du règlement parasismique RPA 2024 et aussi on peut faire une étude spécifique sur la liquéfaction du sol.

CHAPITRE V :

Évaluation des Règles de Combinaison pour le Calcul de la Réponse Maximale dans l'Analyse Sismique Multi composante

V. Évaluation des Règles de Combinaison pour le Calcul de la Réponse Maximale dans l'Analyse Sismique Multi composante

V.1 Introduction

La conception résistante aux séismes doit prendre en compte la réponse structurelle à l'action simultanée de trois composantes de translation du mouvement du sol : deux dans le plan horizontal et une dans la direction verticale. La pratique standard consiste à déterminer séparément les trois réponses maximales de la structure qui sont dues à chaque composante du mouvement du sol, avec les composantes horizontales appliquées le long des axes structurels, et à combiner ces réponses maximales selon l'une des règles de combinaison multi composante : la règle Simplifiée de la Racine Carrée de la Somme des Carrés (SRSS), la règle des 40 % selon Newmark, et la règle des 30 % selon Rosenblueth et Contreras.

Une structure est généralement analysée pour les deux composantes horizontales du mouvement du sol appliquées le long des axes structurels. Bien qu'on suppose généralement que ces composantes ont la même intensité, en réalité elles ne le sont pas, et leur réponse combinée dépend de l'angle d'incidence (l'angle entre les composantes du mouvement du sol et les axes structurels). La règle CQC3 fournit une équation pour la réponse en fonction de l'angle d'incidence et une formule pour l'angle critique, défini comme l'angle d'incidence qui produit la plus grande valeur de la réponse. Une formule explicite pour cette réponse critique qui ne nécessite pas l'évaluation de l'angle critique a été développée pour le cas général des composantes sismiques avec des formes spectrales différentes ; le cas particulier des formes spectrales identiques peut être obtenu à partir du cas général ou dérivé directement de la règle CQC3.

L'objectif de cet chapitre est d'évaluer l'exactitude des règles de combinaison multi composante mentionnées ci-dessus en comparant les estimations de réponse résultantes à la valeur critique de réponse déterminée conformément à la règle CQC3. Cette évaluation est développée pour une quantité de réponse maximale. En tant que deuxième objectif, cet article vise à identifier les propriétés du système qui influencent les réponses estimées et critiques. Une telle évaluation est présentée d'abord de manière générique et applicable à toutes les structures, puis présentée pour une gamme de systèmes à un étage avec (a) un plan symétrique et (b) un plan asymétrique, et enfin pour deux bâtiments à plusieurs étages.

V.2 Réponse structurelle aux deux composantes sismiques

V.2.1 Mouvement sismique

Le mouvement sismique est décrit par deux composantes horizontales non corrélées le long de ses directions principales [15], 1 et 2, orientées à un angle par rapport aux axes de référence x et y de la structure ; cela est défini comme l'angle d'incidence sismique (Figure 1). Les composantes du mouvement du sol le long de tout autre ensemble d'axes, par exemple le long des axes structuraux x et y , sont corrélées. Les composantes principales du mouvement du sol sont caractérisées par des spectres de conception de pseudo-accélération avec une forme identique : $A(T_n)$ et $A(T_n)$ sont les spectres de conception pour les mouvements du sol le long des axes principaux majeur et mineur, respectivement, où le rapport d'intensité du spectre est de 61, et T_n est la période de vibration naturelle d'un système à un degré de liberté.

