

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+11+4 S/SOL À USAGE
BUREAUX AVEC LA PRISE EN COMPTE DE
L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SELON RPA 2024**

Présenté par :

DERBAH Maroua
ZELLOUF Maroua

Encadré par :

- Dr. Derbal Ismail
-Dr. LARBI Selma

Promotion 2025 / 2026

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Allah, le Tout-Puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la persévérance nécessaires pour accomplir ce travail de fin d'études. Sans Sa volonté et Son soutien, l'aboutissement de ce mémoire n'aurait pas été possible.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant **Mr DERBAL**, pour son accompagnement constant, sa disponibilité, ses précieux conseils et la confiance qu'il nous a témoignée tout au long de cette étude. Son expertise, sa rigueur scientifique et ses orientations avisées ont été une source essentielle d'apprentissage et de motivation pour la réalisation de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements à **Mme LARBI**, Co-encadrante de ce travail, pour l'intérêt qu'elle a manifesté envers notre projet.

Nous adressons également nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics qui nous ont formés avec compétence, dévouement et professionnalisme tout au long de notre parcours universitaire.

Nous tenons à remercier très sincèrement Monsieur le **Professeur HADID** pour son accompagnement, ses précieuses orientations et la grande qualité de ses conseils. Son expertise, sa disponibilité et l'intérêt qu'il a porté à notre travail ont été d'un apport considérable dans l'élaboration et l'amélioration de ce mémoire.

Nous adressons également nos sincères remerciements à **Mr BELHOUCHE** et **Mme BELHADJ**, ingénieurs en génie civil, pour leur disponibilité et leur soutien précieux. Leurs réponses à nos questions ainsi que leur accompagnement ont été d'une grande aide tout au long de ce projet.

Une pensée toute particulière est adressée à nos familles, et surtout à nos parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leur soutien moral et matériel, et leurs encouragements constants. Ils ont toujours été, par leur confiance et leur présence, une source de force et de motivation dans les moments les plus difficiles de notre cheminement.

Nous tenons également à remercier nos amis, nos collègues et nos camarades d'études pour leur soutien, leur aide précieuse et les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus riche et plus agréable.

Enfin, nous remercions sincèrement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Par leurs conseils, leur aide ou simplement leur soutien, elles ont participé à l'aboutissement de ce travail.

À toutes et à tous, nous adressons nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance.

Dédicace

À moi-même

Je dédie ce mémoire à moi-même, pour tous les efforts que j'ai fournis tout au long de mes études. Ce parcours n'a pas toujours été facile, mais j'ai fait preuve de patience, de motivation et de persévérance pour continuer.

Aujourd'hui, je suis fière du chemin que j'ai parcouru et des expériences que j'ai vécues. Ce travail représente une étape importante de ma vie.

À mon cher père

Je dédie ce travail à la personne qui m'a le plus encouragée et qui m'a toujours donné la force de continuer à chaque fois que j'en avais besoin.

Je le remercie pour tous ses efforts et son soutien constant. Merci pour les sacrifices qu'il a faits afin de me permettre d'étudier dans de bonnes conditions.

Je lui suis également reconnaissante pour sa confiance en moi et pour ses encouragements tout au long de mes études.

À ma chère mère

Je remercie profondément ma mère, la plus chère à mon cœur. Merci pour ton amour infini, ta tendresse et ta présence constante à mes côtés.

Tu as toujours cru en moi, même dans mes moments de doute. Tu m'as donné la force de continuer et d'avancer.

À mon petit frère Wail

Merci pour ton amour, ta présence et tous les moments que nous partageons ensemble. Ta joie et ton soutien m'ont toujours apporté de l'énergie et du courage dans mon parcours.

Chaque instant passé avec toi est précieux et me motive à avancer. Je te souhaite réussite et bonheur dans ta vie, et j'espère te voir un jour réaliser tes objectifs.

À ma chère amie Maroua

Pour son amitié sincère et précieuse, ainsi que pour son soutien inconditionnel. Elle a toujours été présente pour m'encourager, m'écouter et me motiver durant les moments difficiles de mon parcours universitaire.

Je la remercie également pour sa bienveillance, sa compréhension et les beaux moments partagés qui ont rendu ce chemin plus agréable.

À ma binôme Maroua

Pour sa collaboration sérieuse, son implication et l'esprit d'équipe tout au long de ce travail. Nous avons partagé les efforts, les difficultés ainsi que les réussites, ce qui a permis de mener à bien ce projet.

Je la remercie pour sa patience, son engagement et la qualité de notre coopération qui a contribué à la réalisation de ce mémoire.

À toutes les personnes que j'aime et que je n'ai pas citées, Je leur adresse ma profonde reconnaissance.

ZELLOUF Maroua

Dédicace

Je dédie ce travail à la petite fille que j'étais, cette enfant qui rêvait, du plus profond de son cœur, de devenir ingénieure. Ce rêve, qui me semblait alors si lointain et le chemin si long, est devenu aujourd'hui ma réalité. C'est avec une immense fierté et une profonde reconnaissance envers la vie, envers mes parents et envers tous ceux qui ont cru en moi, que j'écris ces mots. Hamdoullah, le chemin a été parcouru, et ce mémoire est le plus beau témoignage de ce rêve d'enfance enfin accompli, Après dix-sept années d'études, je suis fière du chemin parcouru, des connaissances acquises et de la personne que je suis devenue, je me remercie pour ma détermination, mon courage face aux difficultés et ma capacité à ne jamais abandonner malgré les obstacles.

Je dédie ce travail avec tout mon amour et ma gratitude. Pour mon père merci pour ton soutien indéfectible, ta présence et tous les sacrifices que tu as consentis pour moi. Sans toi, je ne serais jamais arrivée. J'espère que tu es fier de ta petite fille qui a grandi et qui est aujourd'hui devenue ingénieure. Cette réussite est aussi la tienne, À ma très chère mère Merci pour ton soutien inconditionnel et tous les sacrifices que tu as accomplis pour mon éducation et mon épanouissement. Tu as toujours été à mes côtés, m'encourageant à avancer et à croire en mes rêves. Aujourd'hui, j'espère te rendre un peu de la fierté que tu m'as toujours inspirée. Que cette réussite soit le reflet de tous les efforts et de tout l'amour que tu m'as offerts.

À mes chères sœurs, Nesrine et Djihane, Je vous dédie ce travail avec toute mon affection et ma gratitude. Merci d'avoir toujours été présentes à mes côtés, dans les moments de joie comme dans les moments difficiles. Vous avez été bien plus que des sœurs : de véritables confidentes, des soutiens précieux et des sources de réconfort. Merci d'avoir écouté mes préoccupations, mes doutes et mes problèmes des milliers de fois, sans jamais vous lasser. Votre patience, votre écoute et votre amour m'ont donné la force d'avancer et de persévérer.

Je vous remercie du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait pour moi. Je vous aime énormément et je suis heureuse de vous avoir dans ma vie.

À ma binôme Maroua, Je te dédie ce travail en signe de reconnaissance et d'amitié. Merci d'avoir partagé avec moi cette aventure, Ton soutien, ta patience et ton implication ont été précieux tout au long de la réalisation de ce mémoire. Merci pour ton écoute, ta compréhension et tous les moments que nous avons traversés ensemble. Je te remercie sincèrement pour tout ce que nous avons accompli ensemble et te souhaite beaucoup de réussite pour la suite.

Je dédie également ce travail à toutes les personnes qui ont été présentes à mes côtés tout au long de mon parcours.

À mes amis et à mes chères copines, merci pour votre soutien, votre présence et votre amitié sincère. Merci d'avoir écouté, pendant des heures et des heures, mes inquiétudes, mes doutes et mes longues discussions, sans jamais vous plaindre.

Merci d'avoir rendu ce parcours plus agréable, plus léger et rempli de beaux souvenirs. Votre écoute, vos encouragements et votre bonne humeur m'ont aidée à avancer et à surmonter les moments les plus difficiles.

Je vous remercie du fond du cœur d'avoir fait partie de cette belle aventure.

DERBAH Maroua

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة بنائية خرسانية مسلحة مكونة من أحد عشر طابقاً فوق الأرض (R+11) وأربعة طوابق تحت الأرض، مشيّدة في منطقة زلزالية ومصممة وفقاً لأحكام RPA 2024. يتمثل الهدف الرئيسي في تقييم السلوك العام للمنشأ تحت تأثير مختلف الأحمال الساكنة والديناميكية، مع إدماج تأثير التفاعل بين التربة والمنشأ ضمن التحليل.

كما تهدف هذه الدراسة إلى أخذ التفاعل بين التربة والمنشأ بعين الاعتبار، مع التركيز بشكل خاص على التفاعل بين التربة والأساسات، وذلك من أجل تقييم مدى تأثيره على السلوك العام للمنشأ. إضافةً إلى ذلك، تم إجراء دراسة بليوغرافية حول المبادئ وطرق النمذجة والعوامل المؤثرة في التفاعل بين التربة والمنشأ في إطار تحليل وتصميم المباني.

يوفر هذا المشروع فرصة مهمة لفهم وتطبيق مبادئ ديناميكية المنشآت وديناميكية التربة، كما يساهم في إثراء مجال التصميم المقاوم للزلازل للمباني من خلال إبراز أهمية إدماج التفاعل بين التربة والمنشأ في الدراسات الهندسية الحديثة.

الكلمات المفتاحية: التفاعل بين التربة والمنشأ، التربة، الأساسات، المنشأ، الصلابة، التخميد، الممانعة الديناميكية، الفترة الأساسية للاهتزاز، الخرسانة المسلحة، الاستجابة الزلزالية، الجهود الداخلية.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment en R+11 avec quatre sous-sols, implanté en zone sismique et conçu conformément aux dispositions du RPA 2024. L'objectif principal est d'évaluer le comportement global de la structure sous l'effet des différentes sollicitations statiques et dynamiques, tout en intégrant l'effet de l'interaction sol-structure dans l'analyse.

Cette étude vise également à analyser l'influence de l'interaction sol-structure avec une attention particulière portée à l'interaction sol-fondation, afin d'évaluer son influence sur le comportement global de l'ouvrage. Une recherche bibliographique est également menée sur les principes, les méthodes de modélisation et les paramètres influençant l'interaction sol-structure dans le cadre de l'analyse et du dimensionnement des bâtiments.

Ce projet offre une opportunité passionnante de comprendre et de mettre en pratique les principes de la dynamique des structures et la dynamique des sols, en apportant une contribution précieuse au domaine de la conception parasismique des bâtiments.

Mots clés : Interaction sol-structure, sol, fondations, structure, rigidité, amortissement, impédance, période, béton armé, réponse sismique, efforts.

Abstract

This thesis deals with the study of an R+11 reinforced concrete building with four basement levels, located in a seismic zone and designed in accordance with the provisions of RPA 2024. The main objective is to evaluate the overall behavior of the structure under various static and dynamic loads while incorporating the effects of soil–structure interaction into the analysis.

The study focuses on considering soil–structure interaction, with particular attention given to soil–foundation interaction, in order to assess its influence on the overall behavior of the building. A bibliographic review is also conducted on the principles, modeling approaches, and parameters affecting soil–structure interaction in the analysis and design of buildings.

This project provides an excellent opportunity to understand and apply the principles of structural dynamics and soil dynamics, while making a valuable contribution to the field of seismic design of buildings.

Keywords: Soil–structure interaction, soil, foundations, structure, stiffness, damping, impedance, natural period, reinforced concrete, seismic response, internal forces.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
-------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION	3
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET IMPLANTATION.....	3
<i>I.2.1 Localisation de l'ouvrage</i>	<i>4</i>
I.3 PRESENTATION GENERALE DU PROJET.....	5
I.3.1 ORGANISATION GENERALE DE L'OUVRAGE.....	5
I.4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE	7
I.5 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	8
I.5.1 CLASSIFICATION DU SITE	8
I.5.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE EN FONCTION DE LA ZONE SISMIQUE	8
I.5.3 CLASSIFICATIONS SELON LE GROUPE D'IMPORTANCE DE L'OUVRAGE	9
I.6 PROPRIETES MECANQUES DES MATERIAUX	9
I.6.1 BETON.....	9
I.6.2 ACIER.....	11
I.7 REGLEMENTS ET UNITES	12
I.8 CONCLUSION.....	13

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1 INTRODUCTION	14
II.2 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	14
II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	14
<i>D'après le BAEL91/99 :</i>	<i>14</i>
<i>II.2.1.1 Prédimensionnement et vérification des poutres</i>	<i>15</i>
II.2.2 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	16
II.2.2.1 Plancher terrasse	16
II.2.2.2 Plancher étage courant	16
II.2.2.3 Plancher RDC	17
II.2.2.4 Plancher parking.....	17
II.2.2.5 Charges supplémentaires appliquées sur les poutres périphériques	18
II.2.3 PREDIMENSIONNEMENTS DES VOILES.....	18
II.2.4 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	21
II.2.4.1 Epaisseur de la dalle	21
II.2.5 LES ESCALIERS	23
II.2.5.1 Prédimensionnement.....	24
II.2.5.2 Descente de charge de palier d'escalier	25
II.2.5.3 Descente de charge de la volée d'escalier	26
II.2.6 ACROTERE.....	26
II.3 CONCLUSION	27

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

III.1 INTRODUCTION.....	28
III.2 OBJECTIF DE L'ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	28
III.3 MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	29
III.4 METHODES DE CALCUL.....	31
III.4.1 CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	32
III.5 ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....	32
III.5.1 CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	32
III.5.2 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	40
III.6 COMBINAISON D'ACTIONS	42
III.6.1 COMPOSANTES HORIZONTALES DE L'ACTION SISMIQUE.....	42
III.7 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SIMIQUES DE CALCUL	43
III.8. CALCUL DES DEPLACEMENTS.....	43
III.8.1 CALCUL DU DEPLACEMENT HORIZONTAL A CHAQUE NIVEAU	43
III.8.2 CALCUL DU DEPLACEMENT RELATIF.....	45
III.9 JUSTIFICATIONS DE LA SECURITE.....	46
III.9.1 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES	46
III.9.1.1 justification de non-effondrement.....	46
III.9.1.2 Justifications de limitation des dommages.....	48
III.9.2 JUSTIFICATION DE L'EFFET P- Δ	50
III.9.3 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE	53
III.11 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	55
III.12 CONCLUSION	57

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IV.1 INTRODUCTION	58
IV.2 CALCUL DES POUTRES	58
IV.2.1 ÉTUDE DE LA TEMPERATURE	59
IV.2.2 EXIGENCES DE DUCTILITE POUR LA ZONE CRITIQUE.....	60
IV.2.3 CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	60
IV.2.3.1 Les sollicitations extrêmes sur les poutres.....	60
IV.2.3.2 Calcul de ferrailage des poutres	62
IV.2.3.2.1 Vérifications spécifiques aux poutres.....	64
IV.2.3.2.2 Schéma de ferrailage	67
IV.3 CALCUL DES VOILES.....	68
IV.3.1 VERIFICATION DE LA CONDITION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	70
IV.3.2 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES LIMITES DE CISAILEMENT	71
IV.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....	72
IV.4.1 FERRAILLAGE DE VOILE P _{1,2 13}	72
IV.4.1.1 Vérification de la condition d'élancement.....	72
IV.4.1.2 Calcul de la hauteur critique.....	72

IV.4.1.3 Enveloppe de calcul des moments fléchissant	73
IV.4.1.4 Ferrailage des éléments de rive	75
IV.4.1.4.1 Dimensions des éléments de rive confinés	75
IV.4.1.4.2 Armatures longitudinales dans les éléments de rive	76
IV.4.1.4.3 Armatures transversales dans les éléments de rive	76
IV.4.1.5 Ferrailage de l'âme du voile	77
IV.4.1.6 Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	78
IV.4.1.6.1 Ferrailage des zones de rive	79
IV.4.1.6.2 Ferrailage de l'âme de voile	79
IV.4.1.7 conditions de ductilité locale	80
IV.4.2 FERRAILAGE DU VOILE $P_{5,59}$	82
IV.4.2.1 Vérification de la condition d'élancement	82
IV.4.2.2 Calcul de la hauteur critique	82
IV.4.2.3 Enveloppe de calcul de moment fléchissant	83
IV.4.2.4 Ferrailage des éléments de rive	83
IV.4.2.4.1 Dimensions de la zone confinée	83
IV.4.2.4.2 Armatures longitudinales dans les éléments de rive	83
IV.4.2.4.3 Armature transversale dans les éléments de rive	84
IV.4.2.5 Ferrailage de l'âme du voile	85
IV.4.2.6 Ferrailage au-dessus de la zone critique	86
IV.4.2.6.1 Ferrailage de la zone de rive	86
IV.4.2.6.2 Ferrailage de l'âme de voile	86
IV.4.2.7 Condition de ductilité locale	87
IV.5 SCHEMA DE FERRAILAGE	88
IV.6 CONCLUSION	89

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1 INTRODUCTION	90
V.2.CALCUL DE L'ACROTERE	90
V.2.2 EVALUATION DES CHARGES	90
V.2.2.1 Charge permanente	90
V.2.2.2 Charge d'exploitation	91
V.2.2.3 Etat limite ultime	92
V.2.2.4 Etat limite de service	92
V.2.3 FERRAILAGE DE L'ACROTERE	92
V.2.3.1 Vérification du type de section	92
V.2.3.2 Passage à la flexion simple équivalente	93
V.2.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal	93
V.2.3.4 Les armatures de répartition et espacement	94
V.2.3.5 Vérification de l'effort tranchant	94
V.2.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS	94
V.3 CALCUL DES ESCALIERS	95
V.3.1 ÉVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES	95
V.3.1.1 Calcul des réactions d'appuis	96
V.3.1.3 Calcul des moments fléchissant	97
V.3.1.4 Répartition des moments	97
V.3.2 FERRAILAGE DES ESCALIERS	97
V.3.2.1 Ferrailage longitudinale	97
V.3.2.2 Les armatures de répartition et espacement	99
V.3.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	99
V.3.4 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	100
V.3.5 VERIFICATION DE LA FLECHE	100

V.4 ETUDE DES DALLES	102
V.4.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE	103
V.5 CONCLUSION	106

CHAPITRE VI : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION	107
VI.2 ROLE DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE.....	107
VI.2.1 CHOIX DU TYPE DE FONDATION	107
VI.2.2 ANALYSE DES SOLUTIONS POSSIBLES	107
VI.2.2.1 <i>Semelles isolées sous poteaux</i>	108
VI.2.2.2 <i>Semelle filante</i>	109
VI.3 RADIER.....	110
VI.3.1 DEFINITION	110
VI.3.2 PREDIMENSIONNEMENT DE RADIER.....	111
VI.3.2.1 <i>Prédimensionnement de la dalle</i>	111
VI.3.2.2 <i>Prédimensionnement de la nervure</i>	112
VI.3.3 MODELISATION DU RADIER.....	114
VI.3.4 VERIFICATIONS NECESSAIRES.....	114
VI.3.4.1 <i>Vérification de la stabilité du radier</i>	114
VI.3.4.2 <i>Vérification des contraintes sous le radier</i>	116
VI.3.4.2.1 Vérification des contraintes sous le radier du deuxième ordre.....	117
VI.3.4.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement du radier	118
VI.3.5 FERRAILLAGE DU RADIER	119
VI.3.5.1 <i>Ferraillage de la dalle</i>	119
VI.3.5.1.1 Schéma de ferraillage	121
VI.3.5.2 <i>Ferraillage de la nervure</i>	121
VI.3.5.2.1 Calcul des efforts	122
VI.3.5.2.2 Vérifications nécessaires	123
VI.3.5.2.2.1 Vérification des contraintes à l'ELS	123
VI.3.5.2.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton	124
VI.3.4.2.3 Armatures transversales.....	125
VI.3.5.2.4 Armatures de peau	125
VI.3.6 FERRAILLAGE DE DEBORD	127
VI.3.6.1 <i>Calcul de ferraillage</i>	127
VI.3.6.2 <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	127
VI.3.5.2 <i>Armatures de répartition</i>	128
VI.4 CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE	128
VI.4.1 INTRODUCTION	128
VI.4.2 PREDIMENSIONNEMENT	129
VI.4.3 ÉVALUATION DES CHARGES.....	129
VI.4.3.1 <i>Calcul de la force de poussée des terres sur le voile périphérique</i>	129
VI.4.4 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	130
VI.4.4.1 <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	132
VI.4.4.2 <i>Vérification de l'effort tranchant</i>	132
VI.4.4.3 <i>Schéma de ferraillage</i>	132
VI.5 CONCLUSION	133

CHAPITRE VII : GENERALITES SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

VII.1 INTRODUCTION	135
VII.1.1 LIMITES DE L'HYPOTHESE DE BASE FIXE	135
VII.2 CONCEPTS FONDAMENTAUX DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	136
VII.2.1 DEFINITION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	136
VII.2.2 ORIGINE PHYSIQUE DU PHENOMENE	136
VII.2.3 MECANISMES DE TRANSFERT DES EFFORTS SOL-FONDATION-STRUCTURE.....	137
VII.2.3.1 <i>Transmission descendante des charges structurelles</i>	137
VII.2.3.2 <i>Réaction du sol et déformations associées</i>	137
VII.2.3.3 <i>Effets du chargement dynamique et sismique</i>	138
VII.2.3.4 <i>Comportement global du système couple</i>	138
VII.2.4 PARAMETRES INFLUENÇANT L'INTERACTION SOL-STRUCTURE (ISS)	138
VII.3 COMPORTEMENT DYNAMIQUE DU SOL ET DES FONDATIONS	139
VII.3.1 PROPRIETES DYNAMIQUES DES SOLS	139
VII.3.2 REPOSE DU SOL AUX SOLlicitATIONS DYNAMIQUES	140
VII.3.3 INTERACTIONS FONDATION-SOL.....	140
VII.4 TYPES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE	141
VII.4.1 INTERACTION CINEMATIQUE	141
VII.4.2 INTERACTION INERTIELLE.....	142
VII.4.3 COUPLAGE CINEMATIQUE-INERTIEL	142
VII.5 MODELISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	143
VII.5.1 HYPOTHESE DE BASE FIXE VS BASE FLEXIBLE.....	143
VII.5.1.1 <i>Hypothèse de base fixe</i>	144
VII.5.1.2 <i>Hypothèse de base flexible</i>	144
VII.5.1.3 <i>Comparaison du comportement global</i>	145
VII.5.2 MODELES SIMPLIFIES DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	145
VII.5.2.1 <i>Modélisation par oscillateur a un degré de liberté (SDOF)</i>	145
VII.5.2.2 <i>Intérêt des modèles simplifiés</i>	146
VII.5.3 MODELE MULTI-DEGRES DE LIBERTE (MDOF).....	146
VII.5.4 MODELISATION NUMERIQUE PAR ELEMENTS FINIS.....	146
VII.5.5 PARAMETRES D'IMPEDANCE DYNAMIQUE	146
VII.6 EFFETS DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA REPOSE DES STRUCTURES	147
VII.6.1 ALLONGEMENT DE LA PERIODE PROPRE	147
VII.6.2 MODIFICATION DE L'AMORTISSEMENT GLOBAL	147
VII.6.3 VARIATION DES EFFORTS SISMIQUES	147
VII.6.4 INFLUENCE SUR LES DEPLACEMENTS ET DERIVES	148
VII.6.5 CAS DES SOLS MOUS VS SOLS RIGIDES	148
VII.7 METHODES D'ANALYSE DE L'ISS EN INGENIERIE.....	148
VII.7.1 METHODE DIRECTE (MODELISATION GLOBALE)	148
VII.7.2 METHODE DES SOUS-STRUCTURES	150
VII.7.2.1 <i>Méthode de frontière</i>	151
VII.7.2.2 <i>Méthode de volume</i>	152
VII.7.3 METHODE HYBRIDE.....	153
VII.8 PRISE EN COMPTE REGLEMENTAIRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	154
VII.8.1 APPROCHES DANS LES CODES INTERNATIONAUX (ASCE, EUROCODE...).....	154
VII.8.2 APPROCHE DANS LES REGLEMENTS ALGERIENS (RPA)	154

VII.8.3 CONDITIONS D'OBLIGATION OU NON DE L'ISS	155
VII.9 SYNTHESE CRITIQUE DE LA LITTERATURE	155
VII.10 TRAVAUX RECENTS	156
VII.11 CONCLUSION.....	158

CHAPITRE VIII : CALCUL DE LA REPOSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION.....	159
VIII.2 PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE	159
VIII.2.1 HYPOTHESES DE CALCUL	160
VIII.2.2 DONNEES NECESSAIRES.....	160
VIII.2.3 CALCUL DES PARAMETRES DYNAMIQUES EFFECTIFS DU SOL.....	161
VIII.4 CALCUL DES RIGIDITES DYNAMIQUES DES FONDATIONS RECTANGULAIRES ENTERREES	163
VIII.4.1 FACTEURS DU DEGRE D'ENTERREMENT η	163
VIII.4.2 MODIFICATEURS DYNAMIQUES DES RAIDEURS STATIQUES D'UNE FONDATION RECTANGULAIRE.....	164
VIII.4.3 CALCUL DES RAIDEURS STATIQUES.....	164
VIII.5 MODELE NUMERIQUE	165
VIII.5.1 INTRODUCTION	165
VIII.5.2 DEMARCHE ADOPTEE	166
VIII.5.3 RESULTATS OBTENUS.....	166
VIII.5.3.1 <i>La période de la structure</i>	166
VIII.5.3.2 <i>L'effort tranchant à la base</i>	167
VIII.5.3.3 <i>Déplacement inter étage</i>	167
VIII.5.3.3.1 Vérification du déplacement inter étage.....	168
VIII.5.3.4 <i>Résultats des efforts internes des éléments les plus sollicités</i>	172
VIII.5 ETUDE COMPARATIVE.....	172
VIII.5.1 COMPARAISON DE LA PERIODE PROPRE	173
VIII.5.2 COMPARAISON DE L'EFFORT TRANCHANT OBTENU DANS LES TROIS METHODES	173
VIII.5.3 COMPARAISON DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE	175
VIII.5.3.1 <i>Déplacement au sommet de la structure</i>	175
VIII.5.4 COMPARAISON DES EFFORTS INTERNES DES ELEMENTS LES PLUS SOLLICITES	176
VIII.5.4.1 <i>Les voiles</i>	176
VIII.5.4.2 <i>Les poutres</i>	177
VIII.6 CONCLUSION	177
CONCLUSION GENERALE	178
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	194

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

FIGURE I.1: QUARTIER D'AFFAIRES EN MAQUETTE 3D. 3

FIGURE I.2: LOCALISATION DE L'ENSEMBLE DE BUREAUX SH. 5

FIGURE I.3: VUE GENERALE DE L'ENSEMBLE DE BUREAUX SH, BAB EZZOUAR, ALGER 7

FIGURE I.4: VUE EN ELEVATION DU PROJET. 8

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

FIGURE II.1 : COUPE DE VOILE EN ELEVATION. 18

FIGURE II.2: VOILES DE CONTREVENTEMENT. 20

FIGURE II.3 : COUPE D'ESCALIER EN ELEVATION. 23

FIGURE II.4 : SCHEMA REPRESENTATIF DE L'ACROTERE. 26

FIGURE II.5 : DIMENSIONS DE L'ACROTERE. 27

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

FIGURE III.1: VUE EN 3D DU MODELE NUMERIQUE DE LA STRUCTURE. 29

FIGURE III.2: VUE EN PLAN DE RDC. 30

FIGURE III.3 : VUE EN PLAN DE 1^{ER} ET 10^{EME} ETAGE. 30

FIGURE III.4 : VUE EN PLAN DE LA TERRASSE 12EME ETAGE. 31

FIGURE III.5 : VALEUR DE LA PERIODE (T0) POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE. 33

FIGURE III.6 : LIMITES DES DECROCHEMENTS EN PLAN. 38

FIGURE III.7: LIMITES DES DECROCHEMENTS EN ELEVATION. 38

FIGURE III.8: ALLURE DU SPECTRE DE REPONSE HORIZONTAL. 42

FIGURE III.9: DEPLACEMENT HORIZONTAL. 44

FIGURE III.10 : SCHEMA EXPLICATIF DE L'EFFET P-Δ. 51

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

FIGURE IV.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PERIPHERIQUE EN TRAVEE. 67

FIGURE IV.2 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PERIPHERIQUE SUR APPUIS. 68

FIGURE IV.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE INTERMEDIAIRE EN TRAVEE. 68

FIGURE IV.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE INTERMEDIAIRE SUR APPUIS. 68

FIGURE IV.5: LOCALISATION DU VOILE $P_{1,2\ 13}$ ET $P_{3,5\ 1}$ EN PLAN. 69

FIGURE IV.6: VUE EN ELEVATION DU VOILES $P_{1,2\ 13}$ ET $P_{5,5\ 9}$. 70

FIGURE IV.7: ZONE CRITIQUE A LA BASE DU VOILE. 73

FIGURE IV.8: ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT. 74

FIGURE IV.9: LA COURBE ENVELOPPE DE CALCUL MOMENT FLECHISSANT DE VOILE $P_{1,2\ 13}$. 74

FIGURE IV.10 : ELEMENTS DE RIVES POUR LES VOILES. 75

FIGURE IV.11 : LA COURBE ENVELOPPE DE CALCUL MOMENT FLECHISSANT DE VOILE $P_{5,5\ 9}$. 83

FIGURE IV.12 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE $P_{1.2\ 13}$. 88

FIGURE IV.13 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE $P_{5,5\ 9}$. 88

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

FIGURE V.1 : SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE. 90

FIGURE V.2: FERRAILLAGE L'ACROTERE. 95

FIGURE V.3: SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER. 96

FIGURE V.4: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER. 102

FIGURE V.5 : MOMENTS DES DALLES PLEINE. 103

FIGURE V.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE DALLES SUR APPUIS. 105

FIGURE V.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES DALLES EN TRAVEE. 105

CHAPITRE VI : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

FIGURE VI.1 : SCHEMA DE LA SEMELLE ISOLEE. 108

FIGURE VI.2 : SCHEMA DE LA SEMELLE FILANTE. 109

FIGURE VI.3 : SCHEMA DU RADIER NERVURE 111

FIGURE VI.4: SCHEMA REPRESENTATIF DE CALCUL D'UNE SECTION EN TE. 112

FIGURE VI. 5 : MODELISATION DE RADIER SUR LOGICIEL SAFE. 114

FIGURE VI.6 : SCHEMA STATIQUE DE BATIMENT. 114

FIGURE VI.7 : CONTRAINTES SOUS LE RADIER. 117

FIGURE VI.8: SCHEMA DU RADIER. 119

FIGURE VI.9 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EN TRAVEE ET SUR APPUI. 121

FIGURE VI.10 : SCHEMA REPRESENTATIF DE CALCUL D'UNE SECTION EN TE. 122

FIGURE VI.11 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS PORTEUR. 126

FIGURE VI.12 : FERRAILLAGE DES NERVURES SENS NON PORTEUR. 126

FIGURE VI.13: SCHEMA STATIQUE DES DEBORDS. 127

FIGURE VI.14 : SCHEMA DE CHARGEMENT DE VOILE PERIPHERIQUE. 129

FIGURE VI.15 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE PERIPHERIQUE. 132

CHAPITRE VII : GENERALITES SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

FIGURE VII.1 : ILLUSTRATION DU PHENOMENE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE. 136

FIGURE VII.2: EXEMPLE D'INTERACTION CINEMATIQUE. 141

FIGURE VII.3: EXEMPLE D'INTERACTION INERTIELLE. 142

FIGURE VII.4: MODELE 3D CAS BASE FIXE VS BASE FLEXIBLE. 143

FIGURE VII.5 : SCHEMATISATION D'UN PROBLEME D'INTERACTION SOL STRUCTURE EN ELEMENTS FINIS (PECKER, 2015). 149

FIGURE VII.6: THEOREME DE SUPERPOSITION DE KAUSEL. 151

FIGURE VII.7 : METHODE DE SOUS-STRUCTURE ; METHODE DE FRONTIERE. 151

FIGURE VII.8 : METHODE DE SOUS-STRUCTURE ; METHODE DE VOLUME. 152

CHAPITRE VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

FIGURE VIII.1 : VARIATION DES PERIODES PROPRES EN FONCTION DU TYPE DE MODELISATION. 173

FIGURE VIII.2: VARIATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE DANS LES DEUX SENS X ET Y. 174

FIGURE VIII.3 : VARIATION DE DEPLACEMENT AU SOMMET DE LA STRUCTURE. 175

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

TABLEAU I.1 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE ETUDIEE. 7

TABLEAU I.2: RESISTANCE DU BETON. 9

TABLEAU I.3: CONTRAINTES LIMITES DU BETON. 11

TABLEAU I.4: CONTRAINTES LIMITES DE L'ACIER. 12

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

TABLEAU II.1 : DESCENTE DE CHARGES TERRASSES INACCESSIBLE. 16

TABLEAU II.2 : DESCENTE DE CHARGES ETAGE COURANT. 16

TABLEAU II.3 : DESCENTE DE CHARGES RDC. 17

TABLEAU II.4 : DESCENTE DE CHARGES ETAGE COURANT. 17

TABLEAU II.5 : COUPE DES VOILES EN PLAN ET CONDITIONS DE RIGIDITE AUX EXTREMITES. 19

TABLEAU II.6 : DESCENTE DE CHARGES DE PALIER D'ESCALIER. 25

TABLEAU II.7 : DESCENTE DE CHARGES DE VOLEE D'ESCALIER. 26

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE

TABLEAU III.1 : VALEUR DE LA PERIODE (T_0) POUR LE CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE. 33

TABLEAU III.2 : CALCUL DES RAYONS DE TORSION. 35

TABLEAU III.3 : CALCUL DES RAYONS DE GIRATION. 35

TABLEAU III.4 : VERIFICATION DU SYSTEME NOYAU. 36

TABLEAU III.5 : VERIFICATION DE LA REGULARITE EN PLAN. 37

TABLEAU III.6 : VERIFICATIONS DES CRITERES DU FACTEUR DE QUALITE Q. 39

TABLEAU III.7 : PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE. 41

TABLEAU III.8 : PARAMETRES DU SPECTRE. 42

TABLEAU III.9 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE. 43

TABLEAU III.10: LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SUIVANT X. 44

TABLEAU III.11 : LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SUIVANT Y. 45

TABLEAU III.12: LES DEPLACEMENTS RELATIFS. 46

TABLEAU III.13: JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT X. 47

TABLEAU III.14 : JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT Y. 48

TABLEAU III.15 : JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT X. 48

TABLEAU III.16 : JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT Y.
49

**TABLEAU III.17 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE
DANS LE SENS X-X.** 52

**TABLEAU III.18 : JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EQUILIBRE D'ENSEMBLE
DANS LE SENS Y-Y.** 52

**TABLEAU III.19 : JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT
SUIVANT L'AXE X.** 54

**TABLEAU III.20 : JUSTIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT
SUIVANT L'AXE Y.** 54

TABLEAU III.21: VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT. 55

TABLEAU III.22 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT. 55

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

**TABLEAU IV.1: LES SOLLICITATION EXTREME SUR LES POUTRES
PERIPHERIQUES EN FLEXION COMPOSEE.** 61

**TABLEAU IV.2: LES SOLLICITATION EXTREME SUR LES POUTRES
PERIPHERIQUES SOLLICITEES EN FLEXION SIMPLE.** 61

**TABLEAU IV.3: LES SOLLICITATION EXTREME SUR LES POUTRES
INTERMEDIAIRES.** 62

**TABLEAU IV.4 : SECTIONS MINIMALES ET MAXIMALES POUR LES DEUX
POUTRES** 63

**TABLEAU IV.5 : ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES
PERIPHERIQUES.** 63

**TABLEAU IV.6 : ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES
INTERMEDIAIRES.** 63

TABLEAU IV.7 : ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES. 64

**TABLEAU IV.8 : VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS
TANGENTES DES POUTRES.** 65

TABLEAU IV.9: VERIFICATION SPECIFIQUE DE LA FLECHE DES POUTRES 66

TABLEAU IV.10: VERIFICATION DE LA CONTRAINTE A L'ELS DES POUTRES. 67

**TABLEAU IV.11: VERIFICATION SPECIFIQUE DE L'EFFORT NORMALE REDUIT
DES VOILES.** 71

**TABLEAU IV.12: VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS
TANGENTES DU VOILE.** 71

**TABLEAU IV.13 : LES ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ELEMENTS DE
RIVE.** 76

TABLEAU IV.14: ARMATURES TRANSVERSAL DE L'ELEMENT DE RIVE. 77

TABLEAU IV.15 : ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT DE L'AME DU VOILE.
78

TABLEAU IV.16 : ACIERS HORIZONTAUX DE L'AME DU VOILE. 78

TABLEAU IV.17 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE DES ZONES CONFINÉES AU-DESSUS DE LA ZONE CRITIQUE. 79

TABLEAU IV.18: ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT DE L'AME DU VOILE. 79

TABLEAU IV.19: ACIERS HORIZONTAUX DE L'AME DU VOILE. 80

TABLEAU IV.20: DONNEES DE CALCUL DE LA LONGUEUR DE CONFINEMENT. 81

TABLEAU IV.21 : LES ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ELEMENTS DE RIVE. 84

TABLEAU IV.22: ARMATURES TRANSVERSAL DE L'ELEMENT DE RIVE. 85

TABLEAU IV.23: ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT DE L'AME DU VOILE. 85

TABLEAU IV.24 : ACIERS HORIZONTAUX DE L'AME DU VOILE. 86

TABLEAU IV.25: FERRAILLAGE LONGITUDINALE DES ZONES CONFINÉES AU-DESSUS DE LA ZONE CRITIQUE. 86

TABLEAU IV.26 : ACIERS VERTICAUX ET L'ESPACEMENT DE L'AME DU VOILE. 86

TABLEAU IV.27 : ACIERS HORIZONTAUX DE L'AME DU VOILE. 87

TABLEAU IV.28: DONNEES DE CALCUL DE LA LONGUEUR DE CONFINEMENT. 87

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

TABLEAU V.1 : DONNEES DE CALCUL POUR L'ACROTERE. 92

TABLEAU V.2 : FERRAILLAGE LONGITUDINALE DE L'ACROTERE. 93

TABLEAU V.3 : ARMATURES DE REPARATION ET ESPACEMENT. 94

TABLEAU V.4: VERIFICATION DE LA CONTRAINTE A L'ELS DE L'ACROTERE. 94

TABLEAU V.5: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES DES ESCALIERS. 96

TABLEAU V.6: CARACTERISTIQUE D'ESCALIER. 98

TABLEAU V.7 : FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES ESCALIERS. 98

TABLEAU V.8 : ARMATURES DE REPARTITION ET ESPACEMENT. 99

TABLEAU V.9: VERIFICATION DE LA CONTRAINTE A L'ELS DES ESCALIERS. 100

TABLEAU V.10 : VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER. 101

TABLEAU V.11: SOLLICITATIONS EXTREMES ET FERRAILLAGE DES DALLES-SENS X. 104

TABLEAU V.12 : SOLLICITATIONS EXTREMES ET FERRAILLAGE DES DALLES-SENS Y. 104

CHAPITRE VI : ÉTUDE D'INFRASTRUCTURE

TABLEAU VI.1 :	SECTIONS DES SEMELLES FILANTES SENS X-X.	110
TABLEAU VI.2 :	MOMENT DE RENVERSEMENT POUR LE RADIER.	115
TABLEAU VI.3 :	MOMENT STABILISANT POUR LE RADIER.	115
TABLEAU VI.4 :	VERIFICATION DE STABILITE DE RADIER.	116
TABLEAU VI.5 :	VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL A L'ELS.	116
TABLEAU VI.6 :	VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL A L'ELA.	117
TABLEAU VI.7 :	CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELU.	118
TABLEAU VI.8 :	CONTRAINTES SOUS LE RADIER A L'ELS.	118
TABLEAU VI.9 :	VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE SOL A L'ELS.	119
TABLEAU VI.10:	SOLLICITATION DE LA DALLE DU RADIER POUR LE FERRAILLAGE.	120
TABLEAU VI.11:	FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER.	120
TABLEAU VI.12:	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.	121
TABLEAU VI.13:	FERRAILLAGE DE LA NERVURE DU RADIER.	123
TABLEAU VI.14:	FERRAILLAGE DE LA NERVURE DU RADIER.	123
TABLEAU VI.15:	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS SENS PORTEUR.	124
TABLEAU VI.16:	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS SENS NON PORTEUR.	124
TABLEAU VI.17:	VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATIONS TANGENTES DES POUTRES.	124
TABLEAU VI.18:	CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES.	125
TABLEAU VI.19:	FERRAILLAGE DE DEBORDS.	127
TABLEAU VI.20:	VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DU BETON ET D'ACIER.	128
TABLEAU VI.21:	ARMATURES DE REPARTITION.	128
TABLEAU VI.22:	EVALUATION DES MOMENTS DEVELOPPES DANS LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITE.	131
TABLEAU VI.23:	FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	131
TABLEAU VI.24:	VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.	132

CHAPITRE VII : GENERALITES SUR L'INTERACTION SOL STRUCTURE

TABLEAU VII.1 :	COMPARAISON GLOBALE ENTRE LA BASE FIXE ET LA BASE FLEXIBLE.	145
------------------------	--	------------

TABLEAU VII.2 : COMPARAISON ENTRE SOL MOU ET RIGIDE. 148

**CHAPITRE VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN
COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE**

TABLEAU VIII.1 : CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE 160

TABLEAU VIII.2 : CARACTERISTIQUES DU SOL. 161

TABLEAU VIII.3 : CARACTERISTIQUES DE LA FONDATION. 161

TABLEAU VIII.4 : CALCUL DES FACTEURS DU DEGRE D'ENTERREMENT. 163

**TABLEAU VIII.5 : CALCUL DES MODIFICATEURS DYNAMIQUES DE RAIDEURS
STATIQUES. 164**

**TABLEAU VIII.6 : CALCUL DES RAIDEURS DYNAMIQUES DE LA FONDATION.
165**

TABLEAU VIII.7: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE. 167

**TABLEAU VIII.8 : DEPLACEMENT INTER ETAGE AVEC ET SANS PRISE EN
COMPTE DE L'ISS. 167**

TABLEAU VIII.9: JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT X. 168

TABLEAU VIII.10: JUSTIFICATION DE NON-EFFONDREMENT SUIVANT Y. 169

**TABLEAU VIII.11: JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT
X. 170**

**TABLEAU VIII.12: JUSTIFICATION DE LIMITATION DES DOMMAGES SUIVANT
Y. 171**

**TABLEAU VIII.13: COMPARAISON ENTRE LE DEPLACEMENT AU SOMMET POUR
LES DEUX MODELES. 175**

**TABLEAU VIII.14: COMPARAISON ENTRE LES EFFORTS INTERNES DES VOILES.
176**

**TABLEAU VIII.15: COMPARAISON ENTRE LES EFFORTS INTERNES DES
POUTRES. 177**

LISTE DES ABREVIATIONS

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher ; aire d'une section.
Acr : Acrotère.

A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section des armatures transversales ; section des armatures de confinement des éléments de rive de voile.
 A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.
 App : Appuis.
 a : Côté du poteau carré.
 b : Largeur de la poutre.
 b_0 : Largeur du noyau confiné de l'élément de rive de voile.
 bw : Épaisseur du voile.
 B : Aire d'une section de béton.
 $BAEL$: Béton Armé aux États Limites.
 Br : Section brute du béton.
 C : amortissement.
 C_d : Coefficient de pression dynamique.
 C_p : Facteur de force horizontale.
 C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
 DDL : Degré(s) de liberté.
 E : Module d'élasticité longitudinale (module de Young).
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 E_c : Étage courant.
 E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.
 E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée.
 e_{0x} : Distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant X.
 e_{0y} : Distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité suivant Y.
 ELU : État Limite Ultime.
 ELS : État Limite de Service.
 FC : Flexion composée.
 FPP : Fissuration peu préjudiciable.
 FP : Fissuration préjudiciable.
 FTP : Fissuration très préjudiciable.
 Fi : Effort horizontal revenant au niveau i.
 F_t : Force concentrée au sommet de la structure.
 f_{cj} : Résistance à la compression du béton à l'âge j jours.
 f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours.
 f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge j jours.
 f_{t28} : Résistance à la traction du béton à 28 jours.
 f_e : Limite élastique de l'acier.
 f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.
 f_{ed} : Valeur de calcul de la résistance du béton en compression.
 f_{su} : Contrainte ultime de l'acier.
 f_{bu} : Contrainte ultime du béton.
 f_{adm} : Flèche admissible.
 G : Charge permanente ; module de déformation transversale du béton ; coefficient granulaire.
 g : Largeur de marche.
 H : Hauteur totale du bâtiment.
 h : Épaisseur ou hauteur de la poutre.
 h_e : Hauteur d'étage.
 h_N : Hauteur mesurée de la base au dernier niveau.
 h_{cr} : Hauteur critique.
 I : Coefficient d'importance.

I : moment d'inertie.
 i_x, i_y : Rayons de giration.
 K : Rigidité.
 L : Portée.
 L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.
 L_x : Largeur du bâtiment ; petite portée d'un panneau de dalle.
 L_y : Longueur du bâtiment ; grande portée d'un panneau de dalle.
 l_x, l_y : Largeurs des décrochements en plan.
 l_1, l_2 : Dimensions des décrochements en plan.
 l_c : Longueur de l'élément de rive de voile.
 l_f : Longueur de flambement.
 l_w : Longueur du voile.
 l_s : Rayon de giration massique en plan.
 M_t : Moment en travée.
 M_{RD} : Résistance de calcul en flexion.
 M_{ED} : Moment fléchissant issu de l'analyse.
 NG : Effort normal dû aux charges permanentes.
 NQ : Effort normal dû aux charges d'exploitation.
 N_u : Effort normal ultime.
 P_q : Pondération retenue dans la détermination du coefficient QF.
 Q : Charge d'exploitation ; densité de charge répartie.
 QF : Facteur de qualité.
 R : coefficient de comportement de la structure.
 RDC : Rez-de-chaussée.
 RPA : Règlement Parasismique Algérien.
 r_x, r_y : Rayons de torsion suivant X et Y.
 S : Coefficient de site.
 $Sad/g(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période fondamentale T_0 .
 $Sagg/g$: Accélération spectrale élastique normalisée.
 T_0 : Période fondamentale de la structure.
 T_{calcul} : Période fondamentale obtenue par calcul.
 $T_{empirique}$: Période fondamentale obtenue par formule empirique.
 T_1, T_2, T_3 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
 V : Force sismique totale appliquée à la base.
 $\bar{V}$: Effort tranchant de calcul.
 V_u : Effort tranchant ultime à l'ELU.
 W : Poids sismique total du bâtiment.
 WGi : Poids dû aux charges permanentes et équipements fixes.
 WQi : Charges d'exploitation.
 z : Distance entre les centres de gravité des armatures confinées.
 α : Coefficient d'efficacité du confinement.
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
 δ_{ek} : Déplacement élastique ou déplacement horizontal au niveau k.
 Δk : Déplacement relatif entre les niveaux k et k-1.
 ϵ_y : Déformation correspondant à la limite élastique de l'acier.
 η : Coefficient de fissuration.
 θ : Coefficient dépendant de la durée d'application du chargement.
 λ : Élancement mécanique.
 $\mu\phi$: Coefficient de ductilité en courbure requis.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

νd : Effort normal réduit.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton.

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

φl : Diamètre des armatures longitudinales.

φt : Diamètre des armatures transversales.

χu : Position de l'axe neutre.

ωv : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âme.

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

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction

L'urbanisation croissante et le développement économique des grandes agglomérations ont entraîné une augmentation constante des besoins en infrastructures modernes et performantes. Devant la difficulté de trouver des terrains disponibles dans les centres urbains, bâtir en hauteur est aujourd'hui une solution indispensable pour une occupation rationnelle de l'espace tout en respectant les exigences fonctionnelles et architecturales des projets contemporains.

Le génie civil est au cœur de la conception et de la réalisation de ces ouvrages. Il fait appel à un ensemble de connaissances scientifiques et techniques destinées à assurer la stabilité, la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité des constructions. Une des missions essentielles de l'ingénieur est d'étudier le comportement des structures sous l'action des différentes sollicitations, qu'elles soient permanentes, d'exploitation ou accidentelles.

En Algérie, la prise en compte de l'action sismique revêt une importance particulière du fait de la forte activité tectonique qui caractérise plusieurs régions du pays. Les séismes constituent l'une des sollicitations les plus sévères que les structures puissent subir. La conception parasismique des bâtiments est donc une exigence fondamentale pour limiter les dommages matériels et préserver la sécurité des occupants. Dans ce contexte, le respect strict des prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) est une condition indispensable pour obtenir une réponse satisfaisante des ouvrages aux actions sismiques.

Le présent projet de fin d'études porte sur l'étude d'un immeuble de bureaux de grande hauteur situé au sein du quartier d'affaires de Bab Ezzouar à Alger. Cet ouvrage de onze étages et quatre niveaux de sous-sol est une infrastructure stratégique située dans une zone à forte activité économique et classée dans une zone de sismicité élevée.

En outre, des recherches récentes en génie parasismique ont montré que le comportement réel d'un ouvrage dépend non seulement de ses caractéristiques structurelles, mais aussi des propriétés mécaniques du sol sur lequel il est fondé. L'interaction sol-structure (ISS) est donc un phénomène important qui influence la réponse dynamique globale des bâtiments en modifiant leur rigidité, leurs périodes propres de vibration et la distribution des efforts sismiques. En tenant compte de cette interaction, on obtient une représentation plus réaliste du comportement de la structure sous l'action des sollicitations dynamiques et on contribue à une évaluation plus précise de sa sécurité et de ses performances.

INTRODUCTION GENERALE

L'objectif principal de ce travail est d'appliquer les connaissances acquises tout au long de notre cursus d'ingénieur pour concevoir et vérifier une structure en béton armé satisfaisant les exigences de résistance, de stabilité, de sécurité et de durabilité. Cette démarche comprend la présentation de l'ouvrage, le prédimensionnement des éléments structuraux, l'évaluation des charges, la modélisation numérique de la structure, l'analyse dynamique et sismique ainsi que le dimensionnement et la vérification des principaux éléments porteurs conformément aux règlements en vigueur.

Cette étude vise à souligner la nécessité d'une conception structurale rigoureuse, qui assure un comportement fiable de l'ouvrage durant toute sa durée de vie, tout en lui permettant de répondre convenablement aux sollicitations sismiques potentielles.

Notre étude suit un plan méthodologique structuré comme suit :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre III : Etude dynamique.

Chapitre IV : ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V : calcul des éléments secondaires.

Chapitre VI : l'étude de l'infrastructure.

Chapitre VII : Généralités sur l'interaction sol – structure

Chapitre VIII : Calcul de la réponse sismique avec la prise en compte de l'interaction sol-structure

Enfin cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelque perspective.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

Dans le cadre d'une analyse structurale détaillée d'un bâtiment, l'acquisition précise de ses caractéristiques générales constitue une étape préliminaire essentielle avant toute simulation numérique, calcul de dimensionnement ou analyse sismique. Cette phase préliminaire permet non seulement de déterminer la géométrie globale, le principal système porteur, les matériaux utilisés et les conditions d'implantation mais également d'apprécier les contraintes environnementales et les caractéristiques fonctionnelles.

Cette présentation permet de comprendre l'organisation globale de l'ouvrage et de définir les données de base nécessaires aux étapes ultérieures de l'étude.

I.2 Situation géographique et implantation

Le projet du quartier d'affaires de Bab Ezzouar s'inscrit parmi les opérations d'aménagement urbain les plus structurantes de la capitale. Situé dans une zone stratégique caractérisée par une forte dynamique économique et une excellente accessibilité, ce pôle urbain bénéficie notamment de sa proximité avec Aéroport international Houari Boumediene, l'un des principaux centres de mobilité du pays.

Ce projet d'envergure vise à créer un espace moderne et fonctionnel regroupant des immeubles de bureaux, des centres commerciaux, des hôtels, ainsi que des équipements de services et de loisirs.



Figure I.1: Quartier d'affaires en maquette 3D.

Notre recherche se concentre sur **l'ensemble de bureaux de Sonatrach**, situé au cœur du quartier d'affaires de Bab Ezzouar. Cet ouvrage constitue l'un des éléments structurants de ce pôle urbain moderne, qui regroupe de nombreux aménagements à vocation économique et tertiaire.

Ce complexe de bureaux, qui s'intègre dans la dynamique globale du quartier, constitue un élément clé tant en termes d'architecture que de fonction et d'économie. L'étude de cette structure facilitera une meilleure compréhension de sa conception, de son intégration dans le paysage urbain et de son impact sur l'expansion et l'attractivité du quartier commercial.

I.2.1 Localisation de l'ouvrage

L'ensemble de bureaux SH est implanté au sein du quartier d'affaires de Bab Ezzouar, à l'est de la ville d'Alger. Il a été réalisé par le BET BEREPA et l'entreprise de réalisation GCB. L'immeuble est classé comme étant un bâtiment de grande hauteur IGH à usage de bureaux construit en béton armé.

Il se situe dans un secteur urbain stratégique caractérisé par une forte concentration d'activités tertiaires, administratives et économiques, bénéficiant d'une accessibilité importante grâce aux grands axes routiers et à la proximité de l'Aéroport international Houari Boumediene.

Le site est entouré de plusieurs infrastructures majeures qui renforcent son importance fonctionnelle, notamment l'Hôtel Mercure Alger Aéroport, ainsi que la Banque Extérieure d'Algérie (BEA). L'environnement immédiat comprend également le Centre Commercial Bab Ezzouar, pôle commercial majeur, ainsi que plusieurs immeubles de bureaux, services et équipements urbains structurants caractéristiques d'un tissu fortement tertiairisé.



Figure I.2: Localisation de l'ensemble de bureaux SH.

Cette localisation privilégiée, au cœur d'un quartier d'affaires en plein développement, confère à l'ensemble de bureaux une forte attractivité et renforce son rôle en tant qu'équipement administratif et économique structurant.

I.3 Présentation générale du projet

Sur le plan architectural et structurel, l'immeuble est une construction en R+11+4s-sol d'un bâtiment à usage de bureaux. Les sous-sols destinés principalement aux espaces techniques, aux parkings et aux locaux de service.

La configuration géométrique du bâtiment présente une particularité notable : à partir du 1^{er} étage, la structure adopte une forme en « L », traduisant un choix architectural visant à optimiser l'occupation du terrain, l'organisation fonctionnelle des espaces et l'intégration de l'ouvrage dans son environnement urbain.

I.3.1 Organisation générale de l'ouvrage

a) Infrastructure

L'infrastructure du bâtiment est constituée de quatre niveaux de sous-sol. Elle regroupe principalement les espaces de stationnement ainsi que les locaux techniques nécessaires au fonctionnement et à la sécurité de l'ouvrage.

- Les sous-sols sont aménagés en parkings, pouvant accueillir environ 40 véhicules par niveau, réservés aux usagers du bâtiment.
- Ils intègrent également les locaux techniques principaux, notamment :
 - Deux bâches à eau servant au stockage,
 - Les installations de pompage incendie,
 - Le système d'alimentation en eau potable,
 - Ainsi que divers locaux techniques liés à l'exploitation, à la maintenance et aux équipements du bâtiment.

b) Superstructure

La superstructure, d'une hauteur d'environ **50 m**, regroupe les espaces fonctionnels, administratifs et de services, organisés verticalement selon leur usage.

- **Le RDC** est consacré à la réception et aux services partagés. Il comporte :
 - Deux entrées séparées (pour les visiteurs et la direction),
 - Un hall d'accueil principal avec réception,
 - Deux salles de conférence,
 - Une salle de restauration d'une capacité de 240 places avec cuisine et réfectoire,
 - Une zone de dépôt de marchandises ainsi que des locaux techniques de service.
- **Le premier niveau** est destiné aux activités administratives et de formation. Il abrite des bureaux, une salle de documentation, une cafétéria ainsi que des salles pour les séminaires.
- **Du 2^e au 10^e étage**, les niveaux sont identiques et destinés aux bureaux du personnel, organisés sous forme de plateaux fonctionnels répétitifs permettant une exploitation rationnelle des espaces.
- **Le 11^e étage** constitue le niveau de direction générale. Il comprend le bureau du Directeur Général, deux salles de réunion, un open space administratif.
- Terrasse inaccessible.



Figure I.3: Vue générale de l'ensemble de bureaux SH, Bab Ezzouar, Alger.

I.4 Caractéristiques géométriques de la structure

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de la structure étudiée.

Partie	Niveau	Hauteur (m)
Infrastructure	2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} sous-sol	2.89
	1 ^{er} sous-sol	3.4
Superstructure	RDC, 1 ^{er} étage	4.25
	Etage courant	3.74
	Terrasse	2.59

- La hauteur totale avec sous-sol : 60,56 m.
- Longueur totale 56 m.
- Largeur totale 44 m.

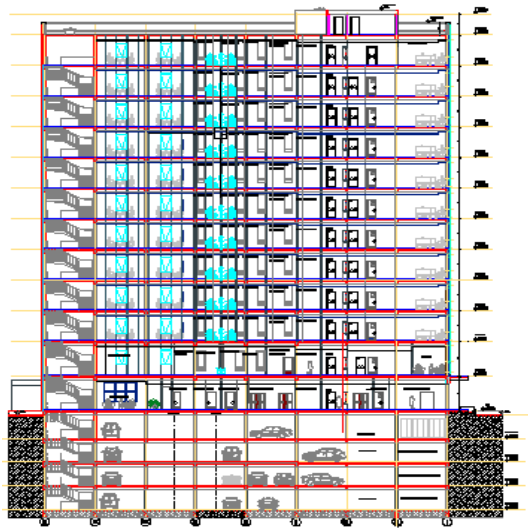


Figure I.4: Vue en élévation du projet.

I.5 Classification de l'ouvrage

I.5.1 Classification du site

Selon le rapport géotechnique préparé pour l'étude du projet, le site d'implantation montre une stratification notable, ce qui indique une hétérogénéité de la composition du sol en profondeur. L'analyse des sondages effectués sur site a révélé l'existence de la superposition des couches suivantes :

- Couche superficielle : remblai (≈ 0 à 1.8 m),
- Ensuite : argiles limoneuses sableuses et graveleuses,
- En profondeur : marnes compactes (jusqu'à 60 m),
- Présence de sables et grès entre 34 m et 48 m.

D'après les conclusions du rapport géotechnique et en accord avec la classification du RPA 2024, le lieu est catégorisé comme **S3**, ce qui signifie **un sol meuble**.

I.5.2 Classification de l'ouvrage en fonction de la zone sismique

Selon la carte des zones sismiques, l'Algérie est répartie en sept (07) régions de sismicité ascendante.

D'après l'article 3.1 Annexe A de RPA2024 : le projet se trouve dans la wilaya d'Alger, qui est classée en **zone VI « sismicité élevée »**.

I.5.3 Classifications selon le groupe d'importance de l'ouvrage

Les bâtiments sont classés en groupes d'importance selon leur fonction et leur rôle, afin de définir les exigences de sécurité et de conception adaptées.

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

I.6 Propriétés mécaniques des matériaux

I.6.1 Béton

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

- **Résistances caractéristiques du béton** : pour les éléments horizontaux et verticaux

Tableau I.2: Résistance du béton.

Résistance du béton	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
Valeur	35	2.7

- **Module de déformation longitudinale**

a) **Instantané (E_{ij})** :

$$E_{ij} = 11\,000 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour une résistance à 28 jours (f_{c28}), cela donne : $E_{i28} = 35981.730$ MPa.

b) **Différé (E_{vj})** :

$$E_{vj} = 3\,700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Ou, selon certaines normes, $E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij}$

Donnant $E_v = 12102.945$ MPa.

- **Coefficient de Poisson (ν)**

$\nu = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de service (ELS)

$\nu = 0$ Pour les états limites ultimes (ELU)

- **Contraintes limites**

a) À l'état limite ultime (ELU)

La résistance ultime du béton face à la compression se calcule par :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

- γ_b : coefficient de sécurité partiel du béton, pris égal à 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,2 pour les combinaisons accidentelles.

- θ : coefficient tenant compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ Si durée > 24 h
- $\theta = 0,9$ Si $1 \text{ h} \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0,85$ Si durée < 1 h

D'où pour les cas courants $f_{bu} = 0,85 * \frac{35}{1.5} = 19.38 \text{ MPa}$

Et pour les cas accidentelles $f_{bu} = 0,85 * \frac{35}{1.15} = 25.86 \text{ MPa}$

Selon RPA 2024 $f_{bu} = 0,85 * \frac{35}{1.2} = 24.79 \text{ MPa}$

b) À l'état limite de service (ELS)

La contrainte maximale à la compression vis-à-vis de la durabilité est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

D'où

$$\sigma_{bc} = 0,6 * 35 = 21 \text{ MPa}$$

Tableau I.3: Contraintes limites du béton.

Etat limite	ELU cas Courants	ELU cas Accidentelles	ELU RPA 2024	ELS	
Contrainte limites du béton en MPa	19.38	25.86	24.79	21	

Contrainte de cisaillement

- Situation durable :

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 3.5MPa$.

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 4.0MPa$.

- Situation accidentelle :

$\tau_u = \min(0.17f_{c28}; 4MPa) = 4.00MPa$.

I.6.2 Acier

L'acier d'armature complète le béton en reprenant les efforts de traction, ce qui améliore la résistance, la ductilité et la stabilité des éléments en béton armé. Il joue un rôle essentiel dans la limitation de la fissuration et la sécurité de la structure. Ses propriétés mécaniques sont choisies conformément aux normes en vigueur pour assurer la durabilité et la performance de l'ouvrage.

- **Résistance caractéristique de l'acier**

Pour notre projet, nous avons sélectionné un acier de haute adhérence portant la nuance

Fe E 500.

La limite d'élasticité garantie : **$f_e = 500 MPa$**

- **Module de Young de l'acier :** $E_s = 200\,000 MPa$.

- **Contraintes limites**

- Contraintes limites à L'ELU**

$$\text{Pour } \epsilon_s > \epsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

γ_s : Coefficient de sécurité tel que $\gamma_s=1.15$ Situation durable et $\gamma_s=1$ Situation accidentelle,

ϵ_s : déformation unitaire de l'acier,

ϵ_{es} : limite de la déformation élastique.

- **Contraintes limites à L'ELS**

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

- Cas où la fissuration est considérée comme peu nuisible : pas de limitation de contraintes.

- Cas où la fissuration est préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$

- Cas où la fissuration est très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 88 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right\}$

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

✓ Dans le cadre de la présente étude, la fissuration est jugée **préjudiciable**.

Tableau I.4: Contraintes limites de l'acier.

Etat limite	ELU		ELS
Contraintes limites	Situation durable (MPa) $\gamma_s=1.15$	Situation accidentelle et RPA 2024 (MPa) $\gamma_s=1.00$	Fissuration préjudiciable (MPa)
	434.78	500	250

I.7 Règlements et unités

Les règlements utilisés dans notre étude sont :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA.93**).
- Béton armé aux états limites (**BAEL91**).
- Calcul des structures en béton (**EC2**).
- Calcul et le dimensionnement des structures en zone sismique (**EC8**).

- Règles parasismiques algériennes (**RPA2024**).

Les unités utilisées dans cette notre étude sont les suivantes :

- Mètre (m) pour les dimensions des éléments.
- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h, b, d, c, etc....).
- Kilo Newton (KN) pour les charges appliquées (G, Q, S, etc....).
- Kilo Newton- Mètre (KN.m) pour les moments.
- Centimètre Carré (cm²) pour les sections d'acier.

I.8 Conclusion

La présentation de l'ouvrage étudié a permis de mettre en évidence ses principales caractéristiques architecturales, structurelles, géométriques et géotechniques, tout en précisant son environnement d'implantation ainsi que les matériaux et règlements de calcul retenus. Cette étape est une base essentielle à la compréhension du comportement global de la structure et à l'élaboration des différentes phases de l'étude.

Les données ainsi collectées serviront de base aux analyses et contrôles ultérieurs, notamment pour l'évaluation des charges, la modélisation numérique et le dimensionnement des éléments porteurs. Ce chapitre a permis de présenter l'ouvrage et de définir les données de base nécessaires aux étapes suivantes.

CHAPITRE II :

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES

ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux constitue une étape fondamentale dans le processus de conception d'un ouvrage. Il permet d'estimer de manière préliminaire les dimensions des différents éléments porteurs — poutres, poteaux, voiles et dalles — afin d'assurer la stabilité, la résistance et la fonctionnalité de la structure, tout en respectant les exigences réglementaires en vigueur.

Cette phase repose sur des hypothèses simplificatrices et des méthodes approchées issues des règles de calcul et des retours d'expérience. Elle vise à obtenir des sections initiales cohérentes qui serviront de base aux vérifications détaillées ultérieures, notamment sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et des actions accidentelles telles que les séismes.

Dans le contexte de la réglementation parasismique algérienne, notamment le RPA 2024, le prédimensionnement revêt une importance particulière, car il conditionne le comportement global de la structure face aux sollicitations sismiques. Un prédimensionnement adéquat permet ainsi d'optimiser la sécurité, la performance et l'économie du projet.

Ce chapitre présente les principes généraux du prédimensionnement ainsi que les critères adoptés pour chaque type d'élément structural, en tenant compte des caractéristiques mécaniques des matériaux et des conditions spécifiques du projet étudié.

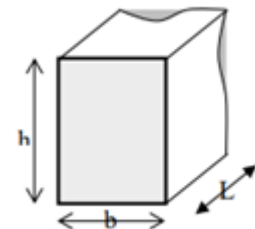
II.2 Prédimensionnement des éléments structuraux

II.2.1 Prédimensionnement des poutres

Le prédimensionnement des poutres est une phase cruciale dans la conception structurale, visant à définir des dimensions approximatives initiales pour garantir la résistance, la rigidité et la stabilité de l'ouvrage avant d'effectuer les calculs précis.