CHAPITRE V : EVALUATION DES REGLES DE COMBINAISON POUR L'ANALYSE SISMIQUE MULTI COMPOSANTE

V.2.2 Relation entre la réponse structurelle et l'angle d'incidence

Considérez une quantité de réponse r qui peut être exprimée comme une combinaison linéaire des déplacements structuraux. La valeur de crête de cette réponse due à l'application simultanée des deux composantes sismiques 1 et 2 dépend de l'angle d'incidence et est donnée par la règle CQC3.

$$R(\theta) = \sqrt{(r_x^2 + \gamma r_y^2) \cdot \cos^2 \vartheta + (\gamma r_x^2 + r_y^2) \cdot \sin^2 \vartheta + 2(1 - \gamma^2) r_{xy} \sin \theta \cos \theta + r_z^2}$$

Où r_x et r_y sont les valeurs de crête de r dues à une seule composante du mouvement du sol, définies par le spectre $A(T_n)$ appliqué d'abord le long de la direction x , puis le long de la direction y , respectivement. Les réponses r_k ($k = x; y$) sont données par la règle CQC.

$$r_k = (\sum \rho_{ij} r_{ki} r_{kj})^{1/2}$$

Où r_{ki} est la réponse de crête, prise avec le signe algébrique respectif, due au mode de vibration i , et ρ_{ij} est le coefficient de corrélation modale pour les modes i et j . Le terme r_{xy} dans l'équation du CQC3 est un terme croisé des réponses modales qui contribue à r_x et r_y .

$$r_{xy} = \sum \rho_{ij} r_{xi} r_{yj}$$

V.2.3 La réponse critique

La réponse critique r_{cr} , définie comme la plus grande des réponses $r(\theta)$ pour tous les angles d'incidence sismique possibles, est donnée par

$$r_{cr} = \left\{ (1 + \gamma^2) \left(\frac{r_x^2 + r_y^2}{2} \right) + (1 - \gamma^2) \sqrt{\left(\frac{r_x^2 - r_y^2}{2} \right) + r_{xy}^2} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

La réponse critique se produit lorsque l'angle d'incidence est égal à l'angle critique.

$$\theta = \theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2r_{xy}}{r_x^2 - r_y^2} \right)$$

V.3 Règles de combinaison pour l'analyse sismique multi composant

Au lieu d'utiliser l'Équation (4) pour calculer la réponse critique, elle est généralement estimée en combinant les réponses r_x et r_y selon l'une des trois règles de combinaison couramment utilisées : la règle Simplifiée-SRSS [voir l'Équation (5)], les règles 30 % et 40 %, qui sont décrites ci-dessous. La valeur de la réponse combinée estimée en utilisant l'une de ces règles sera notée r_c .

V.3.1 La règle Simplifiée-SRSS

Selon cette règle, spécifiée dans deux documents réglementaires [1; 2], la réponse combinée est donnée par

$$r = \sqrt{r_x^2 + r_y^2}$$

Notez que l'Équation (5) est un cas particulier de l'Équation (4), obtenu en fixant $\gamma=1$. Nous désignons l'Équation (5) comme la règle Simplifiée-SRSS car elle est une version simplifiée de la règle SRSS générale qui sera présentée ultérieurement.

V.3.2 La règle des 30 %

Cette règle a été développée pour la première fois par Rosenblueth et Contreras [8] et est spécifiée dans plusieurs documents réglementaires [1 ; 5-7]. Basée sur l'hypothèse que les deux composantes horizontales sont des processus gaussiens non corrélés d'intensité égale ($\varphi = 1$), elle donne l'équation suivante pour la réponse combinée :

$$r = \max\{0.3r_x + r_y ; r_x + 0.3r_y\}$$

V.3.3 La règle SRSS (Square-Root-of-the-Sum-of-the-Squares)

Cette règle détermine la racine carrée de la somme des carrés des réponses individuelles en tenant compte des différentes intensités des deux composantes horizontales non corrélées.

$$r = \max\left\{\sqrt{r_x^2 + (\gamma r_y)^2} ; \sqrt{(\gamma r_x)^2 + r_y^2}\right\}$$

Notez que l'Équation (8) est un cas particulier de l'Équation (1) ; en fixant θ_1 à 0° et θ_2 à 90° , cela donne les deux estimations dans l'Équation (8).