D'après le BAEL91/99 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$



Où :

b : désigne la largeur de la poutre,

h : désigne l'épaisseur de la poutre,

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

Ce prédimensionnement des poutres doit respecter les conditions exigées par le RPA 2024 selon l'article 7.5.1 :

$$\begin{cases} b \geq 25cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4.00 \end{cases}$$

II.2.1.1 Prédimensionnement et vérification des poutres

✓ Dans le sens X-X dont la portée maximale est de 5.8m.

$$\begin{cases} \frac{580}{15} \leq h \leq \frac{580}{10} & \text{Alors } 38.67cm \leq h \leq 58cm : \text{On prend } \mathbf{h = 50 cm} \\ 0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 & \text{Alors } 15 cm \leq b \leq 35cm : \text{On prend } \mathbf{b = 30cm} \end{cases}$$

- **Vérification des spécifications pour les poutres selon RPA2024**

$$\begin{cases} b \geq 25cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.67 \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

✓ Dans le sens Y-Y dont la portée maximale est de 5.2m.

$$\begin{cases} \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} & \text{Alors } 34.67cm \leq h \leq 52cm : \text{On prend } \mathbf{h = 50 cm} \\ 0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 & \text{Alors } 15 cm \leq b \leq 35cm : \text{On prend } \mathbf{b = 35cm} \end{cases}$$

- **Vérification des spécifications pour les poutres selon RPA2024**

$$\begin{cases} b \geq 25cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30cm & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.45 \leq 4.00 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

II.2.2 Evaluation des charges et surcharges

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant d'un élément porteur de la structure depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Cette étape sera réalisée selon DTR B.C.2.2 et Eurocode2.

II.2.2.1 Plancher terrasse

Tableau II.1 : Descente de charges terrasses inaccessible.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Membrane d'étanchéité SBS	-	-	0.05
02	Forme de pente	11	22	2.20
03	Film Polyane	-	-	0.05
04	Isolation thermique	4	4	0.05
05	Pare vapeur	-	-	0.05
06	Dalle	15	25	3.75
07	Plaque au plâtre sous plafond	2	10	0.20
				G=6.35 Q=1.00

II.2.2.2 Plancher étage courant

Tableau II.2 : Descente de charges étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Granit	2	30	0.60
02	Mortier de ciment	2	20	0.40
03	Chape de correction	2	20	0.40
04	Isolation phonique	-	-	0.05
05	Cloisons en plaque au plâtre	-	-	0.50
06	Dalle	15	25	3.75
07	Plaque au plâtre sous plafond	2	10	0.20
				G=5.90

Q=2.50

II.2.2.3 Plancher RDC

Tableau II.3 : Descente de charges RDC.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Granit	2	30	0.60
02	Mortier de ciment	2	20	0.40
03	Chape de correction	2	20	0.40
04	Isolation phonique	-	-	0.05
05	Cloisons en plaque au plâtre	-	-	0.50
06	Dalle	20	25	5
07	Plaque au plâtre sous plafond	2	10	0.20
				G=6,95

- Charge d'exploitation**

Q = 3,5 KN/m² pour la salle de restauration.

Q = 4,0 KN/m² pour la salle de séminaires + bibliothèque.

Q = 2,5 KN/m² pour la salle de réunion avec table + hall de réception.

II.2.2.4 Plancher parking

Tableau II.4 : Descente de charges étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Dalle pleine	20	25	5
02	Chape de correction	5	20	1
03	Résine anti usure	-	-	0.05
				G=6.05
				Q=2.5

II.2.2.5 Charges supplémentaires appliquées sur les poutres périphériques

Mur extérieur (double cloison + mur rideaux) : **2,20 KN/m²**

Élément de façade en BFUP : **1,20 KN/m²**

Élément de façade en granite : **0,70 KN/m²**

II.2.3 Prédimensionnements des voiles

Le prédimensionnement des voiles est régi par l'article 7.7.1 du RPA 2024.

Ces éléments structuraux jouent un double rôle :

- Assurer le contreventement du bâtiment en reprenant les actions horizontales, notamment celles dues au séisme et au vent ;
- Transmettre les charges verticales vers les fondations.

Sont définis comme voiles les éléments de contreventement qui respectent la condition suivante : $l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m)$

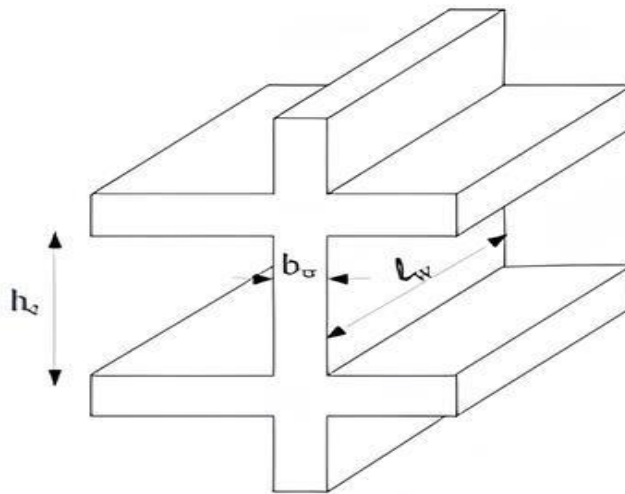


Figure II.1 : Coupe de voile en élévation.

Avec :

L_w : Longueur du voile ;

b_w : L'épaisseur minimale doit respecter la condition suivante : **$b_w \geq \max(15cm, \frac{h_e}{20})$**

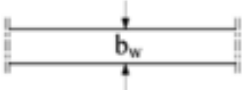
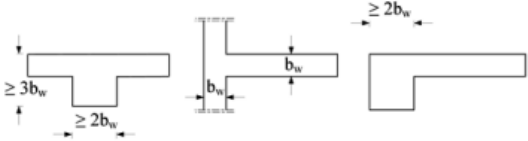
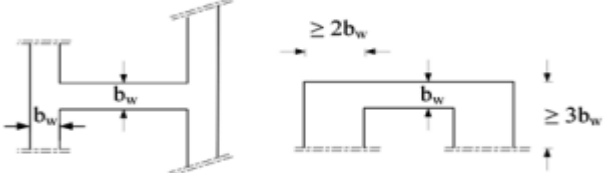
CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Conformément aux prescriptions du RPA 2024, et en complément des résultats issus des calculs de dimensionnement ou des vérifications réglementaires, l'épaisseur des voiles doit également être déterminée en tenant compte des exigences de stabilité de forme (notamment vis-à-vis du risque de flambement). Ainsi, le RPA précise que cette épaisseur dépend de la hauteur libre d'étage ainsi que des conditions de rigidité et de liaison aux extrémités.

La structure adoptée est une structure **contreventée par voiles**. Le système de contreventement est assuré, d'une part, par un noyau central constitué de voiles, et d'autre part, par **des voiles périphériques**.

Ainsi, les voiles présentent différentes configurations géométriques. Il est donc nécessaire de se référer aux formes types, résumées dans le tableau suivant.

Tableau II.10 : Coupe des voiles en plan et conditions de rigidité aux extrémités.

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

- **Prédimensionnement des voiles de contreventement**

$h_e = 3.29$ m pour l'étage courant

$$b_w \geq \max\left(\frac{3.29}{20}; 0.15\right) = 0.164m$$

Donc on adopte : **$b_w = 30$ cm.**

-Vérification de la condition de la longueur

$$lw \geq \max\left(\frac{he}{3}, 4bw, 1m\right)$$

$$lw \geq \max\left(\frac{3.29}{3}, 4 * 0.2, 1m\right) = 1.2m$$

On choisit donc une longueur : $lw = 1.5m$

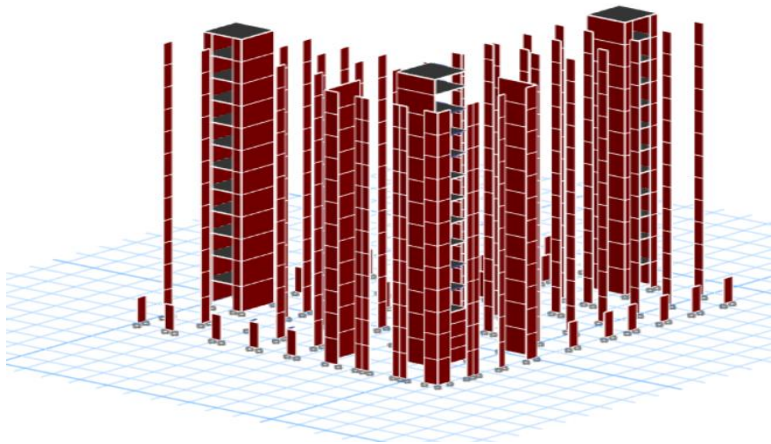


Figure II.2: Voiles de contreventement.

- **Prédimensionnement des voiles périphériques**

Le voile périphérique, qui se distingue par l'absence d'about, entoure la base de la structure et remplit un double rôle. Il sert tout d'abord de mur de soutènement pour les sous-sols, en résistant aux poussées exercées par les terres environnantes.

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

-Épaisseur $\geq 15cm$.

-Pour un voile sans abouts, l'épaisseur doit satisfaire la condition :

$$bw \geq \max\left(15cm, \frac{he}{20}\right)$$

On a $he = 2.95 m$ pour le premier sous-sol.

$$bw \geq \max\left(\frac{2.95}{20}; 0.15\right) = 0.15m$$

On adopte **bw = 30 cm.**

Cette épaisseur est supérieure à 15 cm donc c'est vérifié.

II.2.4 Prédimensionnement des planchers

Le prédimensionnement des planchers constitue une étape préliminaire est essentielle dans la conception structurale. Il vise à estimer les dimensions et l'épaisseur du plancher afin d'assurer sa capacité à reprendre les charges permanentes et d'exploitation.

Cette démarche ne se limite pas à la vérification de la résistance mécanique, mais intègre également les conditions de sécurité aux états limites, les exigences d'isolation acoustique, ainsi que la prise en compte des contraintes indues (retrait, fluage, effets différés). Enfin, une attention particulière est accordée à la limitation des flèches, afin de garantir la rigidité, le confort des usagers et la durabilité de l'ouvrage.

II.2.4.1 Epaisseur de la dalle

L'épaisseur du plancher est déterminée en fonction de ces trois exigences fondamentales, afin d'assurer simultanément la résistance mécanique, la rigidité nécessaire et le respect des critères de service.

1) Condition de résistance au feu (CBA 93) :

- $e = 7\text{cm}$ pour une résistance de 1h au feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour une résistance de 2h au feu.
- $e = 15\text{ cm}$ pour 3 heures de coupe-feu (sous-sol).
- $e = 17\text{cm}$ pour une résistance de 4h au feu (sous-sol).

2) Conditions d'isolation acoustique :

Le CBA 93 recommande une épaisseur minimale de 13 cm afin d'assurer une isolation phonique satisfaisante.

✓ La condition de rigidité :

Selon le BAEL, l'épaisseur assurant une résistance adéquate à la flexion d'une dalle pleine est fonction de deux paramètres principaux :

- Sa portée L .

- Ses conditions d'appuis.

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

Avec :

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

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

Tel que :

- $\frac{Lx}{Ly} > 0.4$ Dalle portant dans 2 directions (sur 3 ou 4 cotés).
 - En continuité dans 2 directions(hyperstatique) : $\frac{Lx}{40} < e < \frac{Lx}{30}$
 - continuité dans 1 direction(hyperstatique) : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$
 - Pas de continuité (isolée/isostatique) : $\frac{Lx}{30} < e < \frac{Lx}{25}$
- $\frac{Lx}{Ly} < 0.4$ Dalle portant dans 1 direction (sur 2 cotés)
 - continuité dans 1 direction(hyperstatique) : $\frac{Lx}{30} < e < \frac{Lx}{25}$
 - Pas de continuité (isolée/isostatique) : $\frac{Lx}{25} < e < \frac{Lx}{20}$
- $0.4 < \frac{Lx}{Ly} < 1$ la dalle porte sur deux sens $e = \frac{Lx}{40}$

✓ Application numérique sur le panneau de la dalle le plus chargé :

Le panneau de la dalle le plus chargé est celui qui est entre 6 - 7 et I - H.

$$\rho = \frac{520}{580} = 0.9 \quad \text{D'où} \quad 0.40 \leq \rho = 0.9 \leq 1 \quad \text{Donc la dalle porte dans deux sens.}$$

$$e_{dalle} = \frac{Lx}{40} = \frac{520}{40} = 13cm$$

Épaisseur choisit :

- **e=15 cm** pour les étages courants.
- **e=20 cm** pour les sous-sols.
- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e=15cm \geq 11 \text{ cm}$ (**vérifiée**).

- Vérification des conditions de sécurité contre l'incendie : $e=20\text{ cm} \geq 17\text{ cm}$ (**vérifiée pour le sous-sol**).
- Vérification de l'isolation acoustique : $e=15\text{ cm} > 13\text{ cm}$ (**vérifiée**).

II.2.5 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments structuraux ils consistent en une succession régulière de marches inclinées formées de plans horizontaux et assurant une circulation verticale en toute sécurité. Elles sont conçues selon des règles de dimensionnement précises pour assurer le confort des usagers. Dans notre cas, l'ouvrage comprend un seul type d'escalier qui est constitué de deux volées identiques séparées par un palier de repos. Cela permet de limiter l'étude à une seule volée. Pour assurer un confort optimal de circulation, la condition de Blondel doit être vérifiée :

$$59\text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 65\text{ cm}$$

Avec :

g : le giron qu'est la longueur de la marche ;

h : la hauteur du contre marche ;

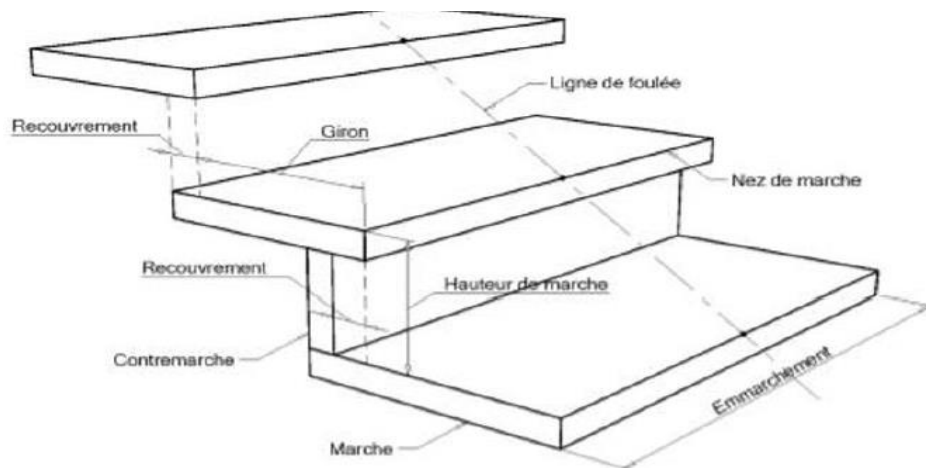


Figure II.3 : Coupe d'escalier en élévation.

II.2.5.1 Prédimensionnement

Étant donné que les hauteurs d'étage varient, le dimensionnement est effectué en se basant sur la hauteur la plus courante afin de garantir un confort et une homogénéité dans l'ensemble du bâtiment.

Chaque escalier étant composé de deux volées identiques, la hauteur d'une volée est donc :

$$h_{\text{volée}} = \frac{h_{\text{étage}}}{2} = \frac{3,74}{2} = 1.87 \text{ m}$$

En adoptant une hauteur de contremarche $h = 16 \text{ cm}$, valeur usuelle pour un bâtiment à usage de bureaux, le nombre de contremarches est donné par :

$$n = \frac{h_{\text{volée}}}{h} = \frac{187}{16} = 12 \text{ contremarches}$$

Le nombre de marches correspond alors à :

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

Le giron est déterminé à partir de la formule de Blondel :

$$58 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

En adoptant $h = 16 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$, on obtient :

$$58 \text{ cm} < g + 2h = 30 + 2 \times 16 = 63 \text{ cm} < 64 \text{ cm}$$

La condition de Blondel est donc vérifiée, ce qui garantit un confort satisfaisant pour l'escalier.

- **Épaisseur de la dalle de paillasse**

L'épaisseur de la paillasse est déterminée en fonction de la portée de l'escalier, en respectant

la condition : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25}$

L'angle d'inclinaison de l'escalier est obtenu à partir de :

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0.53 \Rightarrow \alpha \approx 26.92^\circ$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

La portée totale développée est alors : $L = \frac{L_v}{\cos(\alpha)} + L_p$

Avec :

L_v : est la longueur de la volée ;

L_p : est La longueur du palier.

$$L_v = m \times g = 11 \times 0.3 = 3.30 \text{ m (m : nombre de marches horizontales)}$$

$$L_p = L - L_v = 5,5 - 3.30 = 2.2 \text{ m}$$

La portée totale développée est alors :

$$L = \frac{L_v}{\cos(\alpha)} + L_p = \frac{3.3}{\cos(26.92^\circ)} + 2.2 \approx 5.90 \text{ m}$$

Ainsi, l'épaisseur de la paillasse vérifie :

$$\frac{5,90}{30} \leq e \leq \frac{5,90}{25} \Rightarrow 19,6 \text{ cm} \leq e \leq 23,60 \text{ cm}$$

On adopte donc : $e = 20 \text{ cm}$

II.2.5.2 Descente de charge de palier d'escalier

Tableau II.11 : Descente de charges de palier d'escalier.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Poids propre de palier	20	25	5
02	Lit de sable	3	18	0.51
03	Chape	2	20	0.4
04	Enduit de ciment	2	18	0.36
05	Marbre	2	28	0.56
				G=6.83 Q=2.50

II.2.5.3 Descente de charge de la volée d'escalier

Tableau II.12 : Descente de charges de volée d'escalier.

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Poids propre de paillasse	20	25	5
02	Pois propre de la marche	16/2	22	1.76
03	Chape	2	20	0.4
04	Enduit de ciment	2	18	0.36
05	Marbre	2	28	0.56
				G=8.08
				Q=2.50

II.2.6 Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale, Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité ;
- Servant comme garde-corps ;
- Entretient des façades.

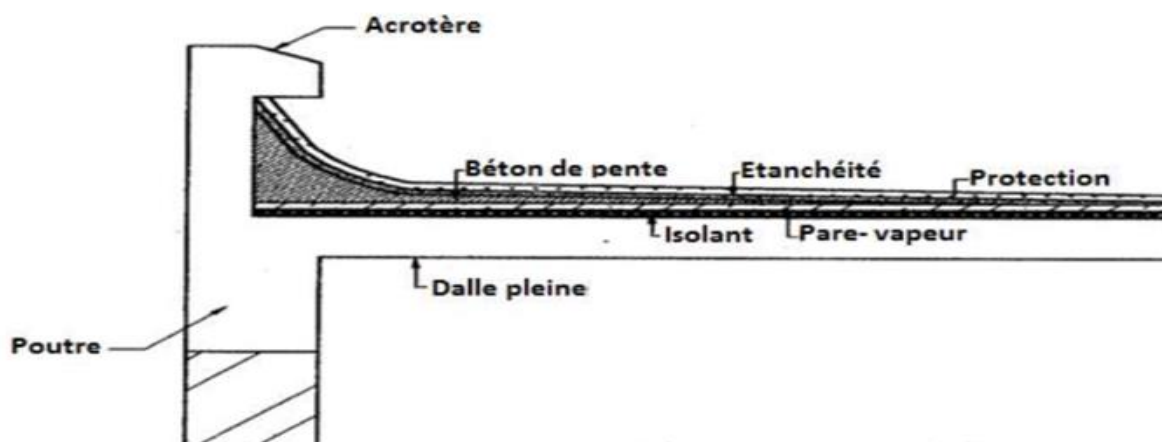


Figure II.4 : Schéma représentatif de l'acrotère.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur $H = 60$ cm.
- Largeur $b = 100$ cm.
- Epaisseur $e = 10$ cm.

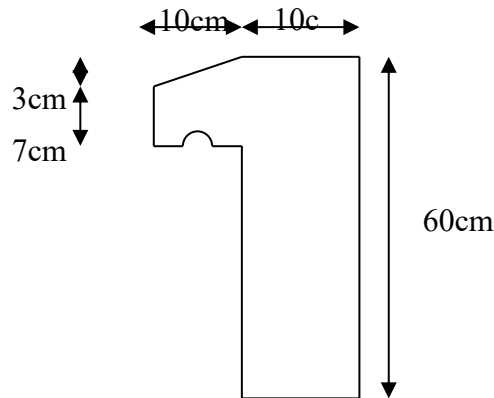


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.

II.3 Conclusion

Le prédimensionnement des éléments principaux de l'ossature constitue une étape essentielle dans la conception d'un bâtiment. Le respect des normes offre à l'ingénieur concepteur une marge de sécurité, tout en lui permettant d'optimiser l'équilibre entre coût de réalisation et sécurité d'usage.

L'application des normes CBA93, BAEL et RPA 2024 dans le processus de prédimensionnement a permis de définir les dimensions initiales des éléments structuraux en tenant compte des critères de résistance, de stabilité et de durabilité. Ces standards fournissent des directives précises et des méthodes de calcul fiables pour assurer la sécurité des ouvrages.

En particulier, le RPA 2024, règlement parasismique, apporte des critères de sécurité spécifiques, adaptés aux caractéristiques géographiques et sismiques de la région étudiée. Les vérifications selon le RPA 2024 ont ainsi permis de garantir que la structure satisfait aux exigences minimales de résistant.

CHAPITRE III :

ETUDE DYNAMIQUE

III.1 Introduction

L'analyse dynamique représente une phase cruciale dans la conception des structures exposées aux forces sismiques. Les séismes, résultant d'une libération brusque de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre, provoquent des vibrations du sol pouvant entraîner des dommages importants aux constructions et des pertes humaines. Pour réduire ces dangers, les ingénieurs se basent sur des normes parasismiques qui établissent les principes de conception et de dimensionnement des constructions.

Le RPA, ou règlement parasismique algérien, mis en place en 1981 suite au tremblement de terre d'El Asnam de 1980, est considéré comme la norme pour la conception parasismique en Algérie. La version la plus récente, le RPA 2024, lancée en janvier 2025, a pour but d'assurer des structures plus stables et ductiles qui ont la capacité de dissiper l'énergie sismique.

L'étude dynamique permet de déterminer le comportement vibratoire propre d'une structure à travers l'identification des modes de vibration, des pulsations propres et des masses participantes. Elle repose essentiellement sur la création de matrices de masse et de rigidité, basées sur les théories de Bernoulli ou de Timoshenko en fonction de la considération des effets de cisaillement.

III.2 Objectif de l'étude dynamique de la structure

L'étude dynamique vise principalement à examiner comment la structure réagit aux sollicitations sismiques afin d'assurer sa stabilité, sa sécurité et ses performances. Compte tenu de la complexité du comportement des structures, l'évaluation est effectuée en utilisant un modèle simplifié qui permet d'illustrer de façon fiable la réaction globale de la structure.

L'analyse dynamique cherche aussi à mesurer les impacts des forces d'inertie créées par les accélérations sismiques sur la structure, Ces résultats servent à contrôler la stabilité générale de la structure et sa conformité aux exigences du règlement parasismique.

Cette analyse est généralement effectuée en modélisant la structure avec un logiciel d'éléments finis, ce qui permet de simuler le comportement tridimensionnel des éléments porteurs et de fournir une estimation précise de la réponse dynamique. Les résultats obtenus sont donc utilisés comme fondement pour le calcul parasismique des composants structurels et pour l'appréciation de la performance générale de la structure lors des vibrations sismiques.

III.3 Modélisation de la structure

L'analyse numérique d'une structure s'appuie sur la technique des éléments finis, qui vise à modéliser mathématiquement les composants porteurs d'une construction (poutres, poteaux, voiles et dalles) pour évaluer son comportement face aux charges statiques et dynamiques. Dans cette étude, l'analyse et la modélisation ont été effectuées avec le logiciel CSI-ETABS, qui est spécialisé dans le calcul des structures de bâtiments.

Le modèle en 3D ne prend en compte que les composantes structurelles majeures, alors que les éléments non portants sont introduits comme des charges appliquées. On suppose une rigidité infinie des planchers dans leur plan, garantissant ainsi une distribution adéquate des forces horizontales. De plus, la structure est envisagée comme étant fixée à la base pour refléter fidèlement les conditions de support au niveau des fondations.

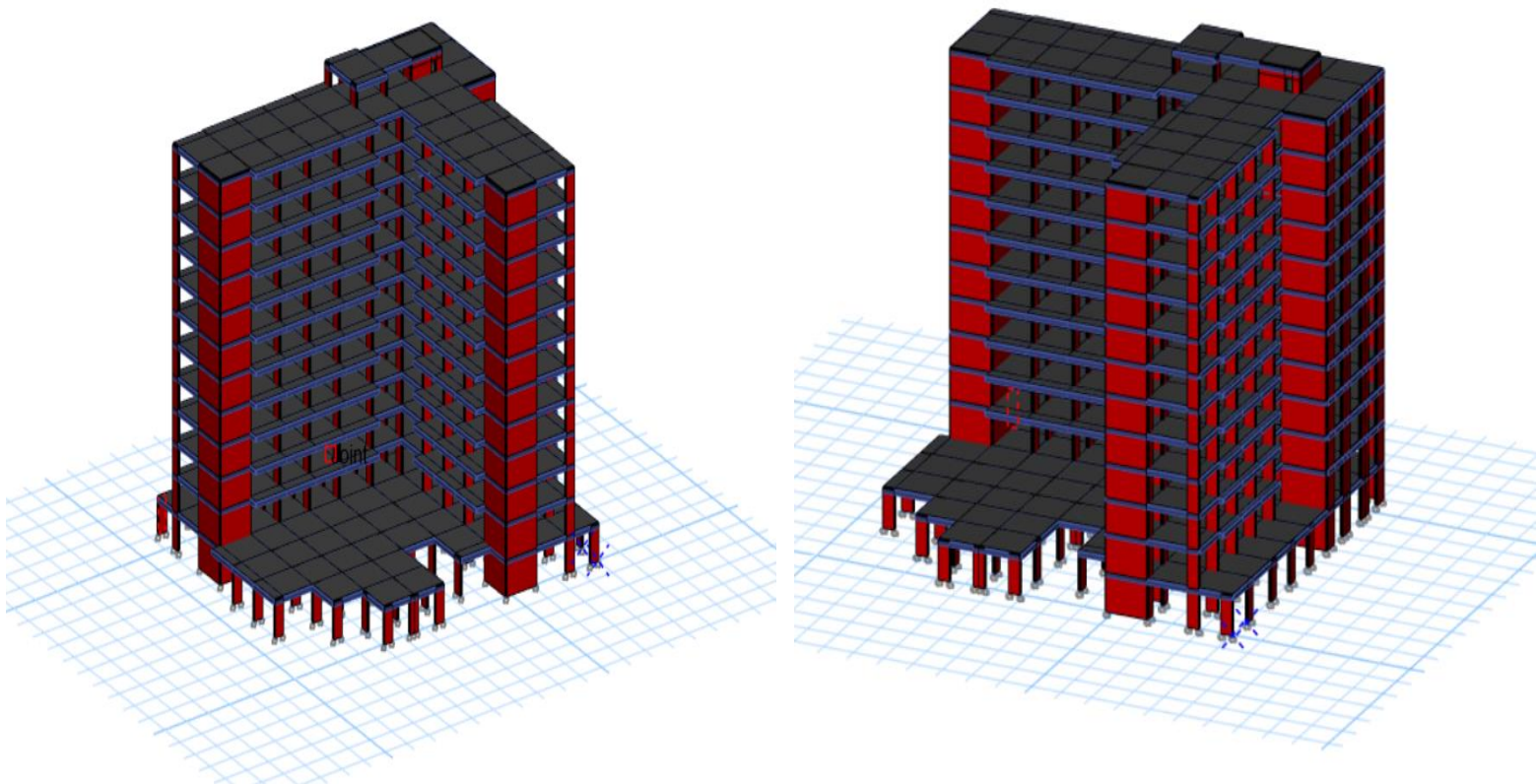


Figure III.1: Vue en 3D du modèle numérique de la structure.

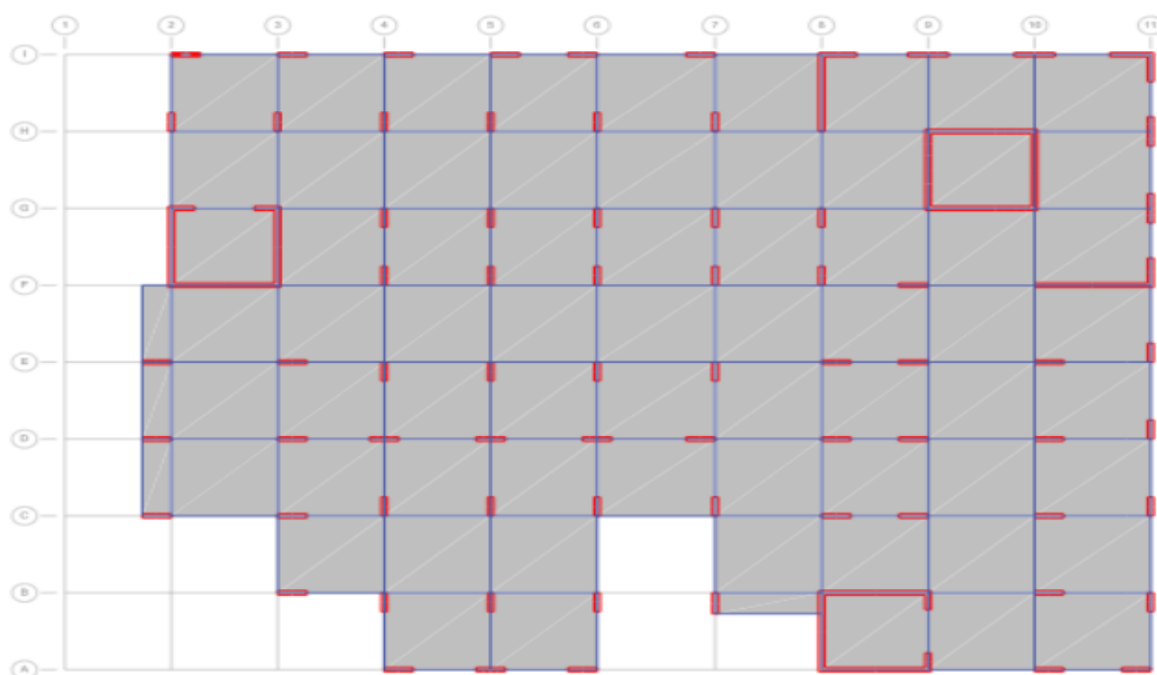


Figure III.2: Vue en plan de RDC.

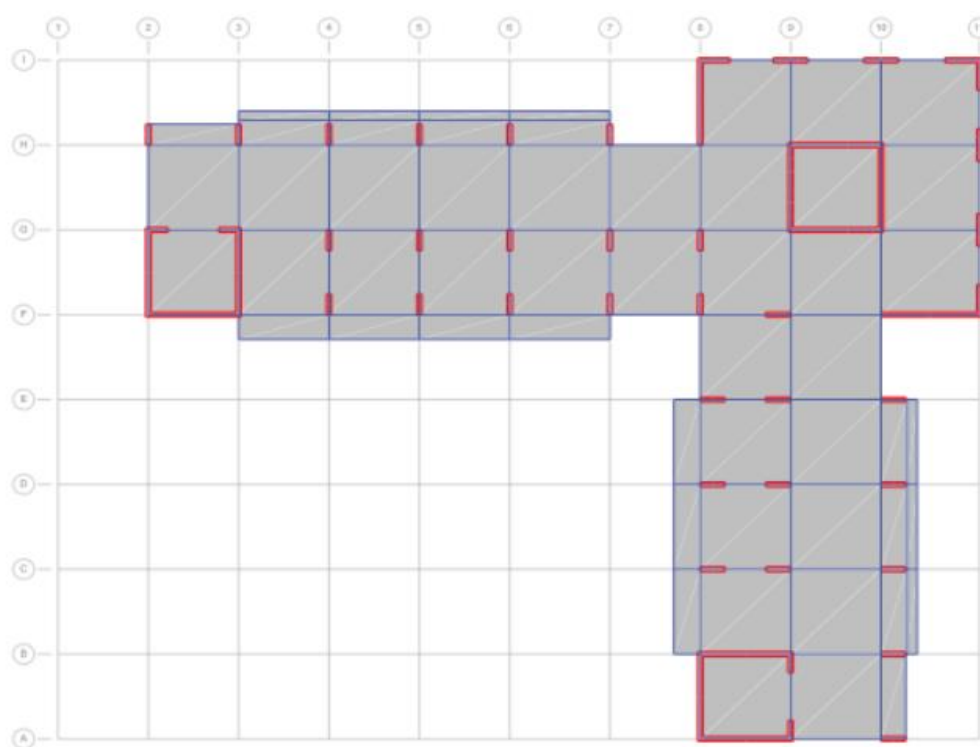


Figure III.3 : Vue en plan de 1^{er} et 10^{ème} étage.

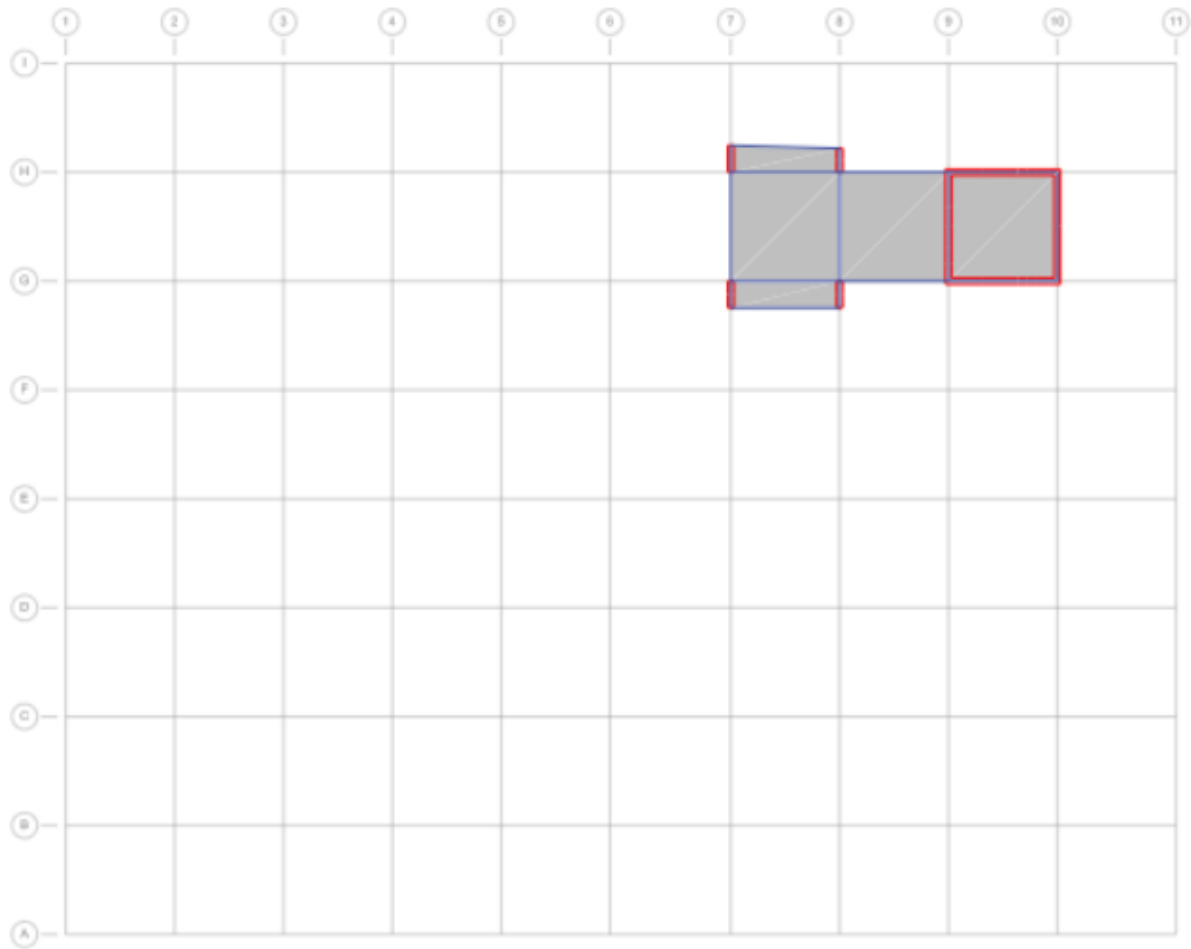


Figure III.4 : Vue en plan de la terrasse 12ème étage.

III.4 Méthodes de calcul

En Algérie, le RPA 2024 gouverne la conception parasismique des structures, établissant trois approches majeures pour déterminer les forces sismiques :

1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une approche d'analyse sismique qui consiste à remplacer les effets réels et dynamiques du séisme par un système de forces horizontales statiques équivalentes appliquées à la structure. Ces forces, déterminées selon les règlements parasismiques, permettent d'évaluer les efforts et les déplacements du bâtiment de manière simplifiée.

2. Méthode d'analyse modale spectrale

Par cette méthode, on détermine, pour chaque mode propre de vibration, les effets maximaux induits dans la structure par l'action sismique représentée à l'aide d'un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3). Les contributions des différents modes sont ensuite combinées afin d'obtenir la réponse globale de la structure face au séisme.

3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode consiste à évaluer la réponse de la structure en utilisant des accélérogrammes de calcul, qui peuvent être réels, simulés ou artificiels. Elle permet de reproduire l'évolution de l'action sismique au cours du temps et d'analyser avec précision le comportement dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme.

III.4.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Selon l'article 4.1.2 du RPA 2024

- a) Le bâtiment, ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

La hauteur de notre ouvrage est de 48.49 m, la condition est donc pas vérifiée.

- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant,

(Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

- **Remarque :** Dans le cadre de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure ne satisfait pas les conditions requises par le RPA 2024, notamment sa hauteur. Cependant, cette méthode reste nécessaire pour effectuer certaines vérifications spécifiques prévues par le règlement.

III.5 Étude sismique de la structure

III.5.1 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

• La période fondamentale de la structure T_0

Selon l'Article 4.2.4 du RPA 2024

$$T_{emp} = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

D'après le tableau 4.3 RPA2024, cas 4 : Autres types de structures

On a $C_T = 0.05$

$$Temp = 0.05 * 48.49^{3/4} = 0.92s$$

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique}$	$T_0 = 1.3 T_{empirique}$

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

Tableau III.1 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

$T_x(s)$	$T_y(s)$	$1.3T_{emp}(s)$	$T_{calcul} < 1.3T_{emp}$	Période à utiliser
1,083	1.046	1,194	Oui	$T_0 = T_{calcul}$

• Coefficient de correction λ

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

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

On a $T_0 = 1.083 s \geq 2T_2 = 0.8 s$, et le bâtiment a plus de 2 niveaux, alors : $\lambda = 1$.

• Coefficient d'accélération de la zone A

- Zone sismique VI (sismicité élevée).
- Groupe d'importance 1B.

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

• Coefficient de site S et périodes caractéristiques (T_1 ; T_2 ; T_3)

Selon le RPA2024, tableau 3.4, le coefficient de site pour la catégorie S3 est :

$S = 1.3$.

$$T_1=0.15 \text{ s} ; T_2=0.60 \text{ s} ; T_3=2 \text{ s}$$

- **Coefficient d'importance I**

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

- **Coefficient de comportement globale de la structure R**

Pour déterminer le coefficient de comportement de la structure, il convient de vérifier la condition définie par l'article 3.5 du RPA 2024, relative aux systèmes structuraux de type ossature-noyau ou présentant un effet noyau.

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

Avec :

r_x : Le rayon de torsion suivant x ;

r_y : Le rayon de torsion suivant y ;

l_s : Le rayon de giration massique en plan.

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

Tableau III.2 : Calcul des rayons de torsion.

Story	U _x (mm)	U _y (mm)	R _z (mm)	K _{Fx}	K _{Fy}	K _{MT}	r _x	r _y
STORY 12	36.92	35.51	0.07	0.03	0.03	14.87	22.98	23.43
STORY 11	33.42	32.53	0.06	0.03	0.03	16.05	22.85	23.16
STORY 10	30.54	29.76	0.06	0.03	0.03	17.53	22.84	23.14
STORY 9	27.56	26.89	0.05	0.04	0.04	19.39	22.83	23.12
STORY 8	24.51	23.94	0.05	0.04	0.04	21.76	22.83	23.09
STORY 7	21.40	20.93	0.04	0.05	0.05	24.88	22.82	23.07
STORY 6	18.24	17.87	0.03	0.05	0.06	29.15	22.82	23.06
STORY 5	15.08	14.80	0.03	0.07	0.07	35.24	22.83	23.05
STORY 4	11.95	11.75	0.02	0.08	0.09	44.44	22.86	23.05
STORY 3	8.94	8.81	0.02	0.11	0.11	59.50	22.89	23.06
STORY 2	6.11	6.04	0.01	0.16	0.17	87.21	22.95	23.08
STORY 1	3.57	3.56	0.01	0.28	0.28	149.50	23.06	23.12
STORY RDC	1.19	1.19	0.00	0.84	0.84	438.02	22.88	22.81

Tel que $k_{FX} = \frac{1}{U_x}$; $k_{FY} = \frac{1}{U_y}$ et $K_{MT} = \frac{1}{R_z}$

Tableau III.3 : Calcul des rayons de giration.

Story	Mass X (Kg)	Mass Y (Kg)	Ls
STORY 12	56.60	56.60	6.58
STORY 11	377.19	377.19	19.21
STORY 10	554.24	554.24	19.65
STORY 9	554.24	554.24	19.65
STORY 8	554.24	554.24	19.65
STORY 7	554.24	554.24	19.65
STORY 6	554.24	554.24	19.65
STORY 5	554.24	554.24	19.65
STORY 4	554.24	554.24	19.65
STORY 3	554.24	554.24	19.65
STORY 2	554.24	554.24	19.65
STORY 1	563.01	563.01	19.65
STORY RDC	762.16	762.16	21.02

Tableau III.4 : Vérification du système noyau.

Story	rx	ry	ls	rx ≤ ls	ry ≤ ls
STORY 12	22.98093	23.4333749	6.5770999	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 11	22.847914	23.1570278	19.208531	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 10	22.839422	23.1373655	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 9	22.831687	23.1154152	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 8	22.825154	23.094017	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 7	22.821932	23.0749482	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 6	22.82396	23.059662	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 5	22.833942	23.0501218	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 4	22.855431	23.0487218	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 3	22.892736	23.0576448	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 2	22.952936	23.0789402	19.649201	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY 1	23.063933	23.1181292	19.647321	Non vérifiée	Non vérifiée
STORY RDC	22.876327	22.8106625	21.023624	Non vérifiée	Non vérifiée

Cette condition n'est pas vérifiée ce qui veut dire que le système de contreventement n'est pas à ossature noyau (système 06). Donc la structure est assurée par un système de contreventement est constitué par des voiles (type 5). Donc R=4,5.

- **Facteur de qualité Q_F**

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

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

La valeur de Q_F est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

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

▪ Régularité en plan

• Vérification de l'excentricité

La régularité en plan doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

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

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

Tableau III.5 : Vérification de la régularité en plan.

Story	e_{0x}	e_{0y}	$0.3r_x$	$0.3r_y$	$e_{0i} < 0.3r_i$
STORY 12	2.6273	7.1031	6.8942791	7.0300125	Observée
STORY 11	0.2728	2.1345	6.8543743	6.9471083	Observée
STORY 10	0.1103	1.7556	6.8518266	6.9412096	Observée
STORY 9	0.2737	1.8449	6.849506	6.9346245	Observée
STORY 8	0.5379	2.0665	6.8475461	6.9282051	Observée
STORY 7	0.8653	2.3607	6.8465796	6.9224845	Observée
STORY 6	1.2426	2.7064	6.8471881	6.9178986	Observée
STORY 5	1.6664	3.0951	6.8501826	6.9150365	Observée
STORY 4	2.1384	3.5242	6.8566293	6.9146166	Observée
STORY 3	2.6619	3.9922	6.8678207	6.9172935	Observée
STORY 2	3.2291	4.4856	6.8858808	6.9236821	Observée
STORY 1	3.7729	4.9245	6.9191798	6.9354388	Observée
STORY RDC	3.1817	4.352	6.862898	6.8431988	Observée

- **Vérification des limites de décrochement**

Régularité en plan selon l'article 3.7.1 de RPA 2024

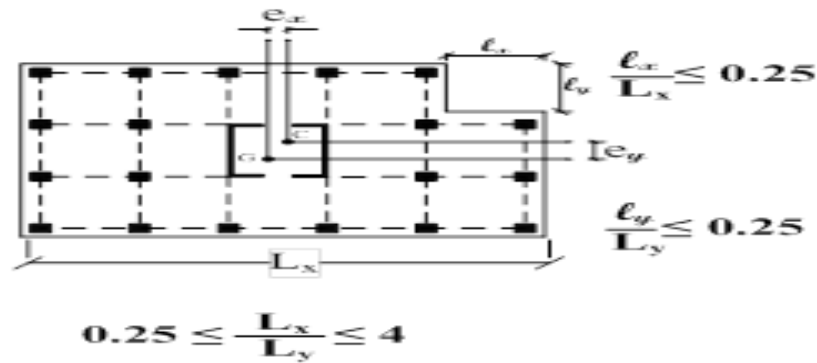


Figure III.6 : Limites des décrochements en plan.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{56.4}{44.3} = 1.27 \text{ c. a. d. } 0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \text{ Donc c'est vérifié}$$

- Selon X-X : $l_x = 37.18 \text{ m}$

$$\frac{l_x}{L_x} = 0.66 \geq 0.25 \text{ Donc ce n'est pas vérifié.}$$

- Selon Y-Y : $l_y = 31.61 \text{ m}$

$$\frac{l_y}{L_y} = 0.71 \geq 0.25 \text{ Donc ce n'est pas vérifié.}$$

- La non-satisfaction d'une des conditions exigées implique, selon le RPA 2024, que la régularité en plan n'est pas vérifiée.

- **Régularité en élévation :**

- **Vérification des limites de décrochement**

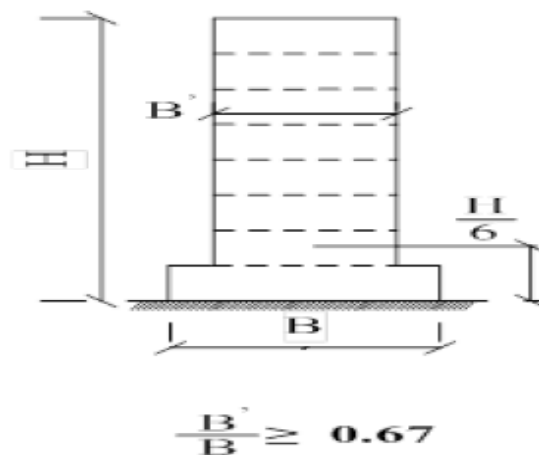


Figure III.7: Limites des décrochements en élévation.

- Selon X-X :

$$\frac{B'}{B} = \frac{50.72}{56.1} = 0,9 > 0,67 \quad \text{Limite de décrochement vérifiée}$$

- Selon Y-Y :

$$\frac{B'}{B} = \frac{15.05}{43.7} = 0,34 < 0,67 \quad \text{Limite de décrochement non vérifiée}$$

- La structure est considérée comme irrégulière en élévation selon le RPA 2024.

▪ **Redondance en plan :**

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

Dans notre cas cette condition est vérifiée.

Tableau III.6 : Vérifications des critères du facteur de qualité Q.

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

- **Spectre de calcul**

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

□ Selon X-X

On a : $T_2=0.6s \leq T=1,083s \leq T_3=2s$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.3 \cdot \left[2,5 \times \frac{1.25}{4.5} \right] \left[\frac{0.6}{1.083} \right] = \mathbf{0.180}$$

□ Selon Y-Y

On a : $T_2=0.6s \leq T=1.046s \leq T_3=2s$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.3 \times 1.20 \times 1.3 \cdot \left[2,5 \times \frac{1.25}{4.5} \right] \left[\frac{0.6}{1.046} \right] = \mathbf{0.186}$$

- **Le poids total de la structure W**

Le poids est égal à la somme des poids W_i calculé à chaque étage **$W_i = W_G + \beta W_Q$**

(Formule 4.3 du RPA 2024).

β coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation (tableau 4.2 cas n°01 du RPA 2024), Pour notre cas $\beta=0.3$

A partir du logiciel ETABS : **W= 185949.489 KN**

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

- Selon X-X

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0). W = 1 * 0.180 * 185949.489 = \mathbf{33470.908 KN}$$

- Selon Y-Y

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0). W = 1 * 0.186 * 185949.489 = \mathbf{34586.605 KN}$$

III.5.2 Méthode d'analyse modale spectrale

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'analyse modale spectrale est une méthode dynamique de calcul de structures, principalement utilisée en génie parasismique, pour évaluer la réponse maximale d'une structure (déplacements, efforts) en combinant les contributions de ses modes de vibration propres (fréquences et formes) à l'aide d'un spectre de réponse.

Les valeurs de T_{calcul} de chaque direction sont obtenues à partir des résultats de l'analyse modale dans le logiciel ETABS :

Tableau III.7 : Participation massique du modèle.

Mode	Période (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,083	0,4709	0,1965	0,4709	0,1965	0,0198
2	1,046	0,1897	0,4816	0,6606	0,6781	0,0043
3	0,865	0,0159	0,0002	0,6764	0,6783	0,6398
4	0,262	0,0871	0,0556	0,7635	0,7339	0,0224
5	0,241	0,066	0,1102	0,8295	0,8441	0,0003
6	0,193	0,0226	0,0102	0,8521	0,8543	0,1501
7	0,12	0,0272	0,0219	0,8792	0,8763	0,0099
8	0,108	0,0292	0,0389	0,9084	0,9151	0,0003
9	0,085	0,0127	0,0086	0,9211	0,9237	0,0675
10	0,075	0,0128	0,0117	0,9339	0,9354	0,0061
11	0,068	0,0177	0,0206	0,9516	0,956	0,0002
12	0,055	0,0142	0,0131	0,9659	0,9691	0,0081

Une période fondamentale : $T_x = 1.083s$ et $T_y = 1.046s$ dont :

- Le 1er mode est un mode de translation diagonale (XY).
- Le 2ème mode est aussi un mode de translation diagonale par (YX).
- Le 3ème mode est un mode de torsion.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème mode**.
- **Paramètre du spectre**

Tableau III.8 : Paramètres du spectre.

La zone sismique	VI
Le groupe d'usage	1B
La catégorie de site	S3
Le facteur de qualité	QF x=1.25 QF y=1.25
Le coefficient de comportement	R=4.5

- **Le spectre horizontal**

Le spectre de réponse horizontal utilisé dans cette étude a été généré à l'aide de l'application RPA 2024, après introduction de tous les paramètres requis par le règlement parasismique algérien.

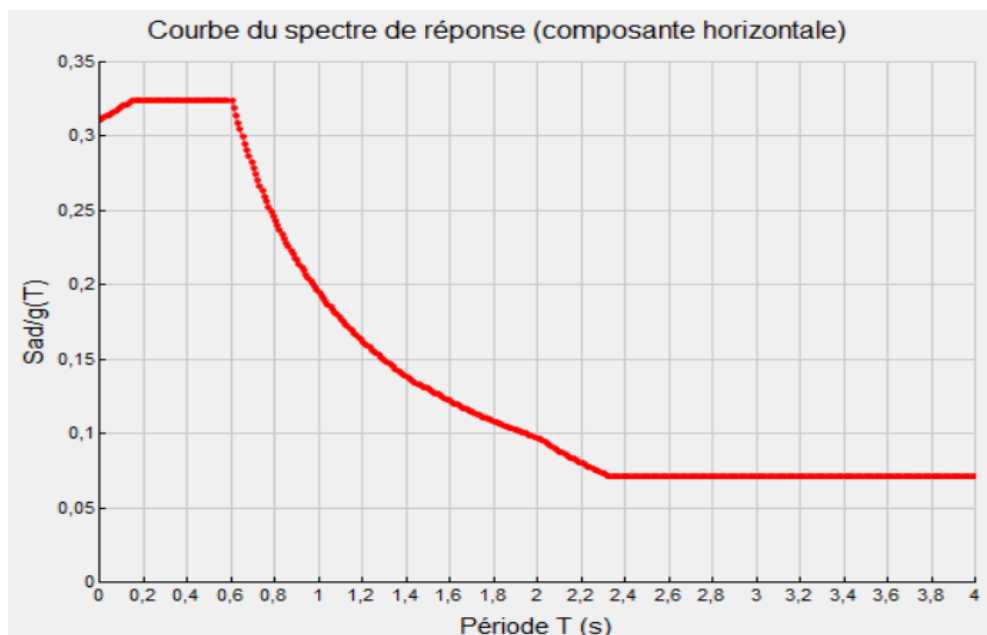


Figure III.8: Allure du Spectre de réponse horizontal.

III.6 Combinaison d'actions

L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément, qui sont deux composante horizontale E_x et E_y agissant suivant les deux directions orthogonales dans le plan de la structure. La composante verticale E_z qui agit suivant l'axe verticale de la structure n'est pas prise en compte dans nos calculs.

III.6.1 Composantes horizontales de l'action sismique

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Suivant l'Article 5.2.1 du RPA 2024 : les actions sismiques horizontale E_x et E_y sont supposé indépendante mais ils sont combinés aux actions permanentes et aux actions variables à l'aide de la formule suivante :

$$G + \psi Q + E1$$

$$G + \psi Q + E2$$

$$\text{Avec : } E1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y$$

$$E2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y$$

Avec :

G : charges permanentes ;

Q : charges d'exploitation, non pondérées ;

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

III.7 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par l'analyse dynamique modale doit être au moins égale à 80 % de celle calculée par la méthode statique équivalente. Si cette condition n'est pas vérifiée, les efforts dynamiques doivent être majorés.

Tableau III.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Effort tranchant à la base (KN)	0.8 V statique		V dynamique		Vérification	
	0.8 Vx	0.8 Vy	Vx	Vy	Vxdyn > 0.8Vx	Vydyn > 0.8Vxy
	26776.726	27669.284	29681.168	29681.168	Verifiée	Vérifiée

III.8. Calcul des déplacements

III.8.1 Calcul du déplacement horizontal à chaque niveau

D'après l'Article 4.5.2 du RPA 2024 : Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculée selon :

$$\delta_k = \frac{R}{QF} \cdot \delta_{ek}$$

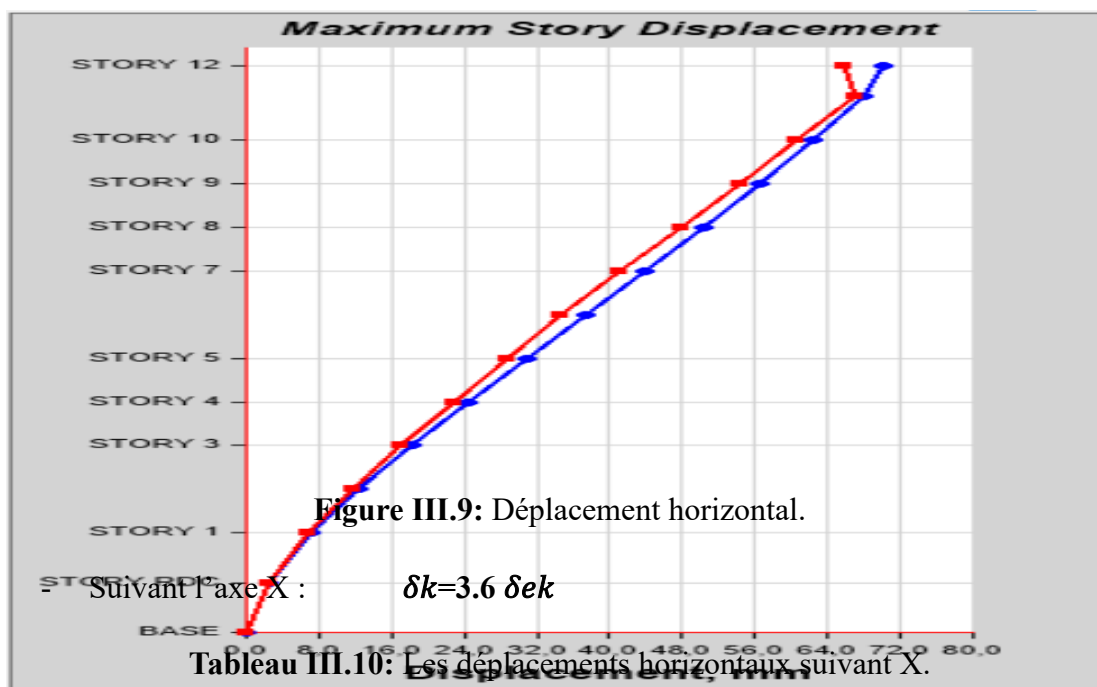
Avec :

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

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

R : Coefficient de comportement ;

QF : Coefficient de qualité.



Etage	Hauteur d'étage (m)	$\delta e k$ (mm)	δk (mm)
Terrasse	2.59	70.152	252.5472
11 -ème	3.74	67.973	244.7028
10 -ème	3.74	62.314	224.3304
9 -ème	3.74	56.373	202.9428
8 -ème	3.74	50.202	180.7272
7 -ème	3.74	43.832	157.7952
6 -ème	3.74	37.331	134.3916
5 -ème	3.74	30.795	110.862

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

4 -ème	3.74	24.344	87.6384
3 -ème	3.74	18.13	65.268
2 -ème	3.74	12.335	44.406
1 er	4.25	7.184	25.8624
RDC	4.25	2.453	8.8308

- Suivant l'axe Y : $\delta k = 3.6 \delta ek$

Tableau III.11 : Les déplacements horizontaux suivant Y.

Etage	Hauteur d'étage (m)	δek (mm)	δk (mm)
Terrasse	2.59	65.8	236.88
11 -ème	3.74	66.937	240.9732
10 -ème	3.74	60.69	218.484
9 -ème	3.74	54.268	195.3648
8 -ème	3.74	47.746	171.8856
7 -ème	3.74	41.165	148.194
6 -ème	3.74	34.72	124.992
5 -ème	3.74	28.714	103.3704
4 -ème	3.74	22.768	81.9648
3 -ème	3.74	17.017	61.2612
2 -ème	3.74	11.631	41.8716
1 er	4.25	6.822	24.5592
RDC	4.25	2.371	8.5356

III.8.2 Calcul du déplacement relatif

Le déplacement relatif, au niveau " k " par rapport au niveau " $k - 1$ ", est donné par :

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$$

Tableau III.12: Les déplacements relatifs.

		Selon X	Selon Y
Etage	Hauteur d'étage (m)	Δk (mm)	
Terrasse	2.59	7.8444	4.0932
11 -ème	3.74	20.3724	22.4892
10 -ème	3.74	21.3876	23.1192
9 -ème	3.74	22.2156	23.4792
8 -ème	3.74	22.932	23.6916
7 -ème	3.74	23.4036	23.202
6 -ème	3.74	23.5296	21.6216
5 -ème	3.74	23.2236	21.4056
4 -ème	3.74	22.3704	20.7036
3 -ème	3.74	20.862	19.3896
2 -ème	3.74	18.5436	17.3124
1 er	4.25	17.0316	16.0236
RDC	4.25	8.8308	8.5356

III.9 Justifications de la sécurité

III.9.1 Vérification des déplacements inter-étages

III.9.1.1 justification de non-effondrement

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Conformément à l'article 5.10.1 du RPA 2024, le déplacement relatif horizontal entre un étage et celui situé immédiatement en dessous, déterminé selon l'article 4.5.2, doit rester inférieur ou égal à la limite admissible $\overline{\Delta k}$.

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

Le RPA propose différentes valeurs limites du déplacement Δk selon le type d'ouvrage et le système structural adopté.

Dans notre cas, la structure étant en béton armé, la valeur limite du déplacement Δk est fixée à $\overline{\Delta k} = 0,015 h k$.

- Suivant l'axe X

Tableau III.13: Justification de non-effondrement suivant X.

Etage	Hauteur d'étage (m)	Δk (mm)	$\overline{\Delta k}$ (mm)	
Terrasse	2.59	7.8444	38.85	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	20.3724	56.1	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	21.3876	56.1	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	22.2156	56.1	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	22.932	56.1	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	23.4036	56.1	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	23.5296	56.1	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	23.2236	56.1	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	22.3704	56.1	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	20.862	56.1	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	18.5436	56.1	Condition vérifiée
1 er	4.25	17.0316	63.75	Condition vérifiée
RDC	4.25	8.8308	63.75	Condition vérifiée

- Suivant l'axe Y

Tableau III.14 : Justification de non-effondrement suivant Y.

Etage	Hauteur d'étage (m)	Δk	$\overline{\Delta k}$	
Terrasse	2.59	4.0932	38.85	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	22.4892	56.1	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	23.1192	56.1	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	23.4792	56.1	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	23.6916	56.1	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	23.202	56.1	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	21.6216	56.1	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	21.4056	56.1	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	20.7036	56.1	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	19.3896	56.1	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	17.3124	56.1	Condition vérifiée
1 er	4.25	16.0236	63.75	Condition vérifiée
RDC	4.25	8.5356	63.75	Condition vérifiée

III.9.1.2 Justifications de limitation des dommages

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

$$\nu A. \Delta k \leq 0.005 h_k$$

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

- Suivant l'axe X

Tableau III.15 : Justification de limitation des dommages suivant X.

Etage	Hauteur d'étage (m)	$0.5 \Delta k$ (mm)	$0.005hk$ (mm)	Vérification
Terrasse	2.59	3.9222	12.95	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	10.1862	18.7	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	10.6938	18.7	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	11.1078	18.7	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	11.466	18.7	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	11.7018	18.7	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	11.7648	18.7	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	11.6118	18.7	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	11.1852	18.7	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	10.431	18.7	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	9.2718	18.7	Condition vérifiée
1 er	4.25	8.5158	21.25	Condition vérifiée
RDC	4.25	4.4154	21.25	Condition vérifiée

- Suivant l'axe Y

Tableau III.16 : Justification de limitation des dommages suivant Y.

Etage	Hauteur d'étage (m)	$0.5 \Delta k$ (mm)	$0.005hk$ (mm)	Vérification
Terrasse	2.59	2.0466	12.95	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	11.2446	18.7	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	11.5596	18.7	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	11.7396	18.7	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	11.8458	18.7	Condition vérifiée

7 -ème	3.74	11.601	18.7	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	10.8108	18.7	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	10.7028	18.7	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	10.3518	18.7	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	9.6948	18.7	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	8.6562	18.7	Condition vérifiée
1 er	4.25	8.0118	21.25	Condition vérifiée
RDC	4.25	4.2678	21.25	Condition vérifiée

III.9.2 Justification de l'effet P-Δ

Dans les structures soumises aux actions sismiques, les charges gravitationnelles agissant sur les déplacements latéraux peuvent engendrer des efforts supplémentaires sous forme de cisaillements et de moments additionnels.

Ce phénomène est connu sous le nom d'effet du second ordre ou effet **P-Δ**, qui peut réduire la rigidité et la capacité de la structure à résister aux sollicitations sismiques, et dans certains cas conduire à une instabilité.

Afin d'évaluer l'influence de ces effets, le **RPA 2024**, dans son article **5.9**, introduit le coefficient de stabilité θ_k , défini par le rapport entre les effets des charges verticales et la résistance latérale de l'étage.

Figure III.10 : Schéma explicatif de l'effet P-Δ.

Les effets du second ordre peuvent être négligés si la condition $\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$ est vérifiée à tous les niveaux de la structure.

Avec :

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

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

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i).$$

- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- h_k : hauteur du niveau « k ».

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

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

- **Vérification dans le sens X-X**

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau III.17 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens X-X.

ETAGE	P(KN)	Δk (m)	V(KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
TERRASSE	1596.2374	0.0078444	472.4747	2.59	0.010232433	Condition Vérifiée
ETG 11	14973.1695	0.0203724	3782.5609	3.74	0.021562465	Condition Vérifiée
ETG 10	29576.1137	0.0213876	6953.292	3.74	0.024324341	Condition Vérifiée
ETG 9	44179.0579	0.0222156	9402.3422	3.74	0.02791045	Condition Vérifiée
ETG 8	58782.0021	0.022932	11363.64	3.74	0.031717375	Condition Vérifiée
ETG 7	73384.9462	0.0234036	13016.483	3.74	0.035279661	Condition Vérifiée
ETG 6	87987.8904	0.0235296	14472.208	3.74	0.038249966	Condition Vérifiée
ETG 5	102590.8346	0.0232236	15810.438	3.74	0.040292351	Condition Vérifiée
ETG 4	117193.7787	0.0223704	17065.784	3.74	0.041075273	Condition Vérifiée
ETG 3	131796.7229	0.020862	18203.197	3.74	0.04038697	Condition Vérifiée
ETG 2	146399.6671	0.0185436	19177.716	3.74	0.037849979	Condition Vérifiée
ETG 1	161474.7824	0.0170316	19974.814	4.24	0.032472189	Condition Vérifiée
RDC	185949.489	0.0088308	20681.241	4.25	0.018682265	Condition Vérifiée

• **Vérification dans le sens Y-Y**

Tableau III.18 : Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble dans le sens Y-Y.

ETAGE	P(KN)	Δk (m)	V(KN)	h_k (m)	θ_k	Vérification
TERRASSE	1596.2374	0.0040932	474.8017	2.59	0.0053131	Condition Vérifiée
ETG 11	14973.17	0.0224892	3905.972	3.74	0.0230509	Condition Vérifiée
ETG 10	29576.114	0.0231192	7174.5175	3.74	0.0254829	Condition Vérifiée
ETG 9	44179.058	0.0234792	9684.2673	3.74	0.0286392	Condition Vérifiée
ETG 8	58782.002	0.0236916	11686.6069	3.74	0.0318624	Condition Vérifiée
ETG 7	73384.946	0.023202	13371.4625	3.74	0.0340472	Condition Vérifiée
ETG 6	87987.89	0.0216216	14855.1429	3.74	0.0342423	Condition Vérifiée
ETG 5	102590.83	0.0214056	16222.0892	3.74	0.0361958	Condition Vérifiée
ETG 4	117193.78	0.0207036	17512.2835	3.74	0.0370455	Condition Vérifiée
ETG 3	131796.72	0.0193896	18691.766	3.74	0.0365554	Condition Vérifiée

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

ETG 2	146399.67	0.0173124	19707.7365	3.74	0.0343866	Condition Vérifiée
ETG 1	161474.78	0.0160236	20537.9324	4.24	0.0297127	Condition Vérifiée
RDC	185949.49	0.0085356	21291.2321	4.25	0.0175404	Condition Vérifiée

- Les résultats obtenus montrent que les valeurs du coefficient de stabilité θ_k restent inférieures à 0,10 pour tous les niveaux et dans les deux directions de la structure. Par conséquent, conformément aux exigences du **RPA 2024**, les effets du second ordre (**effet P-Δ**) peuvent être négligés et la structure est considérée comme stable vis-à-vis de ce phénomène.

III.9.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La vérification de la stabilité au renversement constitue une condition essentielle de l'équilibre global d'un bâtiment soumis aux sollicitations, notamment sismiques. Elle consiste à s'assurer que les moments stabilisants, générés principalement par le poids propre de la structure, sont suffisants pour s'opposer aux moments de renversement produits par les forces horizontales agissant à différents niveaux.