V.3.4 La règle CQC3

$$R(\theta) = \sqrt{(r_x^2 + \gamma r_y^2) \cdot \cos^2 \vartheta + (\gamma r_x^2 + r_y^2) \cdot \sin^2 \vartheta + 2(1 - \gamma^2)r_{xy} \sin \theta \cos \theta + r_z^2}$$

Remarque

Il faut noter que γ est un coefficient qui reprise la variation de l'intensité spectrale, généralement il varie entre 0.5 et 0.85. Pour notre étude nous allons utiliser les données du séisme de Boumerdes 2003 pour estimer la valeur de γ .

V.4 Le séisme de Boumerdes 2003

Le 21 mai 2003, la région d'Alger-Boumerdes a été frappée par un tremblement de terre de magnitude 6,8 (Mw), qui a causé des dégâts considérables et a fait plus de 2300 victimes.

Le tremblement de terre était situé en mer, à proximité de la cote, avec un mécanisme au foyer de faille inverse orienter NE-SW (USGS). Il a déclenché des phénomènes de liquéfaction dans la zone épiscopale et des tsunamis d'environ 1,5 m le long de la côte espagnole. Le choc principal a été suivi de nombreuses répliques, dont certaines de magnitude supérieure à 5,0, enregistrées par les stations du réseau national d'accélérographes surveillées par le CGS.

L'analyse des enregistrements des fortes secousses du choc principal, provenant de 13 accélérographes situés entre environ 20 et 150 km de l'épicentre. Une accélération maximale du sol (PGA) de 0,58g a été enregistrée à 20 km de l'épicentre. Le tremblement de terre a été ressenti dans une zone de 250 km de rayon, aux limites de laquelle des accélérations d'environ 0,02g ont été enregistrées.

CHAPITRE V : EVALUATION DES REGLES DE COMBINAISON POUR L'ANALYSE SISMIQUE MULTI COMPOSANTE

STATION	E-W Acc	N-S Acc	γ
KEDARA1	0.34	0.26	0.76
KEDARA2	0.58	0.35	0.60
DAR BIDA	0.52	0.46	0.88
HUSSENDAY	0.27	0.23	0.85
KOUBA	0.31	0.16	0.52
TIZI	0.2	0.19	0.95
BLIDA	0.05	0.04	0.80
AZAZGA	0.12	0.09	0.75
AFROUN	0.16	0.09	0.56
TIPAZA	0.03	0.02	0.67
HAMAM R	0.1	0.07	0.70
MILIANA	0.03	0.026	0.86
AIN DEFLA	0.03	0.02	0.67

Tableau 66 : Accélérations maximales du sol enregistrées

Nous allons utiliser la moyenne des coefficients de variation de l'intensité : $\gamma_{\text{moy}}=0.74$

V.5 Comparaison des valeurs estimés de la réponse

	Fx kN	Fy kN	Mx kN.m	MY kN.m
RPA	84213.47	67048.27	3354391.47	4126563
SRSS $\gamma=1$	85571.18	68743.32	3442214.38	4202450
SRSS $\gamma=0.74$ (Y)	84962.15	51880.85	2599573.85	4168412
SRSS $\gamma=0.74$ (X)	64137.51	67983.7	3402863.25	3155291
CQC3 $\gamma=1$	85571.18	68743.32	3442214.38	4202450
CQC3 $\gamma=0.74$ (Y)	85193.29	67990.49	3403282.3	4182119
CQC3 $\gamma=0.74$ (X)	85193.29	67990.49	3403282.3	4182119
Ex+0.3Ey	88758.71	35265.28	1777891.52	4364629
0.3Ex+Ey	40414.84	71593.51	3585863.69	2031522