Le moment de renversement au niveau des fondations est déterminé par :

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

Tandis que le moment stabilisant est donné par : $M_{\text{stabilisant}} = L_i \times W$

Conformément aux exigences de l'article 5.5 de **RPA 2024**, le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit vérifier la condition : $\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,3$

Afin de garantir la stabilité globale de l'ouvrage.

- Selon X-X :

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau III.19 : Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe X.

ETAGE	h_k (m)	F_i (KN)	$M_{\text{renversement}}$ (KN.m)
TERRASSE	48.51	472.4747	22919.75
ETG 11	45.9	3310.086	151932.9
ETG 10	42.16	3170.731	133678
ETG 9	38.42	2449.05	94092.5
ETG 8	34.68	1961.298	68017.81
ETG 7	30.94	1652.843	51138.96
ETG 6	27.2	1455.725	39595.72
ETG 5	23.46	1338.23	31394.88
ETG 4	19.72	1255.346	24755.42
ETG 3	15.98	1137.413	18175.86
ETG 2	12.24	974.5192	11928.12
ETG 1	8.5	797.0974	6775.328
RDC	4.25	706.427	3002.315
			$\sum M_r = 657407.6$

- Selon Y-Y :

Tableau III.20 : Justification de la stabilité au renversement suivant l'axe Y.

ETAGE	h_k (m)	F_i (KN)	$M_{\text{renversement}}$ (KN.m)
TERRASSE	48.51	472.4747	22919.75
ETG 11	45.9	3310.086	151932.9
ETG 10	42.16	3170.731	133678
ETG 9	38.42	2449.05	94092.5
ETG 8	34.68	1961.298	68017.81
ETG 7	30.94	1652.843	51138.96
ETG 6	27.2	1455.725	39595.72
ETG 5	23.46	1338.23	31394.88
ETG 4	19.72	1255.346	24755.42

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

ETG 3	15.98	1137.413	18175.86
ETG 2	12.24	974.5192	11928.12
ETG 1	8.5	797.0974	6775.328
RDC	4.25	706.427	3002.315
$\Sigma M_r = 657407.6$			

Tableau III.21: vérification de la stabilité au renversement.

Sens	W _{tot} (KN)	X _g (m)	M _{stab} (KN.m)	M _{renv} (KN.m)	M _{st} /M _{renv}	Vérification
X-X	185949,489	28.2	5243775.59	657407.6	7.98	Condition Vérifiée
Y-Y	185949,489	22.15	4118781.181	657407.6	6.26	Condition Vérifiée

- La vérification de la stabilité au renversement conformément au **RPA 2024** montre que la condition exigée est respectée.

III.11 Vérification de l'effort normal réduit

Conformément à l'article 7.7.2 du RPA 2024, et en complément des vérifications exigées par le C.B.A, il est nécessaire de limiter l'effort normal de compression dans les voiles afin de prévenir le risque de rupture fragile en flexion composée sous l'effet des sollicitations sismiques.

Ainsi, l'effort normal réduit doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0,40$$

Cette exigence doit être vérifiée pour les combinaisons d'actions sismiques réglementaires.

Tableau III.22 : Vérification de l'effort normal réduit.

Voile	Combinaison	P(MN)	Br(m2)	v	Condition RPA
P1,2 1	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.2134059	0.45	0.2675178	Vérifiée
P1,2 2	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.2194394	0.45	0.331393	Vérifiée

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

P1,2 3	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.680614	0.45	0.3606739	Vérifiée
P1,2 4	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.5814863	0.45	0.290888	Vérifiée
P1,2 5	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.2513038	0.45	0.3334161	Vérifiée
P1,2 6	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.788716	0.45	0.3675375	Vérifiée
P1,2 7	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.4024126	0.45	0.2795183	Vérifiée
P1,2 8	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.2139748	0.45	0.331046	Vérifiée
P1,2 9	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.9413888	0.45	0.377231	Vérifiée
P1,2 10	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.559742	0.45	0.2895074	Vérifiée
P1,2 11	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.3817271	0.45	0.341697	Vérifiée
P1,2 12	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.792225	0.45	0.3677603	Vérifiée
P1,2 13	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.4598727	0.45	0.2831665	Vérifiée
P1,2 14	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.3524755	0.45	0.2763477	Vérifiée
P1,2 15	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.1669673	0.45	0.3280614	Vérifiée
P1,2 16	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.1517653	0.45	0.2636041	Vérifiée
P1,2 19	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.2242379	0.45	0.2682056	Vérifiée
P1,2 20	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.1441893	0.45	0.3266152	Vérifiée
P1,2 21	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.9630424	0.45	0.3786059	Vérifiée
P1,2 22	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.7127895	0.45	0.2992247	Vérifiée
P1,2 23	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.2637008	0.45	0.3342032	Vérifiée
P1,2 24	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	6.0499534	0.45	0.384124	Vérifiée
P1,2 25	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.6670381	0.45	0.2963199	Vérifiée
P1,2 26	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.2634994	0.45	0.3341904	Vérifiée
P1,2 27	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	5.8634105	0.45	0.37228	Vérifiée
P1,2 28	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.5446496	0.45	0.2885492	Vérifiée
P1,2 29	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.1443213	0.45	0.2631315	Vérifiée

CHAPITRE III : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

P1,2 30	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	4.631635	0.45	0.2940721	Vérifiée
----------------	-----------------	----------	------	-----------	----------

III.12 Conclusion

L'analyse dynamique de la structure a permis d'évaluer son comportement face aux sollicitations sismiques à l'aide de l'analyse modale, en déterminant les périodes propres et les modes de vibration. Elle a aussi permis d'évaluer les déplacements ainsi que les efforts internes générés par l'action sismique.

Les résultats obtenus montrent que la structure se comporte de façon satisfaisante d'un point de vue global, avec une bonne répartition des masses et des rigidités. Les mouvements et les efforts restent dans les limites autorisées par la réglementation, ce qui assure un niveau de sécurité suffisant.

En conclusion, cette étude confirme la stabilité et la fiabilité de la structure face aux actions dynamiques.

CHAPITRE IV :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

IV.1 Introduction

Le ferrailage constitue une étape essentielle dans la réalisation des ouvrages en béton armé. Il consiste à disposer des armatures en acier à l'intérieur du béton afin de compenser sa faible résistance à la traction et d'assurer la solidité, la durabilité et la stabilité de la structure.

En effet, le béton présente d'excellentes performances en compression, mais reste fragile face aux efforts de traction et de flexion. L'association du béton et de l'acier permet ainsi de créer un matériau composite capable de résister efficacement aux différentes sollicitations mécaniques.

Le ferrailage doit être conçu et exécuté avec précision, en respectant des règles strictes issues des normes de construction, afin de garantir la sécurité des ouvrages. Il comprend le choix des diamètres des barres, leur disposition, leur ancrage, ainsi que le respect des enrobages nécessaires pour protéger l'acier contre la corrosion.

Ce chapitre a pour objectif de présenter les principes fondamentaux du ferrailage, ses différents types, ainsi que les règles de mise en œuvre indispensables à la réalisation d'ouvrages conformes et durables.

IV.2 Calcul des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux principalement soumis à la flexion simple, sous l'action combinée d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le dimensionnement des armatures longitudinales est assuré par le moment fléchissant, tandis que l'effort tranchant conditionne la mise en place des armatures transversales. Après l'évaluation des sollicitations, le ferrailage est conçu conformément aux exigences des règlements en vigueur, notamment le RPA 2024 et le BAEL 99.

Pour la structure étudiée on distingue deux types de poutre, des poutres avec une section (40cm x 50cm) et des poutres secondaires avec une section (45cm x 50cm)

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

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

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E1 \\ G + \psi Q + E2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E1 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

- $M_{\max} \rightarrow \text{Corr}$

Chacune de ces combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

IV.2.1 Etude de la température

D'après l'article A.3.1.3.3 du C.BA 93, en ce qui concerne les constructions courantes on doit tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les constructions qui dépassent les 30m dans les wilayas côtières.

La structure étudiée est de largeur de 56 m qui dépasse 30 m donc il faut tenir compte ces effets.

En ce qui concerne notre bâtiment, une étude de température est obligatoire, et pour cela une modélisation a été faite sous les combinaisons suivantes :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q + 0.8 T$
- ELS : $G + Q + 0.6 T$

D'après l'article A.3.1.3.3 du C.BA 93, à défaut de justifications plus précises, on adopte, pour les constructions situées à l'air libre, des variations uniformes de température suivantes en Algérie au nord :

Température extrême : $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

Les déformations linéaires à considérer, entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre $+10^{\circ}\text{C}$ et $+25^{\circ}\text{C}$) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant un coefficient de dilatation du béton égal à 1×10^{-5} par $^{\circ}\text{C}$.

La variation de température retenue sera introduite dans le modèle de calcul sous forme d'actions thermiques appliquées à la structure. Ces actions seront principalement affectées aux poutres périphériques, dites poutres extrêmes, ainsi qu'à la terrasse, qui sont les éléments les plus exposés aux variations climatiques. En effet, du fait de leur position en façade et en toiture, ces éléments subissent directement les effets de dilatation et de contraction induits par les changements de température. L'application de ces charges thermiques permet ainsi de prendre en compte les déformations associées et d'évaluer de manière plus réaliste les efforts internes au sein de la structure.

IV.2.2 Exigences de ductilité pour la zone critique

Selon l'article 7.5.2 du RPA 2024, les zones d'une poutre qui s'étendent depuis la section transversale d'extrémité où la poutre est connectée à un nœud poteau-poutre, ainsi que de part et d'autre de toute autre section transversale susceptible de plastification dans la situation sismique de calcul, sur une distance, doivent être considérées comme des zones critiques.

Où : $lcr = 1.5h$

Avec : h est la hauteur de la poutre.

- Poutres sens x

On a :

$h = 50 \text{ cm}$, Alors : $lcr = 75 \text{ cm}$

- Poutre sens y

On a :

$h = 50 \text{ cm}$, Alors : $lcr = 75 \text{ cm}$

IV.2.3 Calcul de ferrailage des poutres

IV.2.3.1 Les sollicitations extrêmes sur les poutres

Les sollicitations extrêmes ont été étudiées en distinguant les poutres périphériques des poutres internes. Cette différenciation s'explique par leur exposition aux effets de la température : les poutres périphériques, plus exposées aux variations thermiques, subissent des efforts supplémentaires. Ainsi, pour chaque type de poutre, l'effort le plus défavorable a été retenu pour le dimensionnement.

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau IV.1: Les sollicitation extrême sur les poutres périphériques en flexion composée.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)	Combinaison de charges	Pmax (KN)
35×50	-36,9424	1.35 G+ 1.5 Q + 0.8 T	-1008,67
	5,7312	1.35 G+ 1.5 Q + 0.8 T	-862,9395
	-46,6277	1.35 G+ 1.5 Q + 0.8 T	-1007,4057

Le ferrailage a été déterminé à l'aide du logiciel Socotec, conformément aux normes en vigueur.

Les sollicitations en flexion simple doivent être examinées afin de vérifier la nécessité d'un ferrailage minimal et d'assurer la sécurité ainsi que la conformité de l'élément structural.

Tableau IV.2: Les sollicitation extrême sur les poutres périphériques sollicitées en flexion simple.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)				As calculée (cm ²)	
	ELU		ELA			
35x50						
Story	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Story 11	20.294	-33.965	481.643	-513.765	23.44	25.29
Story 10	24.395	-46.627	587.791	-630.237	29.76	32.47
Story 9	24.433	-46.528	610.073	-652.114	31.17	33.92
Story 8	24.424	-45.9994	630.401	-672.202	32.48	35.27
Story 7	24.413	-45.074	643.808	-685.36	33.36	36.18
Story 6	24.399	-43.767	647.666	-688.997	33.62	36.44
Story 5	24.383	-42.093	639.768	-680.91	33.1	35.87
Story 4	24.364	-40.032	617.855	-658.851	31.67	34.37
Story 3	24.344	-37.538	579.266	-620.18	29.23	31.82
Story 2	24.322	-34.583	520.381	-561.311	25.68	28.13

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Story 1	24.476	-36.942	432.192	-473.075	20.68	22.95
RDC	25.14	-40.21	254.273	-294.86	11.53	13.53

Tableau IV.3: Les sollicitation extrême sur les poutres intermédiaires.

Poutre	Moment de calcul (KN.m)				As calculée (cm2)	
30x50	ELU		ELA			
Story	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Story 12	60.9971	-152.384	263.595	-376.342	12.14	18.05
Story 11	61.727	-169.079	317.476	-446.267	14.9	22.02
Story 10	68.553	-182.419	337.629	-462.969	15.69	23.01
Story 9	67.631	-179.92	348.749	-474.816	16.55	23.72
Story 8	66.598	-176.156	357.209	-483.898	17.01	24.28
Story 7	65.154	-171.042	361.456	-488.857	17.24	24.58
Story 6	63.67	-164.684	360.17	-487.649	17.17	24.51
Story 5	62.847	-157.045	351.643	-478.88	16.71	23.97
Story 4	62.763	-148.077	334.536	-461.131	15.8	22.9
Story 3	62.664	-137.688	307.276	-432.746	14.37	21.23
Story 2	62.567	-125.765	268.041	-391.708	12.36	18.9
Story 1	62.608	-111.242	211.635	-332.23	9.58	15.67
RDC	61.92	-89.958	132.637	-234.863	5.86	10.71

IV.2.3.2 Calcul de ferrailage des poutres

- Armatures longitudinales**

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

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12 mm, doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre.

Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ zone VI.

Tableau IV.4 : sections minimales et maximales pour les deux poutres

$A_{smin} (cm^2)$		$A_{smax} (cm^2)$	
RPA	CNF	Zone courante	Zone de recouvrement
7.5	1.67	60	90

Tableau IV.5 : Armatures longitudinales des poutres périphériques.

Story	Choix des barres (travée)	Choix des barres (appuis)
RDC-Story 1	8HA20	8HA20
Story 2-3	6HA25	8HA25
Story 4- 9	8HA25	8HA25
Story 10- 11	6HA25	8HA25

Tableau IV.6 : Armatures longitudinales des poutres intermédiaires.

Story	Choix des barres (travée)	Choix des barres (appuis)
RDC-Story 1	5HA16	5HA20
Story 2-4	8HA16	8HA20
Story 5- 9	6HA20	8HA20
Story 10- 12	8HA16	8HA20

- **Armatures transversales**

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

$$\phi t \leq \min \left[\frac{h}{35}, \phi l, \frac{b}{10} \right]$$

ϕt : étant le diamètre des barres longitudinales.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003.S.b$

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

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

- Dans les zones critiques : $s = \min \left(\frac{h}{4}; \frac{24}{\phi t}; 17,5cm; 6\phi l \right)$
- En dehors de la zone critique : $s' = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi l \right) \leq \frac{h}{2}$

ϕl : le plus petit diamètre utilise des armatures longitudinales

Tableau IV.7 : Armatures transversales des poutres.

Poutre	ϕt (mm)	S adopté (Cm)	S' adopté (Cm)	A_t (cm ²)	Choix des barres	$A_{t \min}$ (cm ²)	$A_{t \min} \leq A_t$
35×50	8	12	10	2.01	4HA8	1.26	Vérifiée
30×50	8	12	10	2.01	4HA8	1.08	Vérifiée

IV.2.3.2.1 Vérifications spécifiques aux poutres

1) Vérification vis-à-vis le cisaillement

La poutre doit vérifier la condition suivante : $\tau = \frac{V}{b d} \leq \tau_{adm} = \min (0.1 f_{cj}; 4MPa)$

Où

b_0 : désigne la largeur de l'âme ;

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

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

Poutre	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
35×50	354,67	2.25	3.5	Vérifiée
30×50	131.53	0.97	3.5	Vérifiée

2) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est effectuée afin de s'assurer du respect des critères de service.

Conformément à l'article B.6.5.3 du BAEL 91, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible, sachant que la flèche admissible est donnée par :

$$\begin{cases} f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ si } L_{max} < 5m \\ f_{adm} = \frac{L_{max}}{1000} + 0.5cm \text{ si } L_{max} \geq 5m \end{cases}$$

Selon l'article B.6.5,2 de BAEL 91 la flèche calculée et donnée par :

$$\Delta f_T = f_V - f_i \leq f$$

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Et

$$f_i = \frac{M \ell^2}{10 E_i I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M \ell^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0** : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right. \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau IV.9: Vérification spécifique de la flèche des poutres.

Poutre	35x50	30x50
Mser(KN.m)	18.1226	49.33
As(cm2)	39.26	18.85
As' (cm2)	19.63	9.42
σs (MPa)	10.26	58.18
δ	0.024	0.014
μ	0	0.21
λi	1.125	1.93
λv	0.45	0.77
I0(cm4)	717923.33	482120.00
Ifi(cm4)	789715.667	377379.92
Ifv(cm4)	717923.33	415012.48
fi(cm)	0.026	0.13
fv(cm)	0.078	0.37
Δf (cm)	0.055	0.24
Fadm (cm)	1.1	1.1
Observation	Vérifiée	Vérifiée

3) Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau IV.10: Vérification de la contrainte à l'ELS des poutres.

	Poutre	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} adm (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	σ_s adm (MPa)	Obs
Travée	35x50	18.1	18.84	0,68	21	Vérifiée	11,10	250	Vérifiée
	30x50	49.33	25.13	1,07	21	Vérifiée	23,10	250	Vérifiée
Appuis	35x50	-33.71	39.26	0,59	21	Vérifiée	21,30	250	Vérifiée
	30x50	-131.35	39.26	1,05	21	Vérifiée	44,20	250	Vérifiée

IV.2.3.2.2 Schéma de ferrailage

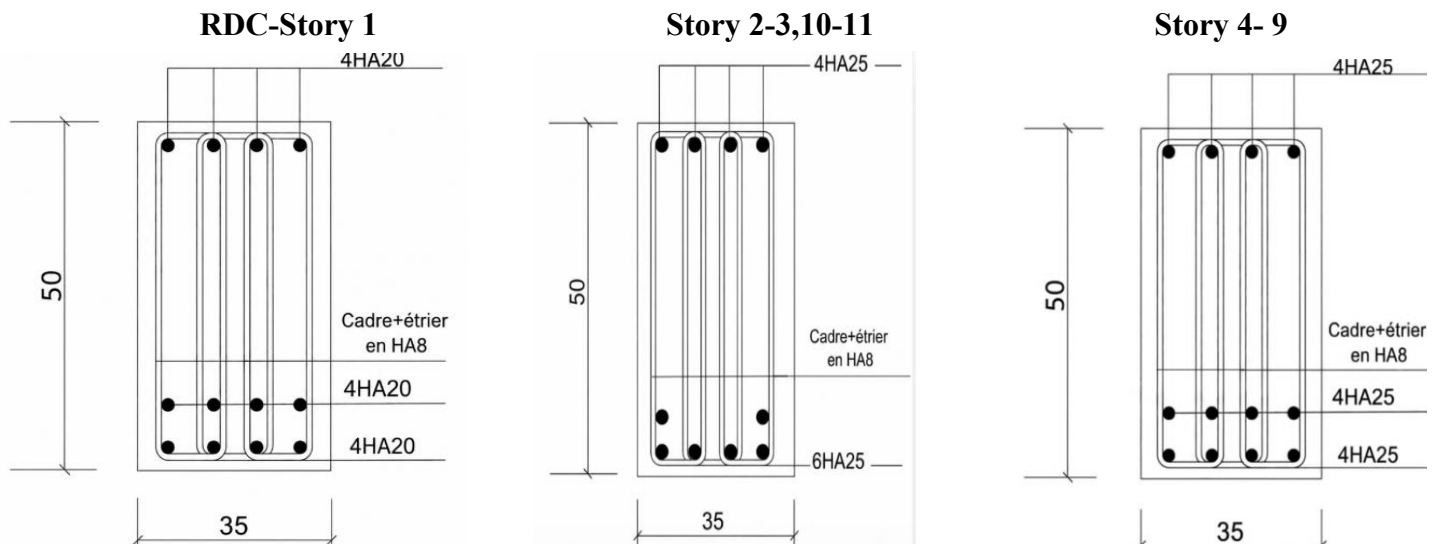


Figure IV.1 : Schéma de ferrailage de la poutre périphérique en travée.



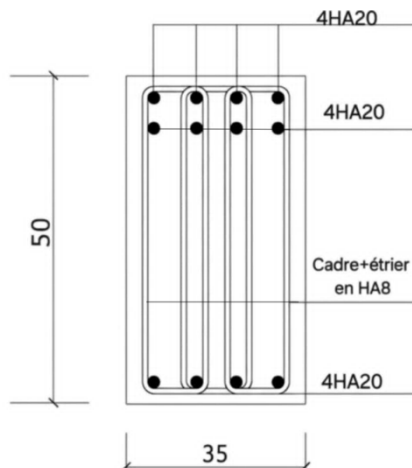


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage de la poutre périphérique sur appuis.

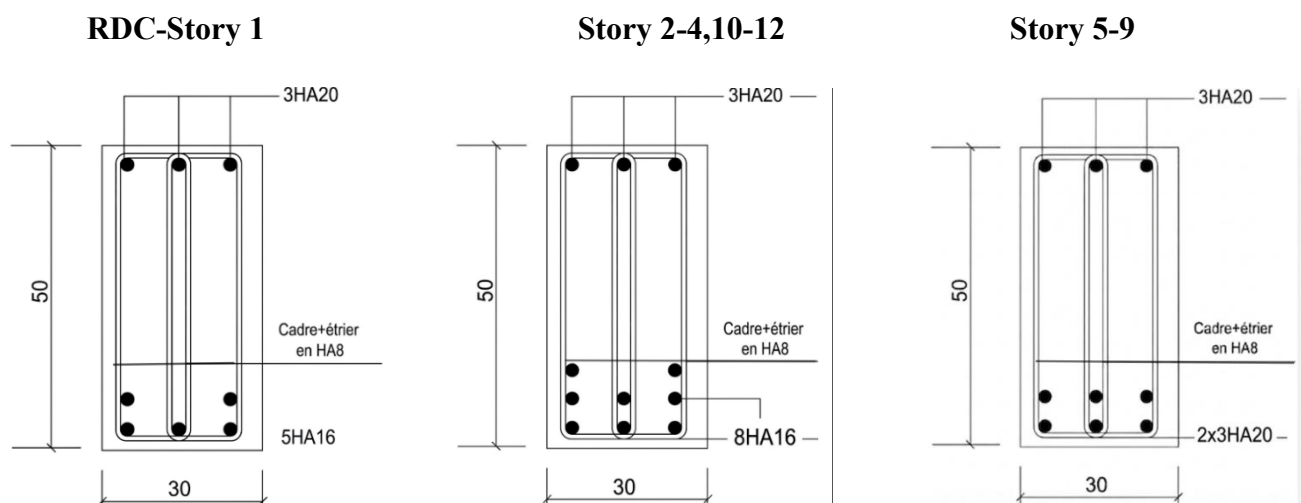


Figure IV.3 : schéma de ferrailage de la poutre intermédiaire en travée.

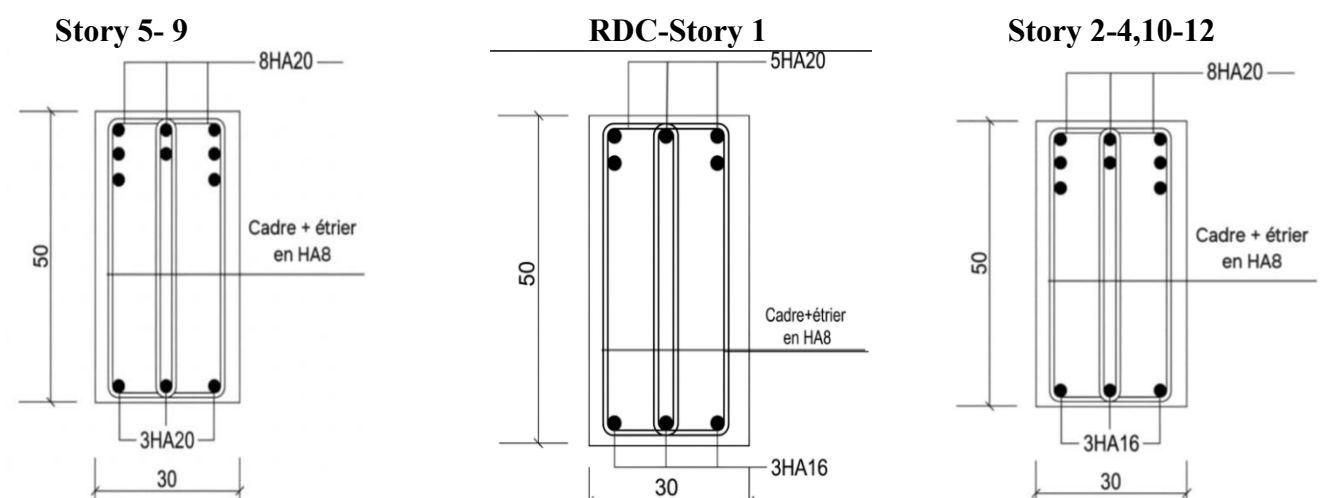


Figure IV.4 : schéma de ferrailage de la poutre intermédiaire sur appuis.

IV.3 Calcul des voiles

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les voiles en béton armé jouent un rôle crucial dans le dispositif de contreventement d'un bâtiment. En raison de leur rigidité dans leur plan, ils restreignent les mouvements horizontaux et participent à la stabilité générale du bâtiment face aux forces latérales. Outre leur fonction structurelle, ils contribuent à une distribution plus équitable des efforts en direction des fondations. Il est crucial d'examiner minutieusement leur conception et leur placement dans le schéma de la structure pour garantir une homogénéité et éviter toute anomalie susceptible de compromettre l'efficacité globale, particulièrement lors de situations sismiques.

Dans cette étude, les voiles $P_{1,2\ 13}$ et $P_{5,5\ 9}$ ont été retenus comme éléments représentatifs, servant de référence pour l'analyse.

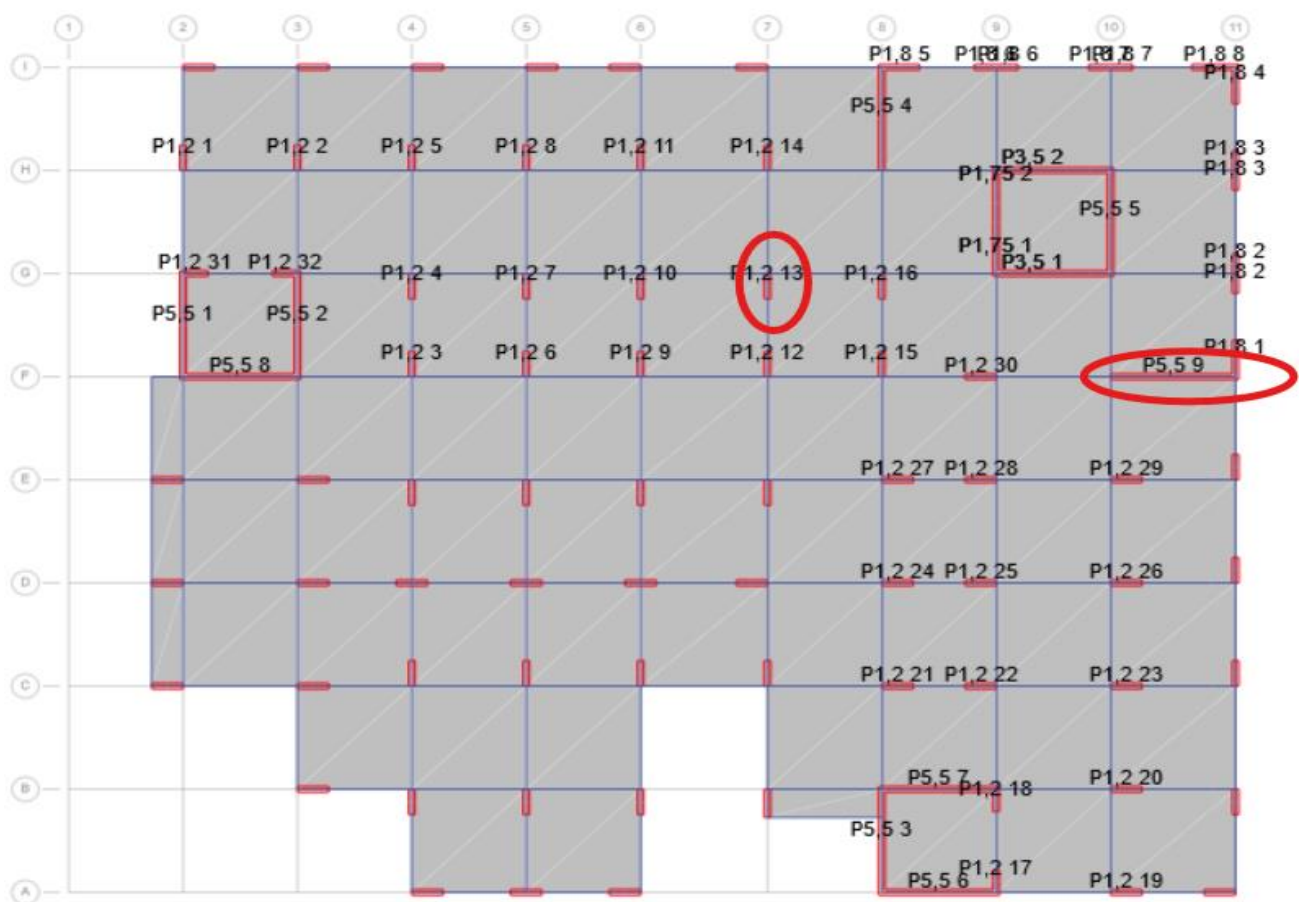


Figure IV.5: Localisation du voile $P_{1,2\ 13}$ et $P_{3,5\ 1}$ en plan.

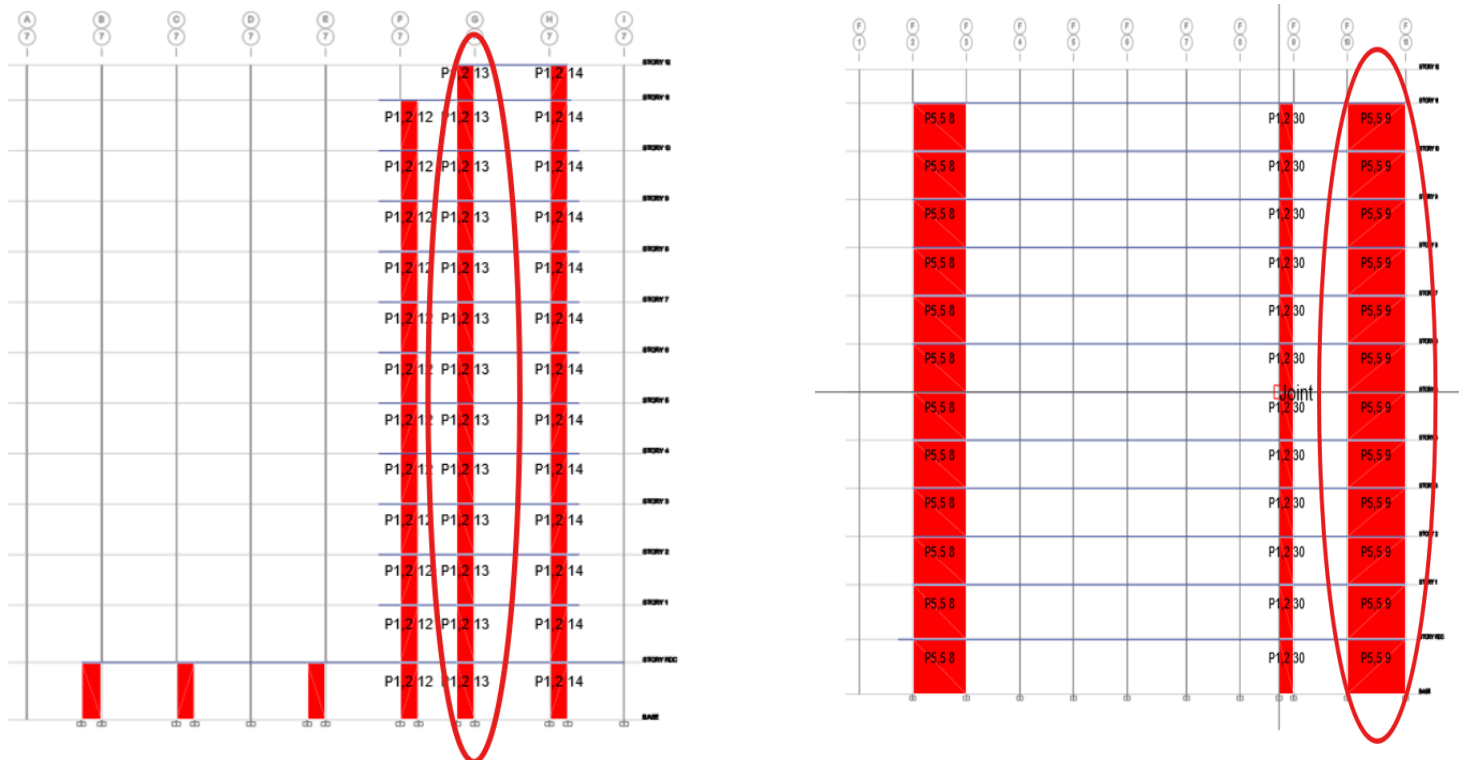


Figure IV.6: Vue en élévation des voiles P1,2 13 et P5,5 9.

Le ferrailage de ce voile est réalisé conformément aux exigences du RPA 2024 afin d'assurer sa stabilité et sa résistance face aux sollicitations, notamment sismiques. Il tient compte du principe de plastification sur une hauteur critique, avec un comportement élastique au-delà. L'étude comprend l'analyse des efforts internes, la vérification de la résistance et des conditions réglementaires, ainsi que la disposition des armatures verticales et transversales.

- **Combinaison**

Selon le règlement parasismique algérien **RPA 2024** les combinaisons à considérer dans notre cas sont les suivantes :

- $G + 0,3Q + Ex + 0,3Ey$
- $G + 0,3Q + Ey + 0,3Ex$

IV.3.1 Vérification de la condition de l'effort normal réduit

Afin d'éviter les ruptures fragiles sous l'effet des sollicitations sismiques, le RPA 2024 (article 7.7.3) limite la contrainte liée à l'effort normal de compression, dans le but d'assurer un comportement plus ductile des voiles. Cette condition se traduit par :

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

Avec :

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

Tableau IV.11: Vérification spécifique de l'effort normale réduit des voiles.

Voile	Nd (KN)	Bc (m2)	fc 28 (MPa)	v	Observation
P _{1,2 13}	-4459.8727	0.45	35	0.2831665	Vérifiée
P _{5,5 9}	-12453.3941	1.8	35	0.1976729	Vérifiée

IV.3.2 Vérifications des contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'équations suivantes :

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

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{v}{b_w \cdot d}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 v_u$;
- b_w : épaisseur du linteau ou du voile ;
- d : Hauteur utile avec $d = 0.9h$;
- h : hauteur totale de la section brute.

Tableau IV.12: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes du voile.

Voile	Vu (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
P _{1,2 13}	117.0342	0.11	7	Vérifiée
P _{5,5 9}	572.389	0.5	7	Vérifiée

IV.4. Ferrailage des voiles

IV.4.1 Ferrailage de voile P_{1,2 13}

IV.4.1.1 Vérification de la condition d'élancement

Selon le RPA 2024, les trumeaux et les voiles sont dimensionnés pour la flexion composée avec effort tranchant, tout en respectant la limitation de l'effort normal de compression. Sous réserve des conditions de dimensionnement précisées au § 7.7.1, le calcul est effectué dans le plan moyen de chaque élément vertical, en appliquant les règles du béton armé en vigueur. Le règlement distingue par ailleurs plusieurs types de voiles selon leur rapport d'élancement h_w/l_w , ce paramètre déterminant le modèle de calcul à adopter :

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

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{48.51}{1.5} = 32.34 > 2$$

✓ Le voile **P_{1,2 13}** est considéré comme un voile **élancé**.

IV.4.1.2 Calcul de la hauteur critique

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

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

Et :

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

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

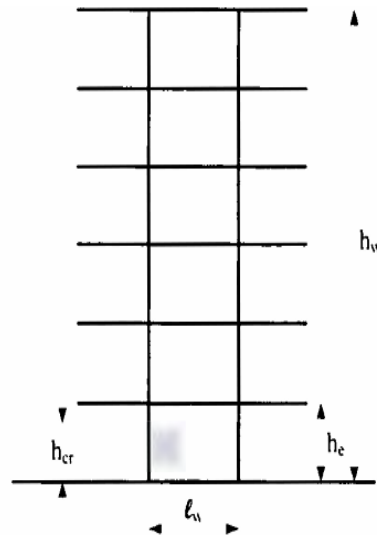


Figure IV.7: Zone critique a la base du voile.

La hauteur critique du voile $P_{1,2\ 13}$:

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(1.5 ; 48,51/6) = 8.085m$$

Mais (pour $n = 6$ niveaux)

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ 2 \cdot h_e \end{cases} = \begin{cases} 3m \\ 7.5m \end{cases} \quad \text{Donc : } h_{cr} = 3m$$

IV.4.1.3 Enveloppe de calcul des moments fléchissant

Dans le cadre du dimensionnement parasismique des voiles, la détermination du moment fléchissant de calcul constitue une étape essentielle pour évaluer les sollicitations maximales susceptibles d'agir sur l'élément. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) préconise, pour les voiles élancés, l'utilisation d'une enveloppe de calcul modifiée afin de prendre en compte les effets particuliers liés à la hauteur de la zone critique.

Cette méthode consiste à établir une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant issue de l'analyse structurale, puis à la translater verticalement d'une distance égale

à la hauteur de la zone critique h_{cr} . Ce décalage permet d'amplifier les sollicitations en flexion dans la zone la plus vulnérable du voile.

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

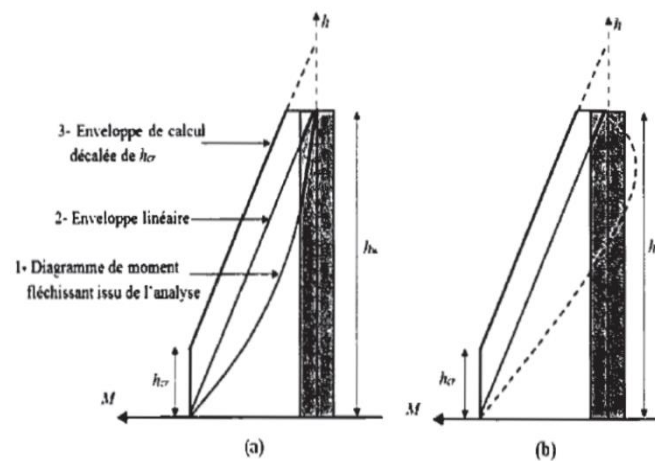


Figure IV.8: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

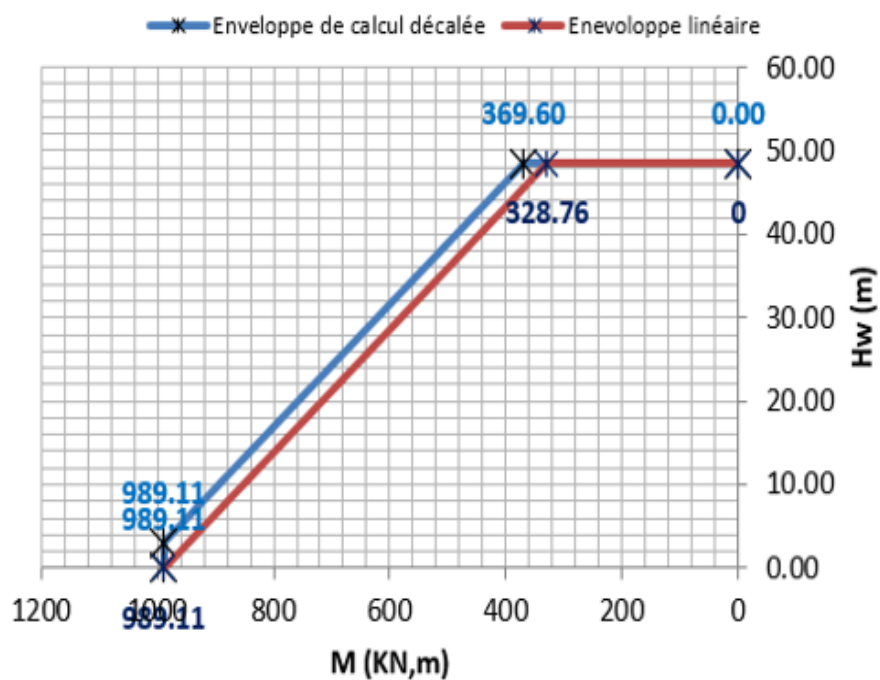


Figure IV.9: La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile $P_{1,2 13}$.

IV.4.1.4 Ferrailage des éléments de rive

Conformément aux dispositions de l'article 7.7.4 du RPA 2024, les extrémités des voiles, désignées comme éléments de rive, doivent faire l'objet d'un confinement afin de garantir un comportement adéquat en zone sismique. Ce confinement s'étend sur une longueur l_c , mesurée depuis le bord du voile jusqu'à la section où la déformation du béton atteint la valeur limite $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$.

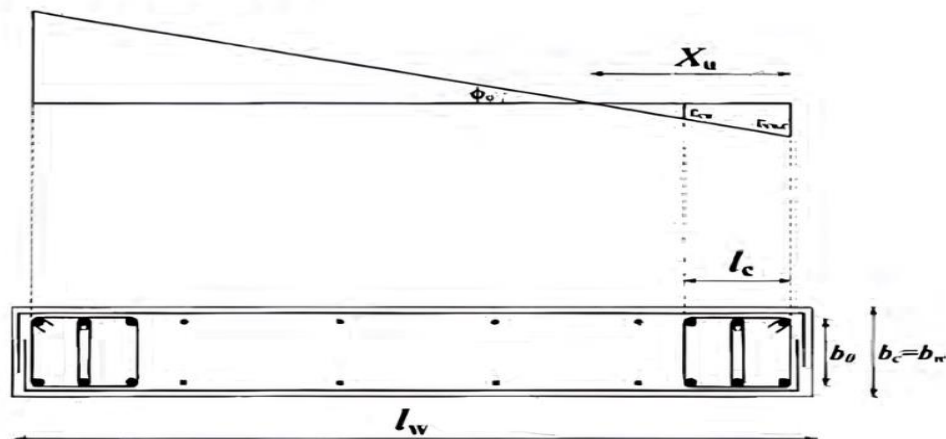


Figure IV.10 : Eléments de rives pour les voiles.

IV.4.1.4.1 Dimensions des éléments de rive confinés

La longueur l_c doit vérifier la condition suivante :

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

Où :

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

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

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

Epaisseur b_c des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200mm.

De plus, si $l_c \leq \max(2b_w, 0,2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$

$$\text{Si : } l_c \geq \max(2b_w, 0,2l_w) \rightarrow bc \geq \frac{he}{10}$$

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

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 1,5m; 1,5 \times 0,3m) = 0,45m$$

On prend $l_c = 0,5m$

$$\text{On a : } \max(2 \times 0,3; 0,2 \times 1,5) = 0,6m$$

$$l_c \leq 0,6m \quad \text{Donc } b_c \geq \frac{4,25 - 0,5}{15} = 0,25m$$

On prend $bc = 0,3m$.

IV.4.1.4.2 Armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales est effectué en considérant le voile sollicité en flexion composée sous l'action de l'effort normal N et du moment fléchissant M . Le calcul présenté ci-après correspond au cas de charge le plus défavorable.

Par ailleurs, le moment fléchissant maximal retenu pour le dimensionnement est directement issu de l'enveloppe des moments, déterminée à partir de l'analyse globale de la structure.

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

Tableau IV.13 : Les armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Voile	N(KN)	M(KN.M)	As min (cm ²)	Choix des barres	As adopté (cm ²)
P _{1,2 13}	-4460.42	-989.11	7.5	6HA16	12.06

IV.4.1.4.3 Armatures transversales dans les éléments de rive

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

$$s_t \leq \min(b_0/3; 12,5cm; 6\phi_l)$$

Où :

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

Donc : $St \leq \min\left(\frac{30}{3} = 10\text{cm}; 12,5\text{cm}; 6 \times 1.6 = 9.6\text{ cm}\right) = 9.6\text{cm}.$

On prend $st = 9\text{cm}.$

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

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

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

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

Où :

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

$$A_t \geq 0,09 . st . b_0 . \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 * 9 * 30 * \frac{35}{500} = 1.7\text{ cm} .$$

$$A_t \geq 0.3st . b_0 . \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) . \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.3 * 9 * 30 * \left(\frac{1500}{1056} - 1\right) * \frac{35}{500} = 2.38\text{cm}^2$$

Tableau IV.14: Armatures transversal de l'élément de rive.

Voile	$s_t(\text{cm})$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P _{1,2 13}	10	1500	1056	2.38	4HA10

IV.4.1.5 Ferrailage de l'âme du voile

• Aciers verticaux

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

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8} = \frac{300}{8} = 37.5\text{mm}$$

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

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

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

Tableau IV.15 : Aciers verticaux et l'espacement de l'âme du voile.

Voile	P _{1,2 13}
$\phi_{\max}$(mm)	14
Sv (cm)	20

• Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$

Où :

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

Tableau IV.16 : Aciers horizontaux de l'âme du voile.

Voile	V (KN)	$\bar{V}$(KN)	z (cm)	sv (cm)	A_h(cm²)	Choix des barres
P _{1,2 13}	299.87	418.63	96.4	20	43.05	2x5HA25

IV.4.1.6 Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

La partie supérieure des voiles élancés est assimilée à une zone de comportement élastique, destinée à reprendre les sollicitations sans entrer en domaine plastique. Son dimensionnement peut donc être réalisé selon les méthodes classiques du béton armé. Afin d'éviter toute plastification dans cette zone, les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de

CHAPITRE IV : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

l'enveloppe des moments et/ou de l'effort tranchant amplifié. Les dispositions suivantes doivent être respectées :

- Les armatures verticales principales situées aux extrémités doivent être correctement maintenues afin d'éviter tout risque de flambement ;
- Les armatures horizontales doivent être ancrées par des crochets à leurs extrémités.

IV.4.1.6.1 Ferrailage des zones de rive

Tableau IV.17 : Ferrailage longitudinale des zones confinées au-dessus de la zone critique.

Story	Hauteur cumulée	N(KN)	M(KN.m)	$A_{s \min}$ (cm ²)	Choix des barres
Story 12	48.51	-245.1002	333.96	7.5	6HA16
Story 11	45.9	-527.7704	391.56		6HA16
Story 10	42.16	-783.7929	449.16		6HA16
Story 9	38.42	-1057.5826	506.75		6HA16
Story 8	34.68	-1375.8319	564.35		6HA16
Story 7	30.94	-1722.2947	621.95		6HA16
Story 6	27.2	-2086.834	679.55		6HA16
Story 5	23.46	-2466.4586	734.15		6HA16
Story 4	19.72	-2858.6042	794.74		6HA16
Story 3	15.98	-3260.0545	852.34		6HA16
Story 2	12.24	-3666.0034	909.94		6HA16
Story 1	8.5	-4074.7986	975.38		6HA16

IV.4.1.6.2 Ferrailage de l'âme de voile

- **Aciers verticaux**

Tableau IV.18: Aciers verticaux et l'espacement de l'âme du voile.

Voile	$P_{1,2 \ 13}$
$\phi_{\max}$ (mm)	12
S_v (cm)	20

• Aciers horizontaux

Tableau IV.19: Aciers horizontaux de l'âme du voile.

Story	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	z (cm)	sv (cm)	A_h (cm ²)	choix des barres
Story 12	213.95	299.53	96.4	20	21.71	2x5HA20
Story 11	233.03	326.242		20	23.45	2x5HA20
Story 10	245.95	344.33		20	25.91	2x5HA20
Story 9	248.47	347.858		20	30.85	2x5HA20
Story 8	266.03	372.442		20	33.33	2x4HA25
Story 7	269.78	377.692		20	35.80	2x4HA25
Story 6	278.53	389.942		20	38.27	2x4HA25
Story 5	285.21	399.294		20	39.70	2x5HA25
Story 4	286.37	400.918		20	42.01	2x5HA25
Story 3	289.30	405.02		20	43.04	2x5HA25
Story 2	296.37	414.918		20	43.04	2x5HA25
Story 1	296.40	414.96		20	43.42	2x5HA25

IV.4.1.7 conditions de ductilité locale

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

$$\alpha\omega_{wd}=30\mu_{\varphi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

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

Avec : $\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$

Et la longueur comprimée des parties de rive lc calculée : $lc \text{ calculée} = x_u \cdot (1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}})$

$$lc \text{ calculée} \geq \max (0.15lw ; 1.5bw)$$

- $\omega v = \frac{Asv}{(lw-2lc).bw} \cdot \frac{fyd}{fcd}$
- $xu = (vd + \omega v) \cdot (lw \cdot bc)/b0$
- $\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{QF} \cdot \frac{MED}{MRD} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{QF} \cdot \frac{MED}{MRD} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$
- $\epsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \cdot wwd$

Tableau IV.20: Données de calcul de la longueur de confinement.

Vd	0.28
fyd/fcd	17.14
$Asv(cm^2)$	9.23
ωv	0.15
αn	0.9
αs	0.77
α	0.69
$Vst (cm^3)$	1601.4
$Vnc(cm^3)$	450000
ωwd	0.06
$Xu(cm)$	85.02
Med	989.11
Mrd	7865.21
μ	0.025
ϵ_{cu}	0.0035
$\epsilon_{cu.c}$	0.0076
lc.calculé (cm)	47.35

Vérification : $lc \text{ calculée} \geq \max(0.15lw ; 1.5bw) = 45 \text{ cm}$

$lc \text{ calculée} = 47.35 \text{ cm} > 45\text{cm}$ donc condition vérifiée.

IV.4.2 Ferrailage du voile P_{5,5}9

IV.4.2.1 Vérification de la condition d'élancement

Le règlement distingue par ailleurs plusieurs types de voiles selon leur rapport d'élancement h_w/l_w , ce paramètre déterminant le modèle de calcul à adopter :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{45.92}{6} = 7.65 > 2$$

✓ Le voile P_{5,5}9 est considéré comme un voile **élancé**.

IV.4.2.2 Calcul de la hauteur critique

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

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

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

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

- h_w est la hauteur totale du voile.

D'où : $h_{cr} = \max(l_w ; h_w/6) = \max(6 ; 45.92/6) = 7.65\text{m}$

Mais (pour $n = 6$ niveaux) : $h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ 2.h_e \end{cases} = \begin{cases} 12\text{m} \\ 8.5\text{m} \end{cases}$ Donc : **$h_{cr} = 7.65\text{ m}$**

IV.4.2.3 Enveloppe de calcul de moment fléchissant

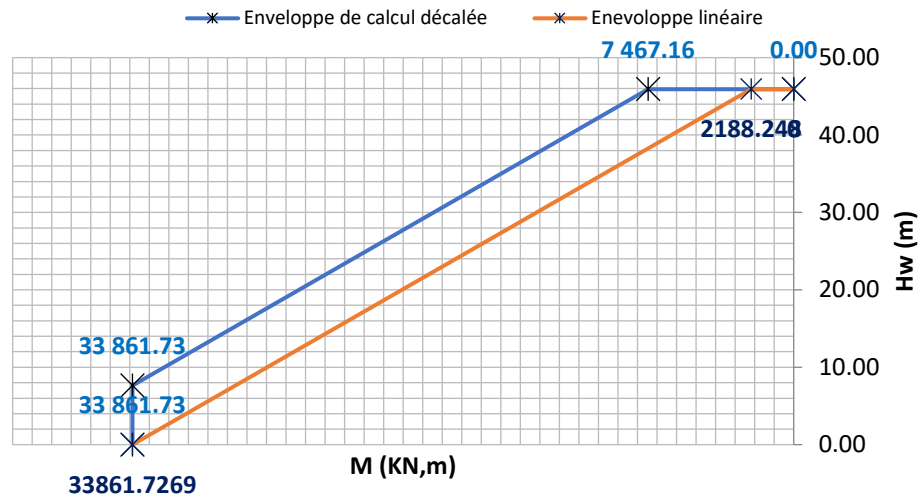


Figure IV.11 : La courbe enveloppe de calcul moment fléchissant de voile P_{5,5} 9.

IV.4.2.4 Ferrailage des éléments de rive

IV.4.2.4.1 Dimensions de la zone confinée

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

$$l_c \geq \max(0,15l_w ; 1,5b_w) = \max(0,15 \times 6m ; 1,5 \times 0,3m) = 0.9 m$$

On prend $l_c = 1m$

$$\text{On a: } \max(2 \times 0,3; 0,2 \times 6) = 1.2m$$

$$l_c \leq 1.2m \quad \text{Donc } b_c \geq \frac{4.25}{15} = 0,28m$$

On prend $bc = 0,3m$

IV.4.2.4.2 Armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales est réalisé en considérant le voile soumis à une flexion composée, sous l'effet de l'effort normal N et du moment fléchissant M. Le calcul est effectué pour la combinaison de charges la plus défavorable.

Le moment fléchissant maximal pris en compte pour le dimensionnement est issu de l'enveloppe des moments, obtenue à partir de l'analyse globale de la structure.

En outre, le pourcentage d'armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être au minimum égal à 0,5 % de la surface de la zone confinée.

Tableau IV.21 : Les armatures longitudinales dans les éléments de rive.

Voile	N(KN)	M(KN.M)	As (cm2)	Choix des barres	As adopté (cm2)	As min (cm2)
P _{5,59}	2623,0727	-33861.7269	144	3 x10HA25	32.16	15

IV.4.2.4.3 Armature transversale dans les éléments de rive

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

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

Où :

φ_l : représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ;

En outre $\varphi_l \geq 12 \text{ mm}$.

$$\text{Donc : } s_t \leq \min\left(\frac{30}{3} = 10\text{cm}; 12,5\text{cm}; 6 \times 1.6 = 9.6\text{cm}\right) = 9.6\text{cm}$$

On prend $s_t = 9\text{cm}$

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

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

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

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

Où :

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

$$A_t \geq 0,09 \cdot s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,09 \cdot 9 \cdot 30 \cdot \frac{35}{500} = 1.701 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,3s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,3 \cdot 9 \cdot 30 \cdot \left(\frac{3000}{2256} - 1\right) \cdot \frac{35}{500} = 1.87\text{cm}^2$$

Tableau IV.22: Armatures transversal de l'élément de rive.

Voile	$s_t(\text{cm})$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix des barres
P5,5,9	9	3000	2256	1.87	4HA10

IV.4.2.5 Ferrailage de l'âme du voile

- Aciers verticaux**

Le diamètre maximal, max, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8} = \frac{300}{8} = 37.5\text{mm}$$

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

$$s_v \leq \min(25\phi_l, 25\text{cm})$$

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

Tableau IV.23: Aciers verticaux et l'espacement de l'âme du voile.

Voile	P5,5,9
$\phi_{\max}(\text{mm})$	16
$S_v(\text{cm})$	25

- Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire : $\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$

Où : - $\bar{V}$ effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1,4V$;

- V effort tranchant issu de l'analyse ;

- z : distance entre les centres de gravité des armatures des extrémités confinées.

Tableau IV.24 : Aciers horizontaux de l'âme du voile.

Voile	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	z (m)	sv (cm)	A_h (cm ²)	Choix des barres
P _{5,5,9}	3598,9814	5038.57	4.98	25	5.058	8HA10

IV.4.2.6 Ferrailage au-dessus de la zone critique

IV.4.2.6.1 Ferrailage de la zone de rive

Tableau IV.25: Ferrailage longitudinale des zones confinées au-dessus de la zone critique.

Story	Hauteur cumulée	N(KN)	M(KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres
Story 11	45.92	69.0314	7467.16	26,01	2 x7HA16
Story 10	42.16	53.6279	10058.2	34,79	2 x9HA16
Story 9	38.42	-7.2247	12637.8	43,19	2 x8HA20
Story 8	34.68	-15.4357	15217.4	52,18	2 x7HA20
Story 7	30.94	74.4119	18024.6	62,99	2 x10HA16
Story 6	27.2	247.3587	20376.6	73,03	2 x8HA25
Story 5	23.46	486.1568	22956.2	84,55	2 x9HA25
Story 4	19.72	787.625	25535.9	96,69	2 x10HA25
Story 3	15.98	1163.925	28115.5	110	2 x10HA25 +6HA16
Story 2	12.24	1632.261	30965.1	124	2 x10HA25 +9HA20

IV.4.2.6.2 Ferrailage de l'âme de voile

• Aciers verticaux

Tableau IV.26 : Aciers verticaux et l'espacement de l'âme du voile.

Voile	P _{5,5,9}
$\phi_{\max}$ (mm)	16
Sv (cm)	25

- Aciers horizontaux

Tableau IV.27 : Aciers horizontaux de l'âme du voile.

Story	V (KN)	$\bar{V}$ (KN)	z (m)	Sv (cm)	A_h (Cm ²)	Choix des barres
Story 11	646.9075	905.6705	4.98	25	0.909308	6HA8
Story 10	979.5839	1371.417	4.98	25	1.376925	6HA8
Story 9	1294.839	1812.775	4.98	25	1.820055	6HA8
Story 8	1526.165	2136.631	4.98	25	2.145212	6HA10
Story 7	1713.074	2398.304	4.98	25	2.407935	6HA10
Story 6	1879.994	2631.992	4.98	25	2.642562	6HA10
Story 5	2052.828	2873.959	4.98	25	2.885501	6HA10
Story 4	-131.42	-183.988	4.98	25	0.18473	6HA8
Story 3	2520.636	3528.89	4.98	25	3.543063	6HA10
Story 2	2924.641	4094.497	4.98	25	4.110941	6HA10

IV.4.2.7 Condition de ductilité locale

Tableau IV.28: Données de calcul de la longueur de confinement.

Vd	0.18
f_{yd}/f_{cd}	17.14
$Asv(cm^2)$	72.36
ω_v	0.1
α_n	0.95
α_s	0.69
α	0.65
$V_{st}(cm^3)$	133355.8
$V_{nc}(cm^3)$	2295000
ω_{wd}	0.99
$X_u(cm)$	210
Med	33861.7
Mrd	384104.348

ϵ_{cu}	0.067
$\epsilon_{cu.c}$	0.0035
l_c .calculé (cm)	199.02

Vérification : l_c calculée $\geq \max (0.15lw ; 1.5bw) = 90$ cm

l_c calculée = 102cm > 90cm donc la condition est vérifiée.

IV.5 Schéma de ferrailage

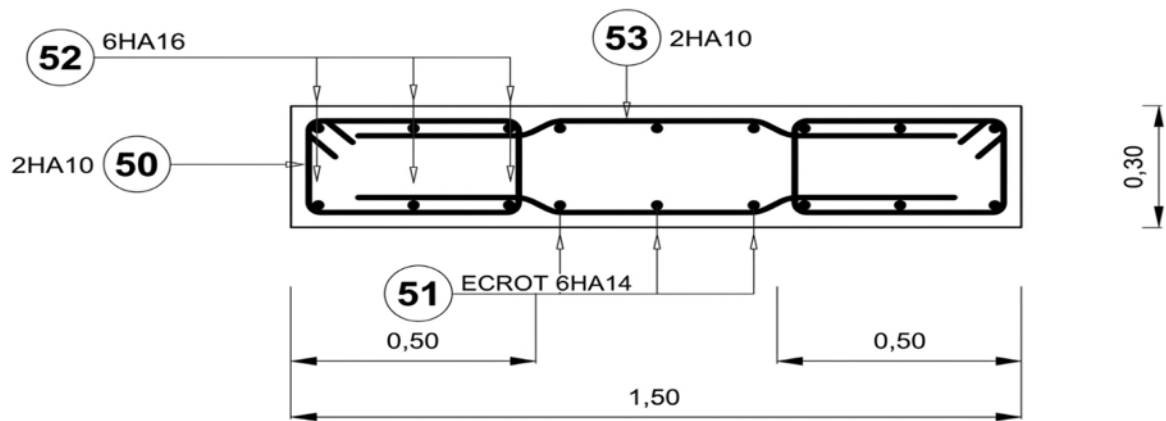


Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de voile P1.2 13.

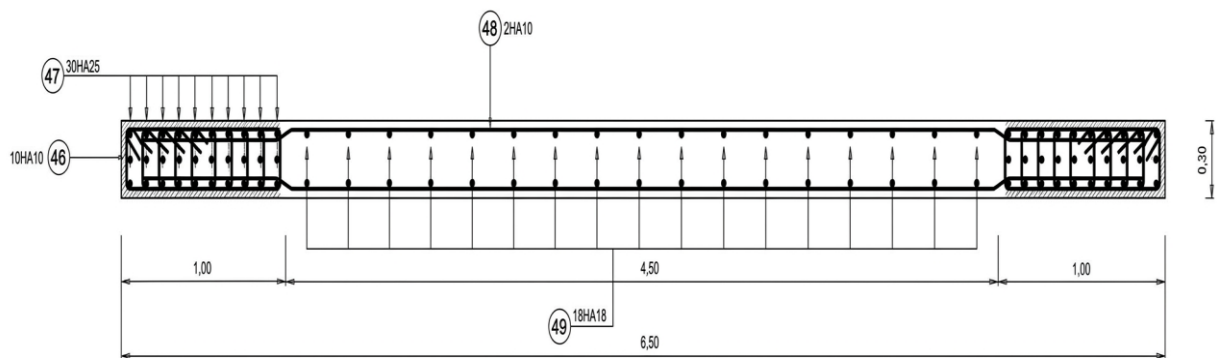


Figure IV.13 : Schéma de ferrailage de voile P_{5,5} 9.

IV.6 Conclusion

Ce chapitre est consacré au calcul et au dimensionnement des armatures des poutres et des voiles constituant le système porteur de la structure. Le ferrailage a été déterminé à partir des sollicitations les plus défavorables, issues des différentes combinaisons de charges réglementaires, en prenant en compte les effets sismiques et thermiques.

Les essais réalisés ont montré que les sections retenues satisfaisaient aux exigences de résistance, de rigidité et de ductilité que les règlements en vigueur imposent. Les armatures choisies assurent ainsi un comportement satisfaisant des éléments structuraux en flexion, en cisaillement et aux déformations en service.

Ainsi, le ferrailage proposé confère à l'ouvrage la stabilité, la sûreté et la durabilité tout en assurant une réponse adéquate de la structure aux sollicitations sismiques prévues.

CHAPITRE V :

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

V.1 Introduction

Les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distribution peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

V.2.Calcul de l'acrotère

V.2.2 Evaluation des charges

Le dimensionnement de l'acrotère consiste principalement à évaluer les sollicitations à l'État Limite Ultime (ELU) ainsi qu'à l'État Limite de Service (ELS). Le calcul est d'abord réalisé à l'ELU, puis les vérifications sont effectuées à l'ELS en appliquant les combinaisons de charges appropriées à chaque situation.

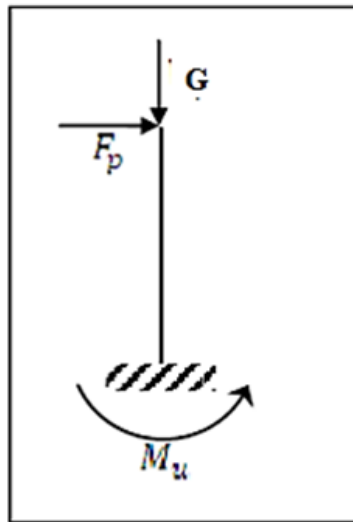


Figure V.1 : Schéma statique de l'acrotère.

V.2.2.1 Charge permanente

La console verticale est soumise à une charge permanente G.

- **Poids propre de l'acrotère**

$G = \gamma_{BA} \times S + \text{poids de revêtements (enduit en ciment)}$.

γ_{BA} : Le poids volumique du béton tel que $\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface transversale de l'acrotère.

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,07 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,03}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($e_p=2\text{cm}$; $\rho=18 \text{ KN/m}^3$) :

$$G_2 = 0,02 \times [2 \times (0,60+0,10)] \times 18 = 0,504 \text{ KN/m}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 1,7125 + 0,504 = \mathbf{2,22 \text{ KN/m.}}$$

V.2.2.2 Charge d'exploitation

La console verticale (acrotère) est soumise à une action horizontale due soit aux charges d'exploitation (appui des usagers sur la main courante), soit à l'action sismique.

La charge d'exploitation est prise donc égal à $Q = \max (1,5Q ; Fp)$

Conformément à l'Eurocode 1 (EN 1991-1-1, section 6, tableau 6.12), la charge horizontale caractéristique appliquée sur les garde-corps et mains courantes est prise égale à

$q_k = 1,0 \text{ kN/m}$ Pour les zones accessibles au public.

Et selon l'article 6.2.3 de RPA2024 pour les éléments non structuraux la force horizontale est donnée par : $Fpk = (A \cdot I \cdot S) \cdot Cp \cdot (1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}) \cdot Wp$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone ;
- I : Coefficient d'importance ;
- S : Coefficient de site ;
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 ;
- Wp : Poids de l'élément considère ;
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base ;
- hz : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

$$\text{Donc : } Fpk = (0.3 \cdot 1.2 \cdot 1.3) \cdot 0.8 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 48.51}{48.51}\right) \cdot 2.22 = 3.32 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par : $Q = \max \{1.5 ; 3.32\} \text{ KN/m}$.

Alors : $Q = 3.32 \text{ Kn}$.

V.2.2.3 Etat limite ultime

Effort Normal de compression : $N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 2.22 = 3 \text{ KN}$.

Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot Q \cdot h = 1.5 \times 3.32 \times 0.6 = 2.98 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant : $T_u = 1.5 \cdot Q = 1.5 \times 3.32 = 4.98 \text{ KN}$.

V.2.2.4 Etat limite de service

Effort Normal de compression : $N_s = G = 2.22 \text{ KN}$.

Moment fléchissant : $M_s = Q \cdot h = 3.32 \times 0.6 = 1.99 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant : $T_u = Q = 3.32 \text{ KN}$.

V.2.3 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé à l'ELU. L'acrotère est soumis simultanément à un effort normal de compression dû à son poids propre et à un moment fléchissant engendré par les actions horizontales (principalement le vent).

Ainsi, son comportement mécanique est celui d'une section soumise à une flexion composée (N + M).

Tableau V.1 : Données de calcul pour l'acrotère.

h(m)	b(m)	d(m)	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_b	γ_s	$f_e(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$
0.1	1	0.9	35	19.83	1.5	1.15	500	2.7

V.2.3.1 Vérification du type de section

Excentricité : $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.98}{3} = 96.67 \text{ cm}$.