Tableau 67 : les efforts selon différent méthodes

CHAPITRE V : EVALUATION DES REGLES DE COMBINAISON POUR L'ANALYSE SISMIQUE MULTI COMPOSANTE

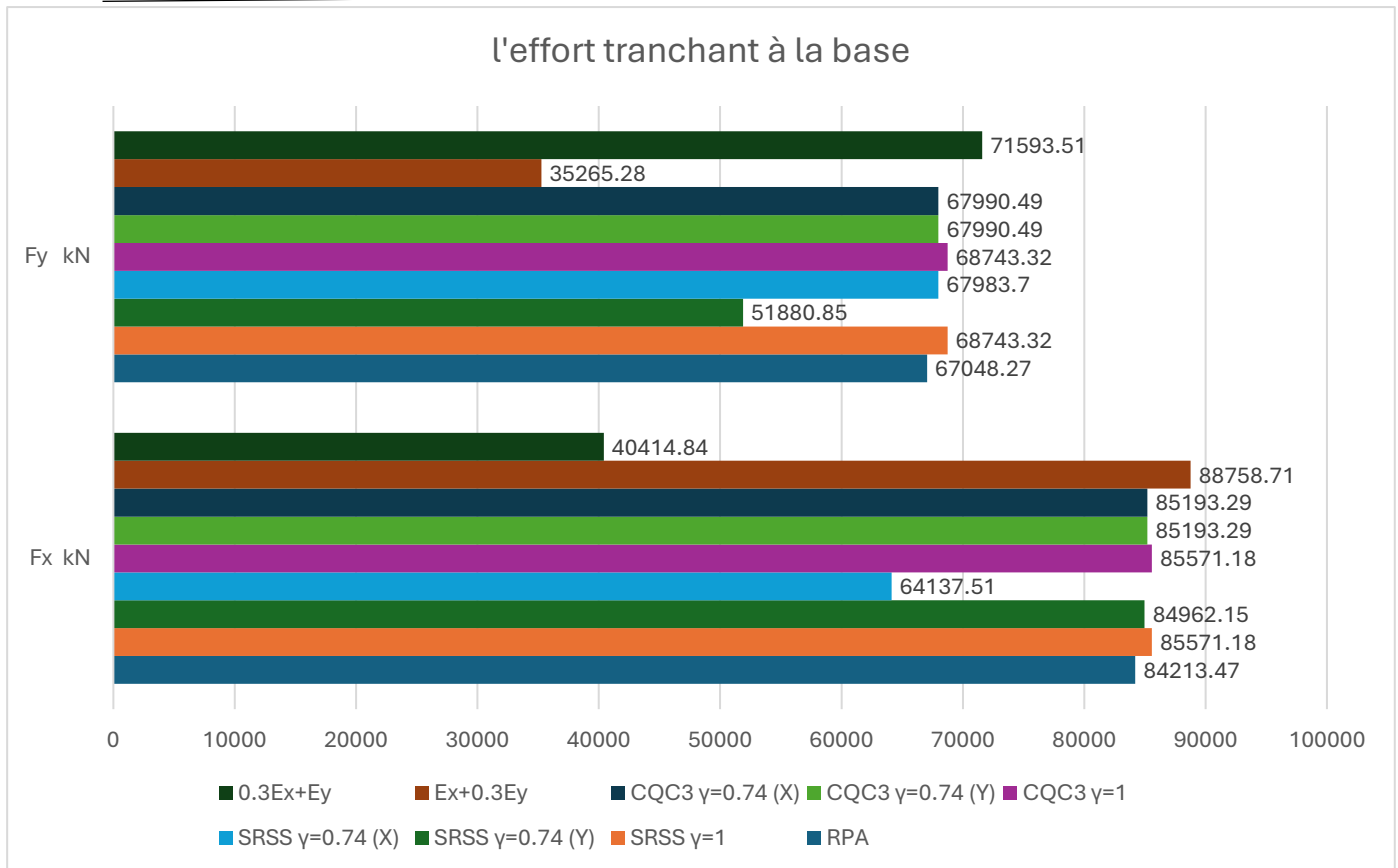


Figure 59 : l'effort tranchant à la base par les différentes méthodes

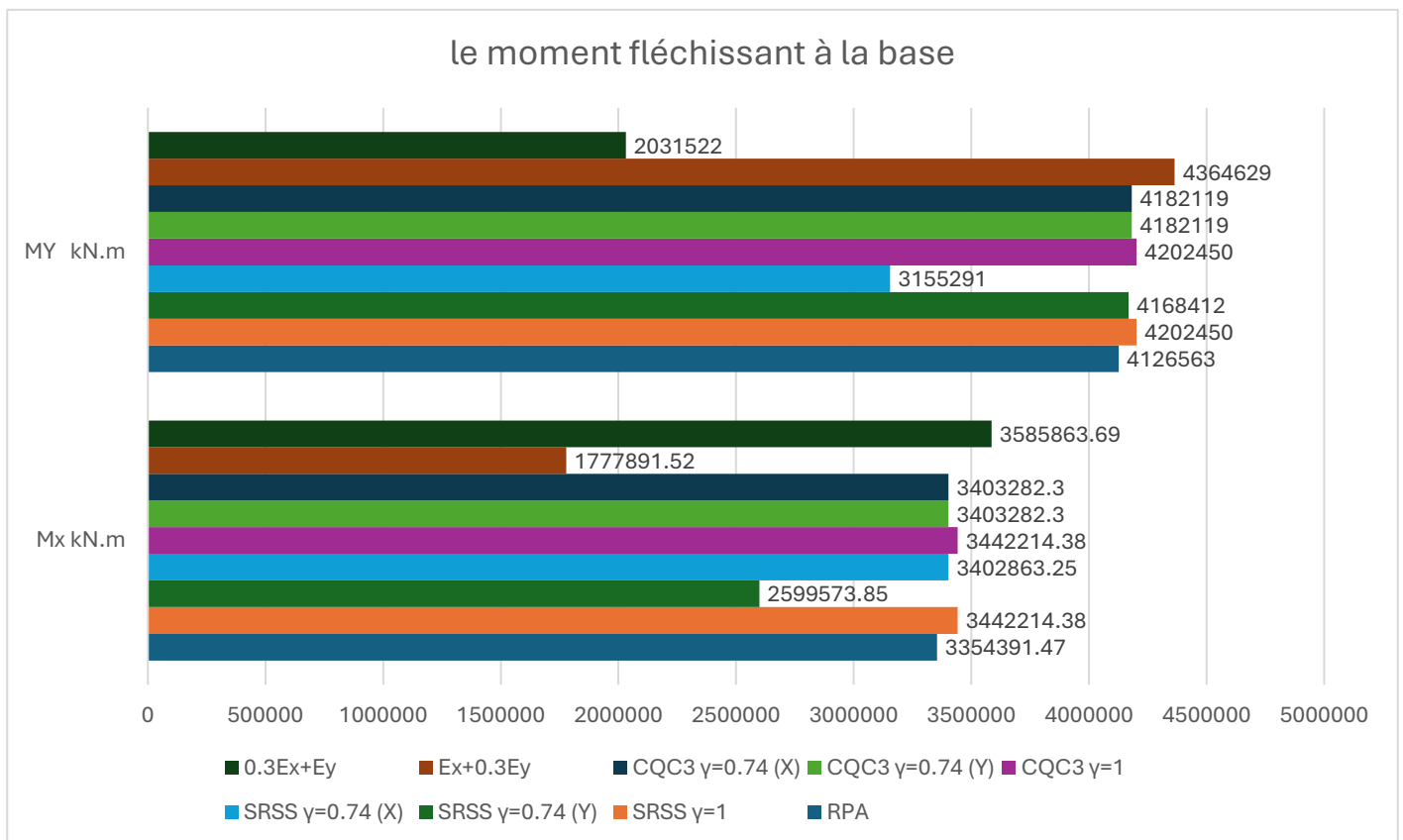


Figure 58 : le moment fléchissant à la base par les différentes méthodes

CHAPITRE V : EVALUATION DES REGLES DE COMBINAISON POUR L'ANALYSE SISMIQUE MULTI COMPOSANTE

V.5.1 Comparaison et Evaluation

Précision : La Méthode CQC3 et la Règle SRSS Généralisée sont généralement plus précises car elles prennent en compte respectivement la directionnalité et la corrélation entre les composantes. La Règle SRSS Simplifiée et la Règle des 30% sont plus conservatrices et plus simples, mais peuvent surestimer la réponse.

Complexité : La Méthode CQC3 est la plus complexe, suivie par la Règle SRSS Généralisée. La Règle SRSS Simplifiée et la Règle des 30% sont plus faciles à appliquer mais moins précises.

Acceptation Réglementaire : La Règle des 30% est largement acceptée dans les codes de construction, tandis que la Règle SRSS Simplifiée est également couramment utilisée. La Règle SRSS Généralisée et la Méthode de l'Angle Critique sont moins fréquemment mandatées mais fournissent une précision plus élevée pour des applications spécifiques.

V.6 Conclusion

Le choix de la règle de combinaison appropriée dépend des exigences spécifiques du projet, y compris l'équilibre souhaité entre précision et simplicité, la disponibilité des données de corrélation et les exigences réglementaires. Pour les structures critiques où la précision de la prédiction de la réponse est essentielle, la Méthode de l'Angle Critique ou la Règle SRSS Généralisée devraient être utilisées. Pour les applications standards où la simplicité et la conformité réglementaire sont prioritaires, la Règle SRSS Simplifiée ou la Règle des 30% peuvent suffire.

Conclusion générale

Conclusion générale

À l'issue de ce projet de fin d'études dédié à l'analyse sismique d'un bâtiment de grande hauteur, nous avons abordé divers aspects essentiels de la conception et de l'analyse structurelle.

L'importance de cette étude sismique réside dans la nécessité d'assurer la sécurité des occupants face aux sollicitations sismiques potentielles. Les séismes représentent une menace réelle dans de nombreuses régions, et la conception d'une structure résiliente aux séismes est fondamentale pour prévenir les pertes humaines et matérielles.

Durant ce projet, nous avons acquis des compétences précieuses en dynamique des structures. Nous avons exploré les principes fondamentaux de la dynamique des structures, en mettant l'accent sur la réponse sismique et les vibrations des structures. Nous avons approfondi notre compréhension en examinant les effets de l'interaction structure-structure sur la réponse sismique.

Ce projet de fin d'études a représenté une opportunité précieuse pour appliquer nos connaissances théoriques et techniques dans un contexte pratique. En tant qu'ingénieurs en travaux public, nous avons pu mettre en œuvre les principes de la conception parasismique, en intégrant les dispositions réglementaires et les normes applicables, telles que le Règlement Parasismique Algérien (RPA).

L'une des principales innovations de ce projet réside dans le calcul de l'interaction structure-structure pour une structure composée de deux tours reposant sur un podium. Cette approche permet de prendre en compte les effets complexes entre les structures et leur impact sur le comportement global de l'édifice, optimisant ainsi les dimensions des différents éléments.