Coefficient de remplissage : $\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = 0.0015$.

$\psi_1=0,0015 < \frac{2}{3}=0,66$ On calcul l'excentricité relative ξ par la formule :

$$\xi = \frac{1+\sqrt{9-12\psi_1}}{4(3+\sqrt{9-12\psi_1})} = \frac{1+\sqrt{9-12(0,0015)}}{4(3+\sqrt{9-12(0,0015)})} = 0,1666.$$

Calcul de l'excentricité limite : $e_{nc} = \xi \cdot h = 1,666 \text{ cm}$

Comparaison : $e = 96,67 \text{ cm} > e_{nc} = 1,666 \text{ cm}$

La section est donc partiellement comprimée (SPC).

V.2.3.2 Passage à la flexion simple équivalente

Dans le cas d'une section partiellement comprimée, le calcul en flexion composée peut être simplifié en une flexion simple équivalente, en ramenant les effets de l'effort normal au moment de flexion.

Selon BAEL 99 le moment de calcul : $M_{as} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$

$$M_{as} = 2,98 + 3 \times (0,05 - 0,02) = 3,07 \text{ kN.m}$$

V.2.3.3 Calcul du ferrailage longitudinal

$$\mu = \frac{3,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9^2 \times 19,83} = 0,0019 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{Section sans aciers comprimée } A_s' = 0.$$

$$A_s^{\text{fictif}} = \frac{M_{as}}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$A_s^{\text{réelle}} = A_s^{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s^{\text{min}} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right).$$

Tableau V.2 : Ferrailage longitudinale de l'acrotère.

M_u(kNm)	μ	α	Z(m)	σ_s (MPa)	A_s fictif (cm²)	A_s réelle (cm²)	A_s min (cm²)	Choix	A_s^{adp}(cm²)
3.07	0.0019	0.0023	0.9	434,78	0.08	0.073	1.12	4HA8	2.01

V.2.3.4 Les armatures de répartition et espacement

$$Ar = \frac{As}{4} \quad \text{et} \quad S \leq \frac{100}{4}$$

Tableau V.3 : Armatures de réparation et espacement.

$A_s(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S (cm)
2.01	0.5	4HA8	2.01	25

V.2.3.5 Vérification de l'effort tranchant

L'acrotère doit être vérifié sous l'effet de la contrainte de cisaillement maximale. La contrainte obtenue doit être inférieure à la contrainte admissible associée à un état de fissuration préjudiciable, garantissant ainsi le bon comportement de l'élément.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right]$$

$$\tau_u = \frac{4.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 0.005\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{35}{1.5} = 3.5 ; 4\right] = 3.5\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.4: Vérification de la contrainte à l'ELS de l'acrotère.

Mser (KN.m)	As (cm2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} adm (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	σ_s adm (MPa)	Obs
1.99	2.01	3.65	21	Vérifiée	144.4	250	Vérifiée

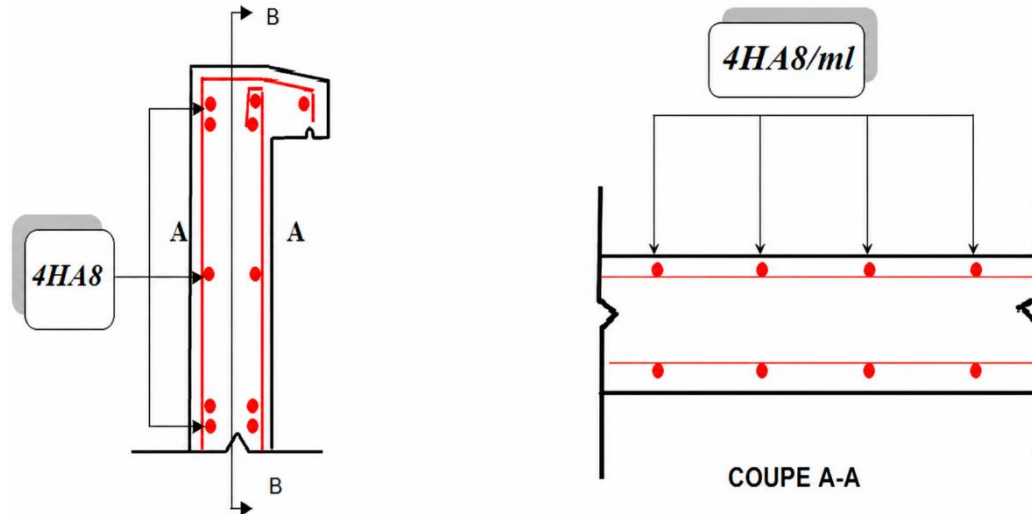


Figure V.2: Ferrailage l'acrotère.

V.3 Calcul des escaliers

L'escalier constitue un élément structurel et fonctionnel essentiel de tout bâtiment, permettant la liaison entre les différents niveaux de celui-ci. Sa conception doit répondre à des exigences architecturales, de confort d'usage et de sécurité, notamment en cas d'évacuation. L'étude des escaliers consiste donc à déterminer leur géométrie, à évaluer les charges qu'ils doivent supporter et à vérifier leur comportement mécanique, de façon à assurer leur stabilité et leur durabilité.

Les escaliers étant à l'abri des agressions extérieures, leur dimensionnement est effectué à l'ELU, la fissuration y étant considérée comme peu préjudiciable.

V.3.1 Évaluations des charges et surcharges

On considère une section rectangulaire travaillant en flexion simple, ramenée à une bande unitaire de 1 m de largeur.

Tableau V.5: évaluation des charges et surcharges des escaliers.

	Palier	Volée
G (KN/m²)	6.83	8.08
Q (KN/m²)	2.5	2.5
$qw = 1.35G + 1.5Q) \times 1$	12.97	14.66

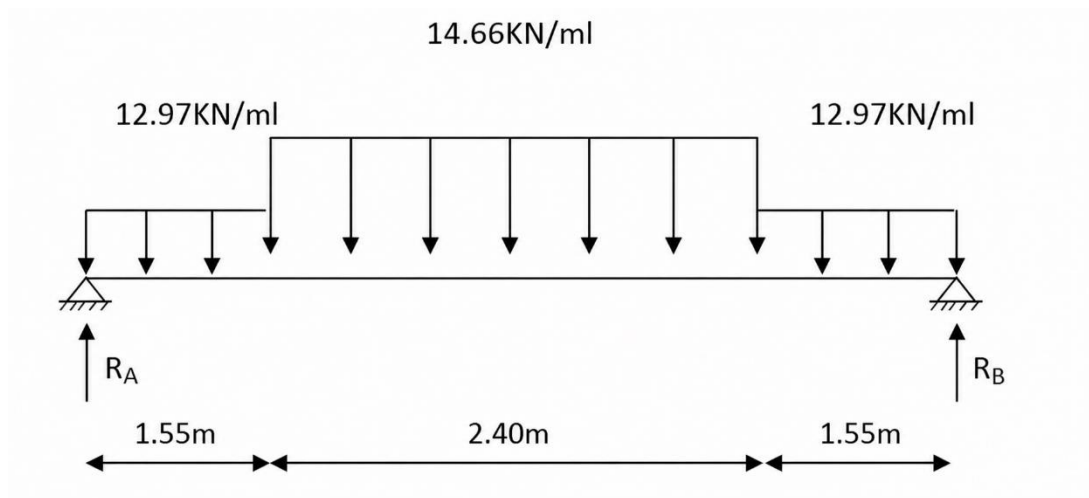


Figure V.3: schéma statique d'escalier.

V.3.1.1 Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow 12.97 \times 1.55 \times 2 + 14.66 \times 2.40 = R_A + R_B$$

La poutre est parfaitement symétrique donc $R_A = R_B = 37.69 \text{ KN}$.

V.3.1.2 Calcul des efforts tranchants

- $0 \leq X \leq 1.55 \text{ m}$

$$V(0) = R_A = 37.69 \text{ kN}$$

$$V(1.55) = 37.69 - 12.97 \times 1.55 = 17.59 \text{ kN}$$

- $1.55 \text{ m} \leq X \leq 3.95 \text{ m}$

$$V(1.55) = 17.59 \text{ kN}$$

$$V(3.95) = 37.69 - 12.97 \times 1.55 - 14.66 \times (3.95 - 1.55) = -17.59 \text{ kN}$$

- $3.95\text{m} \leq X \leq 5.5 \text{ m}$

$$V(3.95) = -17.59 \text{ kN}$$

$$V(5.5) = -RB = -37.69 \text{ kN}$$

V.3.1.3 Calcul des moments fléchissant

- $0 \leq X \leq 1.55 \text{ m}$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.55) = 37.69 \times 1.55 - \frac{12.97 \times 1.55^2}{2} = 42.84 \text{ kN.m}$$

- $1.55\text{m} \leq X \leq 3.95 \text{ m}$

$$M(1.55) = 42.85 \text{ kN.m}$$

$$M(3.95) = 37.69 \times 3.95 - 12.97 \times 1.55 \times \left(3.95 - \frac{1.55}{2}\right) - \frac{14.66 \times 2.4^2}{2} = 42.83 \text{ kN.m}$$

- $3.95\text{m} \leq X \leq 5.5 \text{ m}$

$$M(3.95) = 42.85 \text{ kN.m}$$

$$M(5.50) = 0$$

V.3.1.4 Répartition des moments

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

Sur appuis : $M_a = 0,30 M_{U_{\max}} = 12.85 \text{ KN.m}$.

En travée : $M_t = 0,85 M_{U_{\max}} = 36.41 \text{ KN.m}$.

V.3.2 Ferrailage des escaliers

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

V.3.2.1 Ferrailage longitudinale

En utilisant l'organigramme de flexion simple pour calculer la section d'acier.

Tableau V.6: caractéristique d'escalier.

h(m)	b(m)	d(m)	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_b	γ_s	$f_e(MPa)$	$f_{t28}(MPa)$
0.2	1	0.18	35	19.83	1.5	1.15	500	2.7

Tableau V.7 : Ferrailage longitudinal des escaliers.

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(m)$	$\sigma_s (MPa)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	36.41	0.056	0.072	0.174	434,78	4.81	5HA12	5.65
Appuis	12.85	0.020	0.025	0.178	434,78	1.66	5HA10	3.92

- **Condition non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = \max (2 ; 2.24) = 2.24 \text{ cm}$$

- En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$

- Sur appui : $A_s = 3.92 \text{ cm}^2 > A_s^{min}$

- **Espacement**

- En travée : $\text{esp} \leq 100 / 7 = 14,29 \text{ cm}$ On prend : $\text{esp} = 14 \text{ cm}$

- Sur appui : $\text{esp} \leq 100 / 5 = 20 \text{ cm}$ On prend : $\text{esp} = 20 \text{ cm}$

V.3.2.2 Les armatures de répartition et espacement

$$Ar = \frac{As}{4} \quad \text{et} \quad S \leq \frac{100}{4}$$

Tableau V.8 : Armatures de répartition et espacement.

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S (cm)
Travée	5.65	1.41	4HA8	2.01	25
Appuis	3.92	0.98	4HA8	2.01	25

V.3.3 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier notre escalier sous la contrainte de cisaillement maximale, la contrainte de cisaillement maximale donnée par la formule suivante doit être inférieure à la contrainte admissible donnée pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right]$$

$$\tau_u = \frac{37,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,21\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \times \frac{35}{1,5} = 4,67 ; 5\right] = 4,67\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,20\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,67\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.9: Vérification de la contrainte à l'ELS des escaliers.

	Mser (KN.m)	As (cm2)	σbc (MPa)	σbc adm (MPa)	Obs	σs (MPa)	σs adm (MPa)	Obs
Travée	15.28	5.65	4.13	21	Vérifiée	175.6	250	Vérifiée
Appuis	5.39	3.92	1.46	21	Vérifiée	61.9	250	Vérifiée

V.3.5 Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ (Selon CBA93).

Avec : f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durées.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{ll} \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

On a $L = 5,50m > 5m$ donc : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,05cm$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 35981.729 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11993.909 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa.}$$

Tableau V.10 : Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} KN.m	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
15.28	5.65	0,0031	150.24	8.71	3.48	0	67344.667	74079.134	67344.667

$$\text{Donc : } f_i = 0.173 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.575 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,402 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = 0,402 \text{ cm} < \bar{f} = 1,04 \text{ cm} \text{ Donc condition vérifiée.}$$

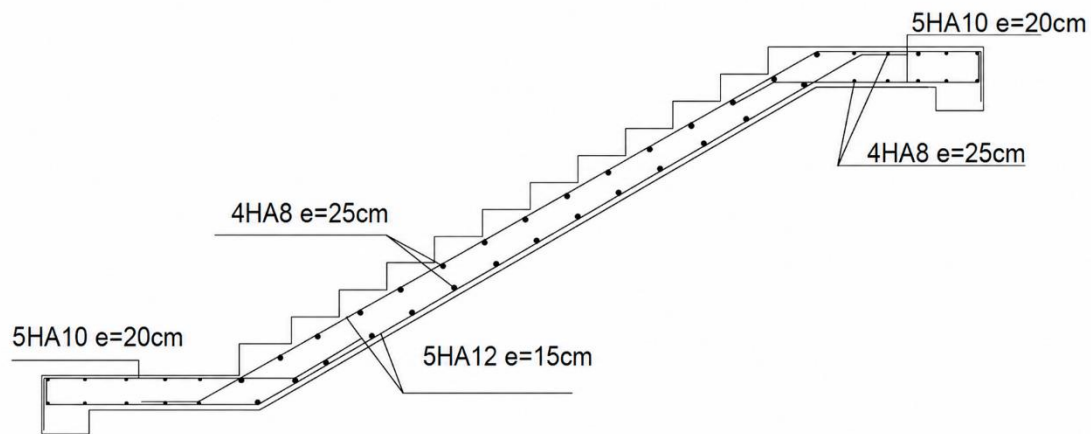


Figure V.4: Schéma de ferrailage de l'escalier.

V.4 Etude des dalles

Les dalles en béton armé constituent des éléments essentiels dans la conception des structures de bâtiments. En tant qu'éléments plans elles assurent la transmission des charges verticales (poids propres charges d'exploitation. etc.) vers les éléments porteurs tels que les poutres murs ou poteaux.

L'étude des dalles revêt une importance particulière car elle permet de déterminer leur comportement mécanique et leur mode de fonctionnement (dalle unidirectionnelle ou bidirectionnelle) ainsi que leur dimensionnement en termes d'épaisseur et de ferrailage.

Par ailleurs, les dalles peuvent également jouer un rôle dans la stabilité globale de la structure en agissant comme des diaphragmes capables de transmettre les efforts horizontaux vers les éléments de contreventement. Ainsi une analyse rigoureuse est nécessaire pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance de l'ouvrage.

Pour le calcul des dalles pleines : $\alpha = Lx/Ly$

Ou :

$lx ; ly$: dimensions du panneau avec $lx < ly$

$$\alpha = \frac{520}{580} = 0.9$$

$0.4 < \alpha < 1$ donc la dalle est sollicitée dans les deux directions.

Les moments fléchissant développés au centre du Panneau ont pour valeurs :

$$M_x = \mu_x P L_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

M_x, M_y : sont on fonction de $\alpha = L_x/L_y$ et ν .

μ_x, μ_y : sont on fonction de α .

Pour le calcul des dalles rectangulaires encastrées les moments de flexion ainsi calculés peuvent être réduit selon les conditions d'encastrement.

$$\text{On doit vérifier : } M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1.25M_0$$

M_0 : moment maximum calculé par l'hypothèse d'articulation ;

M_w, M_e : les valeurs absolues prises on compte pour les moments à gauche et adroite ;

M_t : moment maximum en travée.

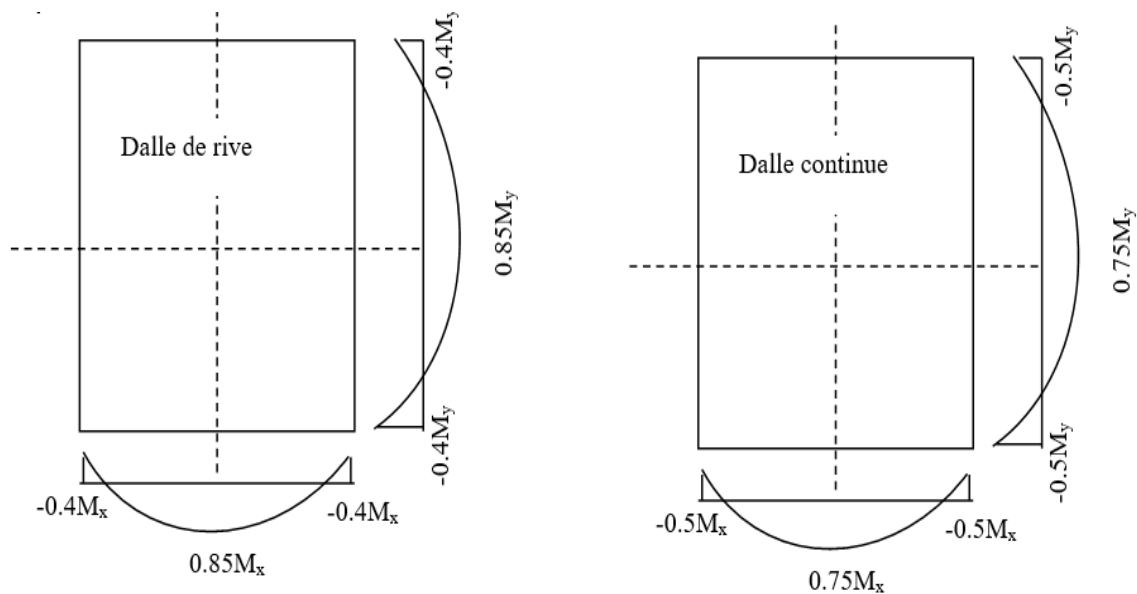


Figure V.5 : moments des dalles pleine.

V.4.1 Ferrailage de la dalle

- **Section minimale d'armatures et condition de non fragilité**

Selon l'article B.7.4 de CBA le calcul des sections minimales dépend de la nuance d'acier, Les armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit :

$$A_{sx} = 0.008\% \cdot b \cdot h \quad \text{Et} \quad A_{s \min} = 1,2 (A_{sx \min})$$

Avec : $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0,6 \text{ m}$

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Et pour la CNF : $A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Tableau V.11: Sollicitations Extrêmes et Ferrailage des Dalles-sens X.

Position	M (KN.m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s\ min}$		Choix des barres	$A_s\ adoptée$ (cm ² /m)
			CBA	CNF		
Travée	11.04	2.16	4.8	1.67	5HA12	5.65
Appui	-16.521	3.27	4.8	1.67	5HA12	5.65

Tableau V.12 : Sollicitations Extrêmes et Ferrailage des Dalles-sens Y.

Position	M (KN.m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s\ min}$		Choix des barres	$A_s\ adoptée$ (cm ² /m)
			CBA	CNF		
Travée	11.237	2.2	5.76	1.67	6HA12	6.79
Appui	-25.867	5.21	5.76	1.67	6HA12	6.79

- **Espacement**

- Sens X-X :

$$St \leq \text{Min} (3h_0 ; 33\text{ cm}) = \text{Min} (45\text{ cm} ; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm donc } St = 15\text{ cm}$$

- Sens Y-Y :

$$St \leq \text{Min} (4h_0 ; 40\text{ cm}) = \text{Min} (60\text{ cm} ; 40\text{ cm}) = 40\text{ cm donc } St = 15\text{ cm}$$

- **Vérification de la flèche maximale de la dalle**

$$f_{adm} = \frac{L_{max}}{1000} + 0.5\text{cm Avec } L = 5.80\text{ m}$$

$$f_{adm} = 1.1 \text{ cm}$$

$$F = 0.35 \text{ cm} < F_{adm} = 1.1 \text{ cm}$$

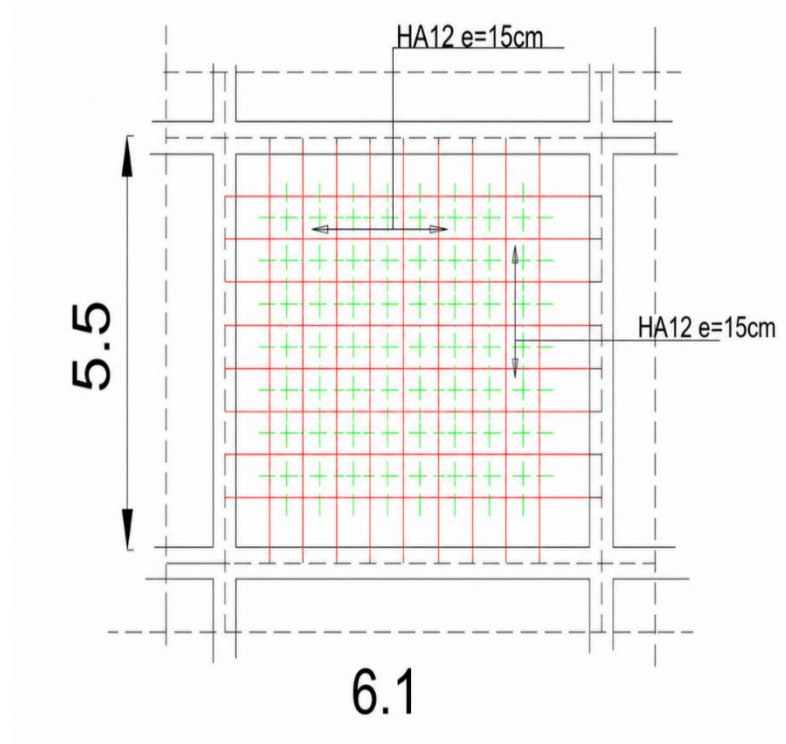


Figure V.6 : schéma de ferrailage de dalles sur appuis.

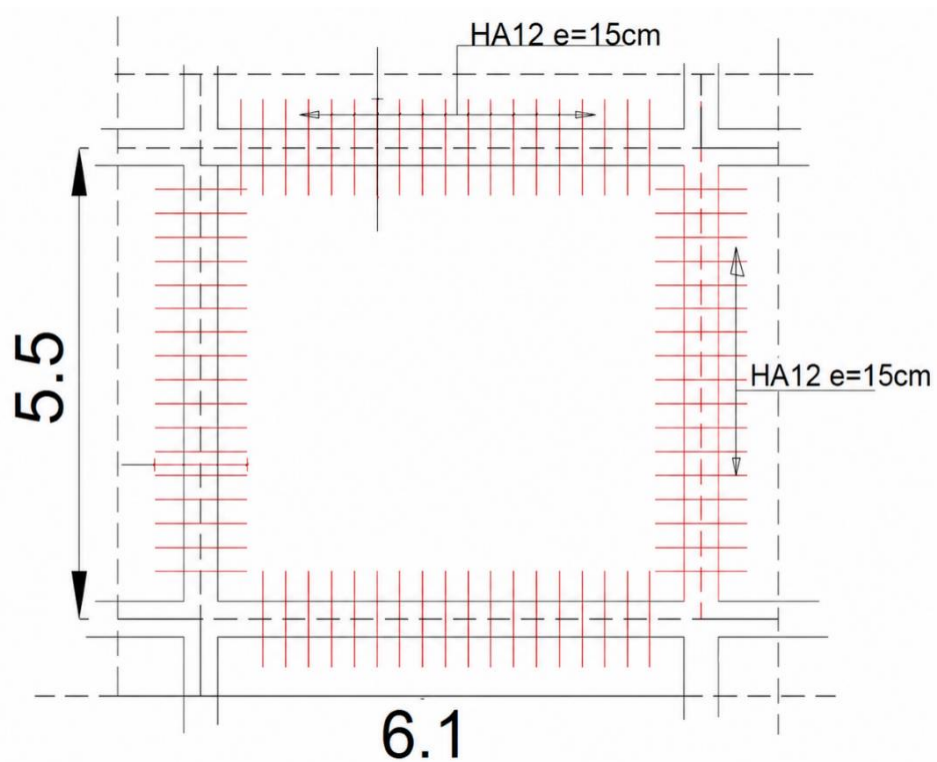


Figure V.7 : schéma de ferrailage des dalles en travée.

V.5 Conclusion

Le calcul des éléments secondaires constitue une étape incontournable dans la conception et le dimensionnement des structures. Bien qu'ils ne soient pas les principaux porteurs, ces composants assurent la stabilité, la sécurité et le bon fonctionnement global de l'ouvrage. Ils participent à la répartition des charges, renforcent la rigidité et contribuent à la durabilité de l'ensemble.

Dans ce chapitre, les différents éléments secondaires ont été étudiés et dimensionnés conformément aux hypothèses et aux règles de calcul retenues. Les vérifications menées ont confirmé le respect des contraintes admissibles, des conditions de résistance et des critères de service. Les sections et armatures choisies garantissent ainsi un comportement fiable face aux sollicitations.

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction

L'examen de l'infrastructure est une phase cruciale dans tout projet de construction, car il a un impact direct sur la stabilité et la pérennité de la structure. Effectivement, les fondations ont pour rôle de transmettre toutes les charges provenant de la superstructure vers le sol porteur, tout en assurant une distribution appropriée des efforts et en minimisant les tassements différentiels.

VI.2 Rôle de l'étude géotechnique

Le choix du type de fondation dépend principalement des caractéristiques géotechniques du sol, notamment sa capacité portante, ainsi que des charges appliquées par la structure. Une étude géotechnique préalable est donc indispensable afin d'identifier la nature du terrain, la profondeur du bon sol et les paramètres mécaniques nécessaires au dimensionnement.

D'après le rapport du sol, nous avons une faible capacité portante du sol ainsi que des tassements inadmissibles obtenus pour des fondations superficielles. La solution d'un mode de fondations profondes s'avère être la solution la plus adaptée.

VI.2.1 Choix du type de fondation

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul de l'infrastructure de l'ouvrage étudié. Suite à l'examen des diverses options possibles (semelles isolées, semelles filantes ou radier), la décision concernant le système de fondation le plus adapté est prise en fonction de critères techniques et économiques :

- La capacité portante du sol.
- Les charges que la structure supporte.
- Le type et l'envergure du bâtiment.
- Les aspects économiques et la simplicité d'exécution.

VI.2.2 Analyse des solutions possibles

Afin de déterminer le système de fondation le plus approprié, plusieurs solutions sont envisagées, notamment les semelles isolées et les semelles filantes. Si ces solutions ne répondent pas aux exigences de portance ou de stabilité, le recours à un système plus rigide est envisagé.

VI.2.2.1 Semelles isolées sous poteaux

- **Définition**

Une semelle de fondation isolée est un élément de fondation superficielle en béton armé, généralement de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné à supporter un poteau unique.

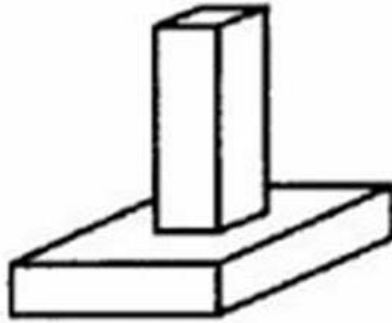


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

Pour le prédimensionnement, on ne prend en compte que l'effort normal N , évalué à la base des voiles.

La vérification à faire est : $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation, obtenu par le logiciel à L'ELS.

$N_{ser} = 5805,5977 \text{ KN}$.

Contrainte admissible du sol. $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$\text{D'où } S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{5805,5977}{200} = 29,027 \text{ m}^2$$

Avec $S = B \times B$ donc $B = 5,38 \text{ m} \approx 5,5 \text{ m}$

➤ Il y'a un chevauchement des semelles on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2.2 Semelle filante

- **Définition**

Une semelle de fondation filante est un élément de fondation superficielle en béton armé, de forme allongée et continue, disposé sous un mur porteur ou une file de poteaux, dont le rôle est d'assurer la transmission et la répartition des charges verticales de la structure vers le sol de fondation de manière uniforme.

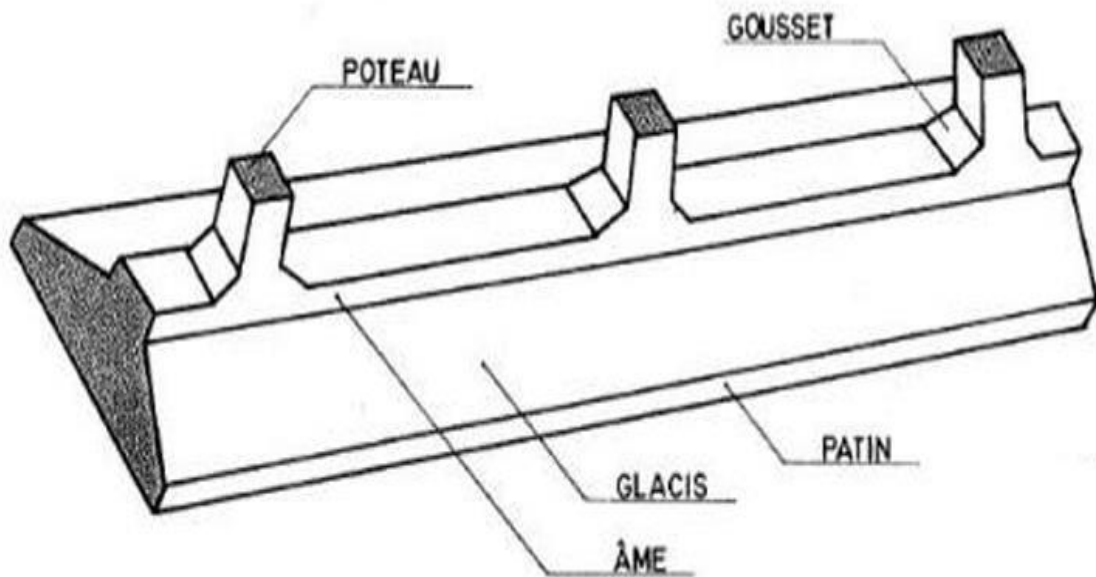


Figure VI.2 : Schéma de la semelle filante.

- Pour évaluer l'intérêt de ce système de fondation pour notre structure, il convient de comparer la surface totale des semelles à celle de la structure. Si la surface des semelles dépasse 50 % de la surface du bâtiment ($S_s / S_b > 50 \%$), ce système devient peu avantageux, et le recours à un radier général s'avère alors plus approprié.
- Pour la vérification de la semelle filante, nous avons choisi la file XX, car c'est la plus longue.

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes sens x-x.

Fil	N(KN)	L(m)	B(m)	B choisi (m)	Surface (m2)
A	28548.216	56.1	2.544404314	3	168.3
B	20088.697	56.1	1.790436435	2	112.2
C	24471.692	56.1	2.181077674	2.5	140.25
D	28010.726	56.1	2.496499643	3	168.3
E	25401.824	56.1	2.263977193	2.5	140.25
F	38002.355	56.1	3.38701918	3.5	196.35
G	39166.164	56.1	3.490745428	4	224.4
H	30987.283	56.1	2.761789902	3	168.3
I	33348.884	56.1	2.972271301	3	168.3
				Surface semelles	1486.65
				Surface bâtiment	2468.4
				Pourcentage	60 %

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

VI.3 Radier

VI.3.1 Définition

Un radier (ou radier général) est une fondation superficielle constituée d'une dalle en béton armé couvrant l'ensemble de l'emprise du bâtiment, dont le rôle est de reprendre et répartir uniformément les charges de la structure sur toute la surface du sol, afin de limiter les tassements différentiels et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, notamment lorsque le sol est peu résistant ou lorsque les charges sont importantes.

Un radier général ne remplit efficacement sa fonction de répartition des charges que s'il présente une rigidité suffisante par rapport au sol support. Par conséquent, son épaisseur doit être relativement importante ; c'est pourquoi nous avons retenu la solution d'un radier nervuré.

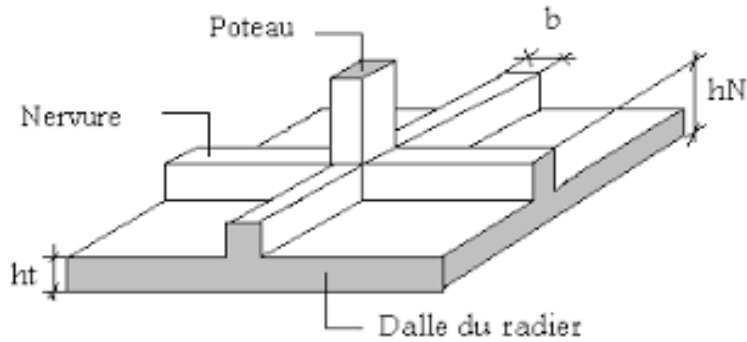


Figure VI.3 : schéma du radier nervuré

VI.3.2 Prédimensionnement de radier

VI.3.2.1 Prédimensionnement de la dalle

- Condition forfaitaire : $ht \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm}$

Donc on opte pour $ht = 0.6\text{m}$

- Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{cj} ; 4\text{MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

Et T_u : effort tranchant par la bande de largeur b

Donc on a :

$$N_{u_{tot}} = N_u + 1,35 \times \text{Poids (radier)}$$

$$N_u = 303579.2266\text{KN}$$

$$\text{Poids de radier} = L \cdot l \cdot h \cdot \gamma = 57.1 \cdot 45 \cdot 0.6 \cdot 25 = 38542.5\text{KN}$$

$$N_{utot} = 355611.06\text{KN}$$

$$\text{Pour } L = 5.8 \text{ m} \quad b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 22.8cm \rightarrow h_2 = 30 \text{ cm}$$

- Conclusion

$$h \geq \max(h_1; h_2) = \max(60; 30) = 60cm$$

VI.3.2.2 Prédimensionnement de la nervure

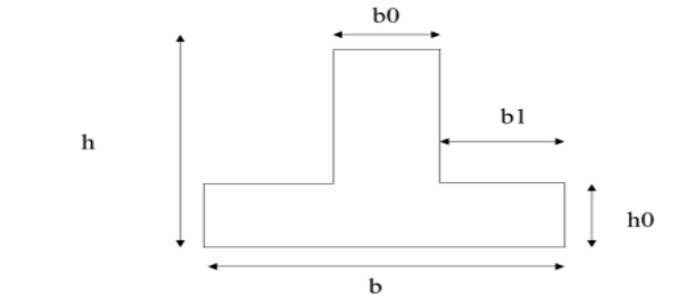


Figure VI.4: Schéma représentatif de calcul d'une section en T.