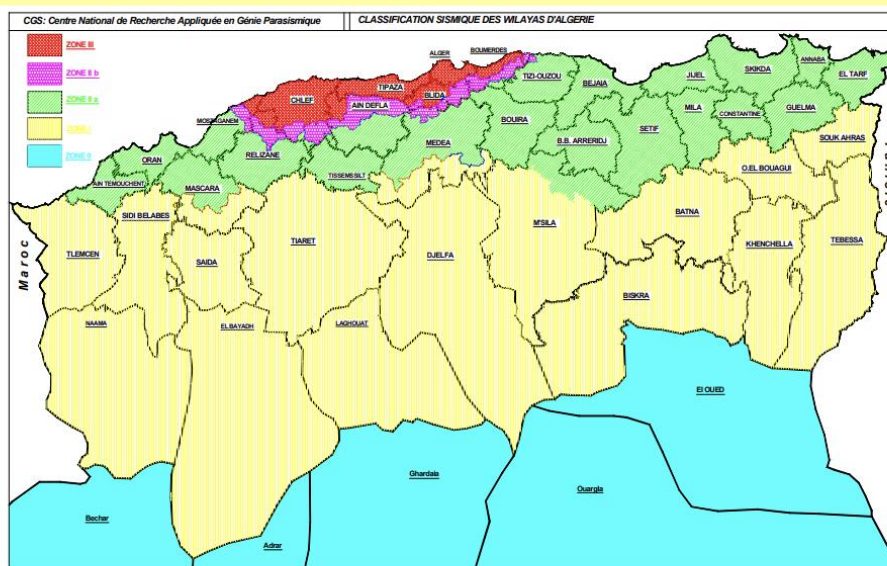
En conclusion, ce projet de fin d'études a été une expérience enrichissante qui nous a permis de mieux appréhender les enjeux liés à l'analyse sismique des bâtiments. Nous avons acquis des compétences techniques avancées, notamment dans l'analyse des structures complexes et l'évaluation de l'interaction structure-structure. Nous sommes désormais mieux préparés à relever les défis des travaux public, en concevant et en construisant des structures résistantes aux séismes.

BIBLIOGRAPHIE

- DTR-BC-2.41- [1993] - Règles de conception et de calcul en béton armé (CBA)
- DTU P18-702 - [1999] - Béton armé aux états limites (BAEL)
- DTR- BC- 2.48 - [2003] - Règlement parasismique Algérien (RPA)
- American Society of Civil Engineers- [2016] - ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures
- American Society of Civil Engineers- [2013] - ASCE 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
- Anil K.Chopra_ [1995] -Dynamics of Structures. PP 100-104
- Pr Hadid Mohamed - [2022] -ENSTP-Cours de dynamique des structures.
- Akeb Mohamed Ramzi- [2018] - Projet fin d'étude ENSTP.
- Hellal Mustapha- [2021] - Projet fin d'étude ENSTP.
- Bella Rami [2023] Projet fin d'étude ENSTP
- M.Oumoussa [2022] - ENSTP-Cours de bâtiment.
- Dr A.Messaoudi [2022] -ENSTP-Cours mécaniques des structures.
- Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis Oscar A. Lopez1, Anil K. Chopra and Julio J. Hernandez1
- Adapting the CQC3 Rule for Three Seismic Components with Different Spectra Article in Journal of Structural Engineering · March 2004
- Evidence for fault-related directionality and localized site effects from strong motion recordings of the 2003 Boumerdes (Algeria) earthquake: Consequences on damage distribution and the Algerian seismic code Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26 (2006) 991–1003
- Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn. 2000; 29:1759{1778
- Response Reduction Factor for Structures with Significant Irregularities on Different Soil Stratum Vol. 10, No. 03, March 2024
- Conception-construction parasismique victor davidovici
- Le projet de construction parasismique victor davidovici
- Pratique du calcul sismique victor davidovici
- Structural analysis of a multi-tower building with a large chassis in a business district Liang Wang, Honggang Lei* College of Civil Engineering, Taiyuan University of Technology, Taiyuan, Shanxi Province, 030024, China

ANEXXE

CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL – RPA99/ APRES ADDENDA



Carte de zonage sismique du territoire nationale

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	<i>Ouvrages d'importance vitale :</i> Sécurité-Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	<i>Ouvrages de grande importance :</i> Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	<i>Ouvrages courants :</i> Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	<i>Ouvrages de faible importance :</i> Hangars

Coefficients d'accélération de zone A

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Le pourcentage d'amortissement ξ (%)

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Coefficient de comportement R des structures en béton armé

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Coefficient de pondération des charges d'exploitation pour le calcul du poids sismique

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Coefficient de calcul de la période fondamentale

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Les périodes T₁ et T₂ en fonction de la nature du site

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Valeurs des pénalités pour le facteur de qualité