- La largeur des nervures

$$b_0 \geq b_{voile} = 30 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour $b_0 = 0.6m$.

b_1 : cette longueur à prendre en compte de chaque côté de la nervure à Partir de son parement, est limité par la plus restrictive des conditions Suivantes :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{L_i}{10}; \frac{L_t}{2}\right)$$

Avec :

L_t : entre nus des nervures de poutres ;

L_i : portée de la travée considérée.

Donc :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min\left(\frac{5.8}{10}; \frac{5.2}{2}\right)$$

$$b_1 = 60 \text{ cm.}$$

b : la largeur totale, elle sera donc ;

$$b = b_0 + 2 b_1 = 1.8 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad b = 1.8 \text{ m}$$

- **La hauteur de la nervure**

h_0 : Epaisseur du radier : $h_0 = 60 \text{ cm}$

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_{N1} \geq 580 \text{ cm}$$

Donc on opte pour $h = 0.6 \text{ m}$

- **Condition de la longueur élastique**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_2$

$$\text{Avec : } L_2 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

Avec :

E : Module de Young ($E = 21000 \text{ MPa}$) ;

K : coefficient de raideur du sol $K_{\text{sol}} = 40000 \text{ KN/m}^3$;

b : Largeur de voile ;

I : Inertie de la section transversale du radier ;

L : distance maximale : 5.8 m .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} = \sqrt[3]{\frac{3 * 40 \left(\frac{2 * 5.8}{\pi} \right)^4}{21000}} \quad \text{Donc : } h = 1 \text{ m}$$

Le coffrage final adopté est :

-Pour les nervures : On prend : $h = 100 \text{ cm}$; $b_0 = 60 \text{ cm}$.

-Pour la dalle : Épaisseur de la dalle du radier $h = 60 \text{ cm}$.

Concernant le débord, lorsqu'il est réalisable, les règles de l'art recommandent une largeur comprise entre 50 cm et 150 cm . En conséquence, un débord de 1 m a été retenu.

VI.3.3 Modélisation du radier

Le logiciel SAFE (Slab Analysis by the Finite Element Method), développé par Computers and Structures, Inc., est un outil performant dédié à la modélisation, à l'analyse et au dimensionnement des dalles, radiers et fondations en béton armé.

Afin d'étudier le radier, l'ensemble des efforts qui lui sont appliqués est exporté depuis le logiciel ETABS vers SAFE.

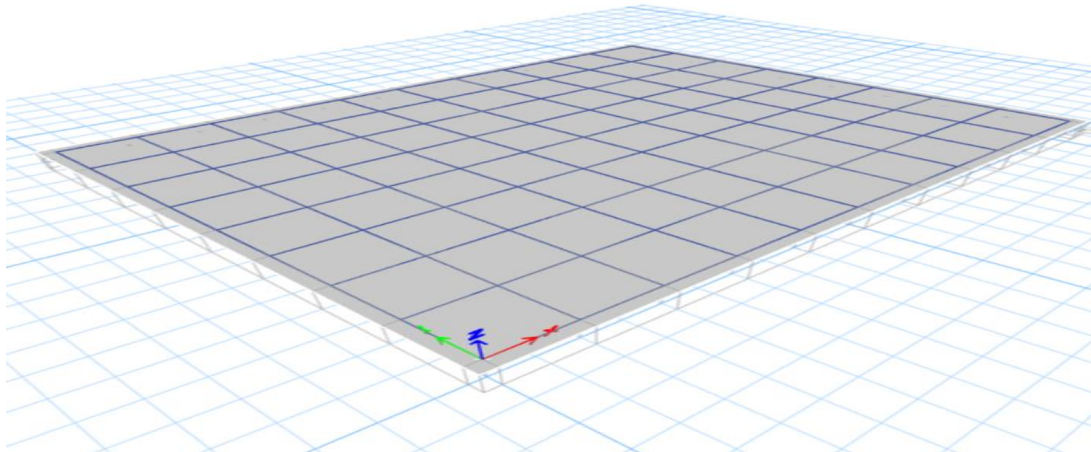


Figure VI. 5 : Modélisation de radier sur logiciel SAFE.

VI.3.4 Vérifications nécessaires

VI.3.4.1 Vérification de la stabilité du radier

Selon RPA99/version 2024 on doit vérifier la stabilité au renversement de cette ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

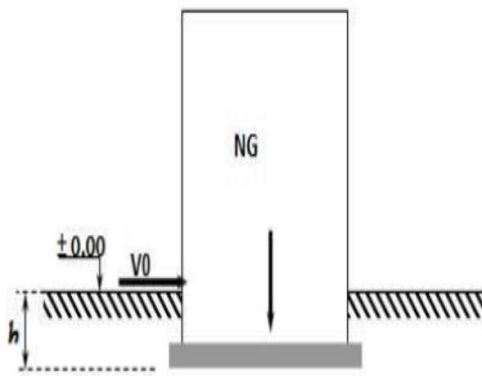


Figure VI.6 : Schéma statique de bâtiment.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{M_s}{M_r} > 1,5$

Tel que :

- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$;
- M_0 : Moment à la base de la structure ;
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure ;
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

Tableau VI.2 : Moment de renversement pour le radier.

Sens	M0 (KN.m)	V0 (KN)	h (m)	Mr (KN.m)
X-X	777.175	38973.104	13.07	510155.644
Y-Y	825.867	38973.104	13.07	510204.336

- M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre. Sous la combinaison.

$$\begin{cases} G + \Psi \cdot Q + 1.4E_1 \\ G + \Psi \cdot Q + 1.4E_2 \end{cases}$$

Avec :

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

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$

On a : $N_1 = 303579.226 \text{ KN}$ est $N_2 = 64237.5 \text{ KN}$

Donc **$N = 367816.726 \text{ KN}$**

Tableau VI.3 : Moment stabilisant pour le radier.

Sens	N (KN)	CG (m)	Ms (KN.m)
X-X	367816.726	28.55	10501167.527
Y-Y	367816.726	22.5	8275876.335

Tableau VI.4 : Vérification de stabilité de radier.

Sens	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Fs
X-X	510155.644	10501167.527	20.583
Y-Y	510204.336	8275876.335	16.221

VI.3.4.2 Vérification des contraintes sous le radier**1) Sous ELS**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2$ bars.

On doit vérifier que : $\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$.

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.

σ_{max} (bars)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)	Observation
0.182	2	Vérifiée

2) Sous ELA

Selon l'article 5.7 de RPA2024 Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre 10 et aux combinaisons d'actions :

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$G + \psi Q \pm 1,4E1$$

$$G + \psi Q \pm 1,4E2$$

$$\bar{\sigma}_{sol ELA} = 1.5 \sigma_{sol} = 3 \text{ bars.}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELA.

Combinaison	σ (bars)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (bars)	Observation
G+0.3Q - 1,4Ex+0,42Ey	0.1515	3	Vérifiée

VI.3.4.2.1 Vérification des contraintes sous le radier du deuxième ordre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y \end{cases}$$

On vérifie que :

- σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$;
- σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier ;
- $\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

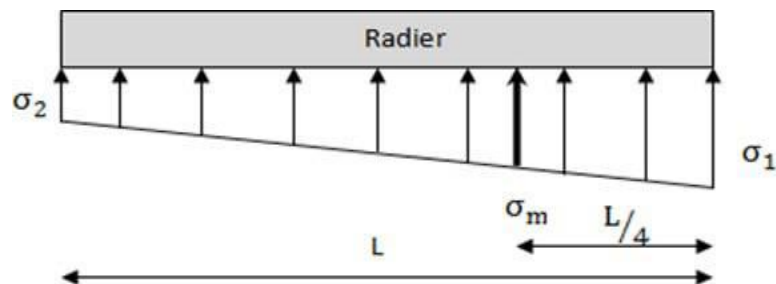


Figure VI.7 : Contraintes sous le radier.

➤ Position du centre de gravité

$$\begin{cases} XG = 28.55m \\ YG = 22.55m \end{cases}$$

➤ Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 433603.125 m^4 \\ I_{yy} = 698135.291 m^4 \end{cases}$$

➤ Surface de radier $S_{radier} = 2569.5 m^2$.

Avec :

M : moment de renversement

Nu = 390299.625 KN.

Nser = 227443.001 KN.

Tableau VI.7 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	185.48	118.3	168.68
Sens y-y	168.38	135.42	160.14
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VI.8 : Contrainte sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	σ_m (kN/m ²)
Sens x-x	122.1	54.92	105.305
Sens y-y	105	72.03	96.75
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.4.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement du radier

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{cj} ; 4 \text{ MPa}) = 3.5 \text{ MPa}$$

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes dans le sol à l'ELS.

Vu (KN/ml)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
489,651	1.51	3.5	Vérifiée

VI.3.5 Ferrailage du radier

VI.3.5.1 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle du radier constitue une étape essentielle du dimensionnement des fondations, visant à assurer la reprise des efforts de flexion, de cisaillement et de traction induits par les charges transmises par la structure, tout en garantissant la sécurité et la durabilité de l'ouvrage conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur.

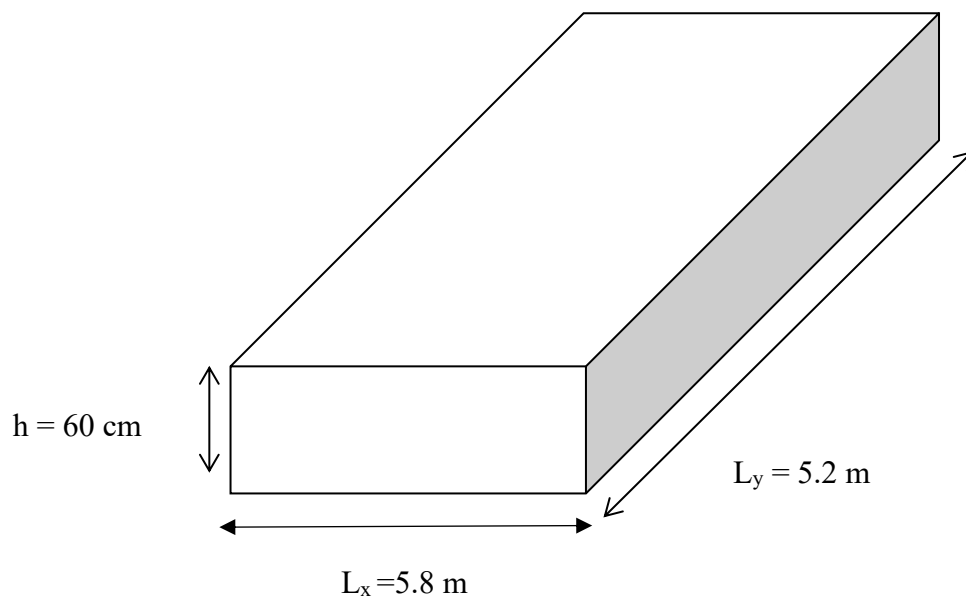
**Figure VI.8:** Schéma du radier.

Tableau VI.10: Sollicitation de la dalle du radier pour le ferrailage.

Moment (KN.m)	ELU		ELS		ELA	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_x	21.88	-73.79	16.23	-54.41	16.44	-55.13
M_y	20.67	-63.72	15.30	-47.15	15.52	-47.22

- Section minimale d'armatures et condition de non fragilité**

Selon l'article B.7.4 de CBA le calcul des sections minimales dépend de la nuance d'acier, Les armatures des dalles doivent être supérieures aux sections minimales calculées comme suit : $A_{sx} = 0.008\% . b . h$ et $A_{s \min} = 1,2 (A_{sx \min})$.

Avec : $b = 1$ m et $h = 0,6$ m.

Et pour la CNF : $A_{s \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

Tableau VI.11: Ferrailage des panneaux du radier.

	As travée (cm ²)	As appuis (cm ²)	As min (cm ²)		Choix des barres
			CBA	CNF	
Sens X-X	0.92	3.11	4.8	1.67	6HA14
Sens Y-Y	0.87	1.98	5.76	1.67	6HA14

Remarque

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètres T12 généralement appelées CHAISES donc on prévoit des chaises de HA12 par m².

- Espacements maximaux**

Pour déterminer les espacements maximaux, le CBA 93 (Art.7.2.4.2) propose les formules suivantes :

- Sens X-X :

$$S_t \leq \text{Min} (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (180 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm on prend } S_t = 10 \text{ cm}.$$

- Sens Y-Y :

$$S_t \leq \text{Min} (4h_0 ; 40 \text{ cm}) = \text{Min} (240 \text{ cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.12: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	Mser	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	σ _{s adm} (MPa)	Obs
Travée	x-x	16.23	9.23	0,57	21	Vérifiée	34,3	250	Vérifiée
	y-y	15.3	9.23	0,54	21	Vérifiée	32,3	250	Vérifiée
Appuis	x-x	-54.41	9.23	1,92	21	Vérifiée	13,9	250	Vérifiée
	y-y	-47.15	9.23	1,67	21	Vérifiée	12,1	250	Vérifiée

VI.3.5.1.1 Schéma de ferrailage

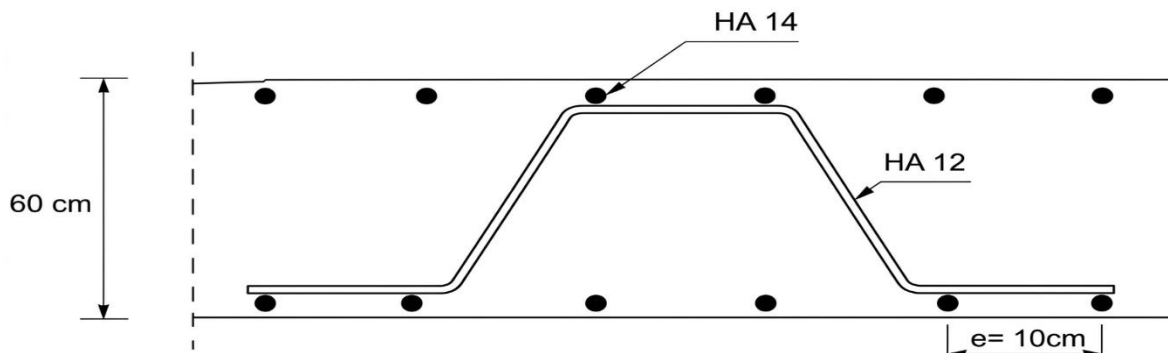


Figure VI.9 : Ferrailage de la dalle du radier en travée et sur appui.

VI.3.5.2 Ferrailage de la nervure

Vu que les nervures sont orientées vers le bas ; la table ne participera pas à la reprise du moment fléchissant en travée car il est négatif ; par contre sur appui, le moment est positif et la table se trouve dans la zone comprimée nous auront alors une section en T ou une section rectangulaire. Les nervures sont considérées comme des sections en T orientées vers le haut soumises à un moment de flexion.

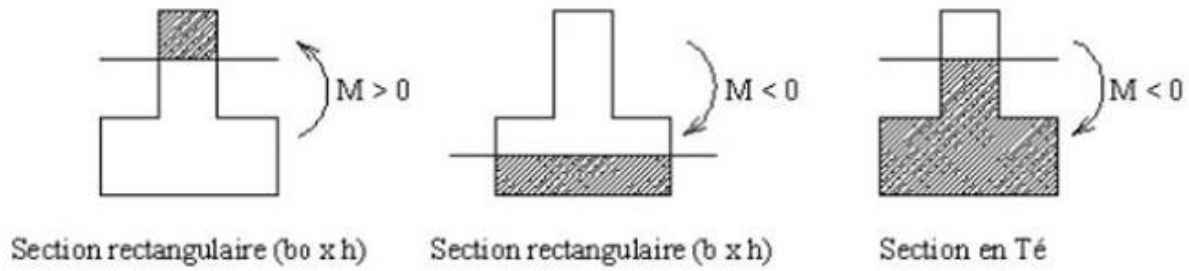


Figure VI.10 : Schéma représentatif de calcul d'une section en T.

VI.3.5.2.1 Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifié 99** » :

On a : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$

-En travée : $M_t = 0,85M_0$

-Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- $M_{TU} = b \times h_0 \times (d - h_0/2) \cdot F_{bu}$

➤ Calcul des armatures dans le sens porteur (X-X)

Avec : $L = 5.8m$; $q_{elu} = 303.624kN/ml$

$$M_0 = \frac{303.624 \times 5.8^2}{8} = 1276.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 1085.228 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 638.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{TU} = 4895.1 \text{ KN}$$

On a $M_{TU} > M_t$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table, on se ramène à l'étude d'une section rectangulaire

($b \times h$) avec $M_t = 1085.228 \text{ KN.m}$; $M_a = 638.37 \text{ KN.m}$.

• Condition de non fragilité :

$$-A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 20.12 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.13: Ferrailage de la nervure du radier.

	As appui (cm2)	Choix des barres (En appui)	As travée (cm2)	Choix des barres (En travée)	Asmin CNF
Nervure	15,62	7HA20	26,75	10HA20	20.12

➤ **Calcul des armatures dans le sens non porteur (Y-Y)**

$$L = 5.2 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{288.252 \times 5.2^2}{8} = 974.29 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_t = 828.15 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 487.14 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Tableau VI.14: Ferrailage de la nervure du radier.

	As appui (cm2)	Choix des barres (En appui)	As travée (cm2)	Choix des barres (En travée)	Asmin CNF
Nervure	11,89	7HA20	20,32	7HA20	20.12

VI.3.5.2.2 Vérifications nécessaires

VI.3.5.2.2.1 Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser} = 189.549 \text{ KN}\cdot\text{m}.$$

Tableau VI.15: Vérification des contraintes à l'ELS sens porteur.

	Mser	As (cm2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc adm} (MPa)	Obs	σs (MPa)	σs adm (MPa)	Obs
Travée	677.49	31.4	7.02	21	Vérifiée	243.7	250	Vérifiée
Appuis	398.52	21.89	2,93	21	Vérifiée	203,7	250	Vérifiée

Tableau VI.16: Vérification des contraintes à l'ELS sens non porteur.

	Mser	As (cm2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc adm} (MPa)	Obs	σs (MPa)	σs adm (MPa)	Obs
Travée	500.33	21.89	3,68	21	Vérifiée	255,7	250	Vérifiée
Appuis	294.31	21.89	2,17	21	Vérifiée	150,4	250	Vérifiée

VI.3.5.2.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} ; 4MPa)$$

Où

b_0 : désigne la largeur de l'âme ;

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{303.624 \times 5.8}{2} = 880.5kN$$

Tableau VI.17: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres.

Nervure	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Observation
	880.5	0.543	3.5	Vérifiée

VI.3.4.2.3 Armatures transversales

Selon RPA24 art.7.5.2 : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$

- Dans les zones critiques : $s = \min\left(\frac{h}{4}; \frac{24}{\varphi_t}; 17,5cm; 6\varphi_l\right)$
- En dehors de la zone critique : $s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \leq \frac{h}{2}$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2cm.$$

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_{\max} = 6,66mm.$$

Tableau VI.18: Choix des armatures transversales.

Zone	S_t (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adpt} (cm ²)
Courante	20	3.6	5T10	3.92
Nodale	15	2.7	4T10	3,14

VI.3.5.2.4 Armatures de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = h * 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3 \text{ cm}^2.$$

on prend 4HA12 = 4.52 cm².

VI.3.5.2.5 Schéma de ferrailage

➤ Le sens porteur (X-X)

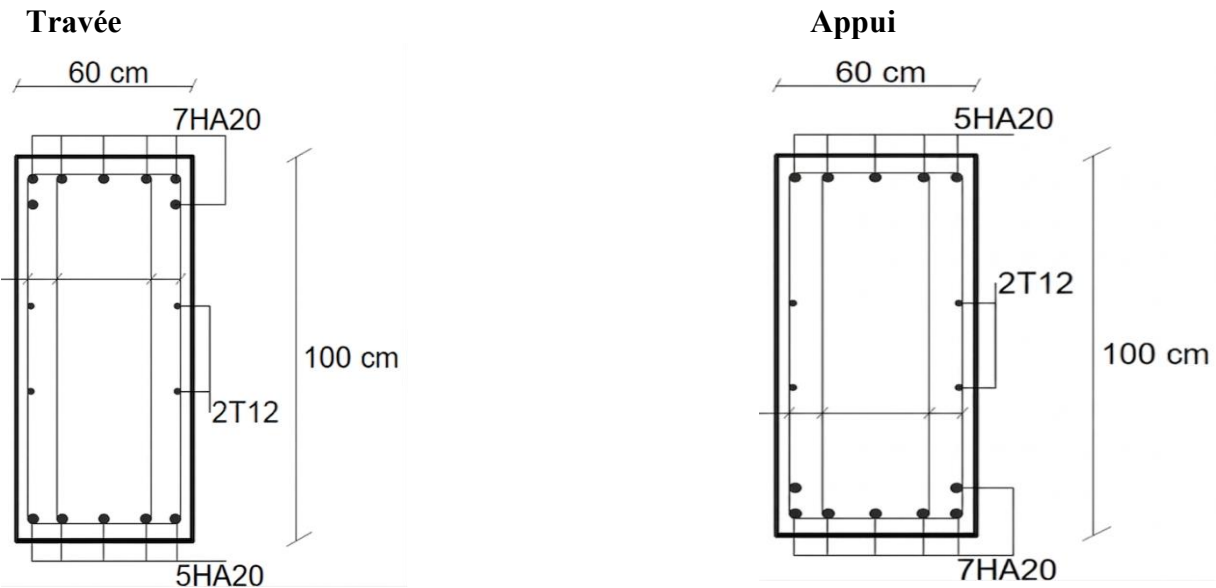


Figure VI.11 : Ferrailage des nervures sens porteur.

➤ Le sens non porteur (Y-Y)

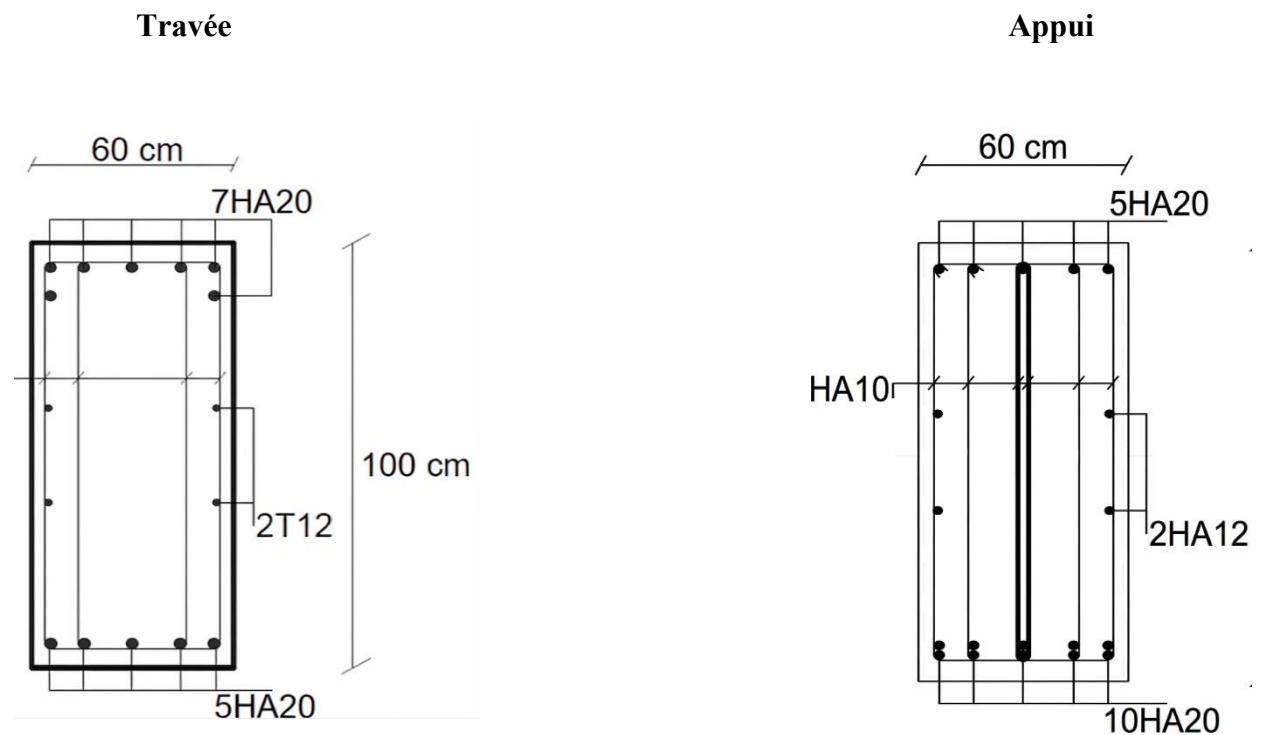


Figure VI.12 : Ferrailage des nervures sens non porteur.

VI.3.6 Ferrailage de débord

Le ferrailage des débords concerne les parties du radier situées en dehors des appuis, soumises principalement à la flexion sous l'effet des réactions du sol. Ces zones, assimilées à des consoles, nécessitent une disposition adéquate des armatures pour reprendre les efforts de traction. L'objectif est d'assurer la résistance et la durabilité de la structure conformément à la réglementation en vigueur.

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=1m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

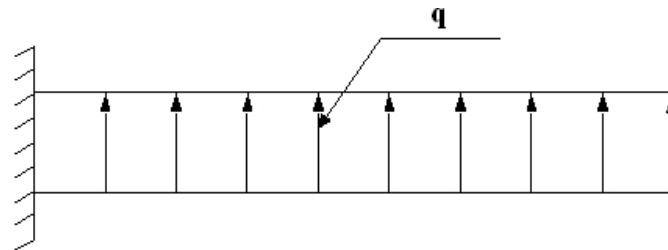


Figure VI.13: Schéma statique des débords.

VI.3.6.1 Calcul de ferrailage

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{1,35 \times 25 \times 0,6 \times 1 \times 1^2}{2} = 10.125 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.19: Ferrailage de débords.

M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	Choix des barres	A_s^{adp} (cm^2)
10.125	0,41	6.7	6HA14	9.23

- Condition de non fragilité : $A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.7 \text{ cm}^2$

VI.3.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{25 \times 0,46 \times 1 \times 1^2}{2} = 7.5 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.20: Vérifications des Contraintes du béton et d'acier.

Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc adm} (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	σ _{s adm} (MPa)	Obs
7.5	9.23	1.25	21	Vérifiée	196,4	250	Vérifiée

VI.3.5.2 Armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow \quad 2.3 \leq A_r \leq 4.615$$

Tableau VI.21: Armatures de répartition.

A_t (cm ²)	S_t (cm)	Choix des barres
4.52	15	6HA12

Les armatures du débord ont été considérées comme une continuité directe de celles du radier.

VI.4 Calcul du voile périphérique

VI.4.1 Introduction

Les voiles périphériques des quatre sous-sols constituent des éléments essentiels de la structure, assurant à la fois la stabilité globale de l'ouvrage et la reprise des efforts horizontaux exercés par le sol. Leur dimensionnement et leur calcul permettent de vérifier leur résistance, leur rigidité ainsi que leur capacité à transmettre les charges vers les fondations tout en garantissant le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations appliquées.

Le voile périphérique doit assurer :

- L'encastrement de la structure dans le sol.
- La protection contre les eaux agressives.
- La reprise des poussées des terres.

VI.4.2 Prédimensionnement

Conformément aux règles RPA24, un ouvrage situé en zone VI doit comporter un voile d'infrastructure continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base (RDC). Le voile d'infrastructure est une paroi verticale, rectiligne effectuée sur une profondeur de 12.07 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol.

Le prédimensionnement des voiles périphériques des quatre sous-sols a été effectué dans le chapitre II, ce qui a permis de déterminer une épaisseur du voile égale à 30 cm.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.3 Évaluation des charges

Le voile périphérique est soumis principalement aux forces horizontales engendrées par les poussées des terres exercées sur les parois enterrées. Ces sollicitations produisent des efforts de flexion et de cisaillement que le voile doit reprendre afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

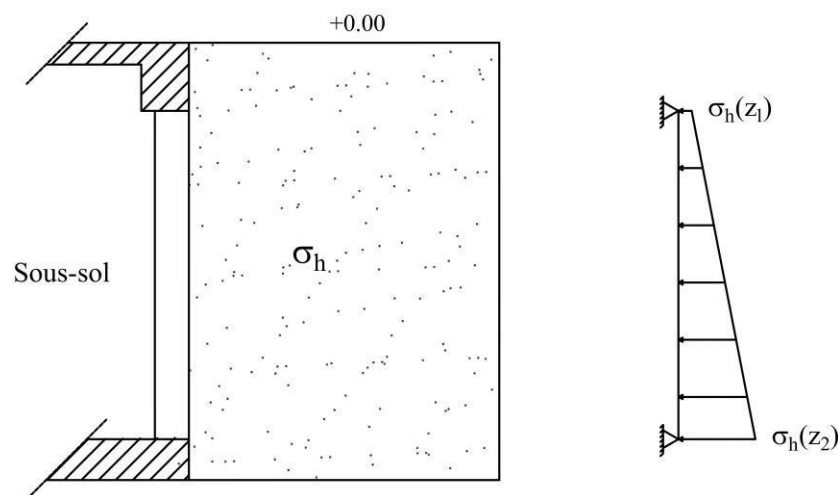


Figure VI.14 : Schéma de chargement de voile périphérique.

VI.4.3.1 Calcul de la force de poussée des terres sur le voile périphérique

La charge de poussées des terres est donnée par : $P_i = k_0 \times \gamma \times H$.

Avec :

- P_i = Contrainte à la base sur une bande de 1m ;

- Poussée des terres au repos K_0 ;

- L'angle de frottement $\varphi = 15^\circ$;

- $K_0 = 1 - \sin\varphi = 0.74$;

- γ_d = Poids spécifique des terres ($\gamma = 16.4 \text{ kN/m}^3$) ;

- H = Hauteur du voile ($H = 3.4 \text{ m}$).

Donc : $P_i = k_0 \times \gamma_d \times H = 0.74 \times 16.4 \times 12.07 = 146.48 \text{ KN/ml}$.

$$P_u = 1.35 P_i = 197.75 \text{ KN/ml}.$$

$$P_{ser} = 146.48 \text{ KN/ml}.$$

VI.4.4 Ferrailage du voile périphérique

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis et supportant les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable

Avec : $L_x = 2.89 - 0.5 = 2.39 \text{ m}$ $L_y = 5.2 \text{ m}$ et $e = 30 \text{ cm}$.

Les charges et surcharges, prises uniformément réparties sur une bande de 1 mètre, s'exercent à la base du voile dans le cas le plus défavorable.

$\rho = 0.459 \longrightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1$: Le panneau porte sur deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{(Dans le sens de la petite portée).} \\ \text{(Dans le sens de la grande portée).} \end{array}$$

➤ Les valeurs de μ_x et μ_y sont données par le C.B.A 93.

-pour $\nu = 0$ (ELU) $\mu_x = 0.1$ $\mu_y = 0.25$

-pour $\nu = 0.2$ (ELS) $\mu_x = 0.1$ $\mu_y = 0.34$

$$\begin{cases} M_x = 112.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 28.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x \\ M_{ty} = 0.75 M_y \end{cases}$$

- Moment en appui

$$\{ M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$$

Tableau VI.22: Evaluation des moments développés dans le panneau le plus sollicité.

Moment (KN.m)	ELU		ELS	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_x	84.71	56.475	62.75	41.83
M_y	21.18	56.475	21.33	41.83

- **Calcul du ferrailage**

Avec : $b = 1$ m et $h = 0,3$ m

- **Condition de non fragilité :** $A_{smin} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **Selon la condition de RPA**

Selon le RPA 2024 (Art. 10.1.2), le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne : $A_{smin} = 0.1\% \cdot b \cdot h$.

Tableau VI.23: Ferrailage du voile périphérique.

	As travée (cm ²)	Choix des Barres	As appuis (cm ²)	Choix des Barres	As min (cm ²)		St (cm)
					RPA	CNF	
Sens X-X	3,56	5HA12	2,37	5HA12	3	3.35	15
Sens Y-Y	0,89	5HA12	2,37	5HA12	3	3.35	15

VI.4.4.1 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.24: Vérification des contraintes à l'ELS.

		Mser	As (cm2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\sigma_s adm$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	62.75	5.65	2,73	21	Vérifiée	213,4	250	Vérifiée
	Y-Y	21.33	5.65	0,93	21	Vérifiée	72,5	250	Vérifiée
Appuis		41.83	5.65	1,82	21	Vérifiée	142,2	250	Vérifiée

VI.4.4.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1.63 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 246.25 \text{ Kn.}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 157.54 \text{ kn.}$$

$$T_{umax} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 246.25 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{246.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.91 \text{ MPa} < 1,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.4.4.3 Schéma de ferrailage

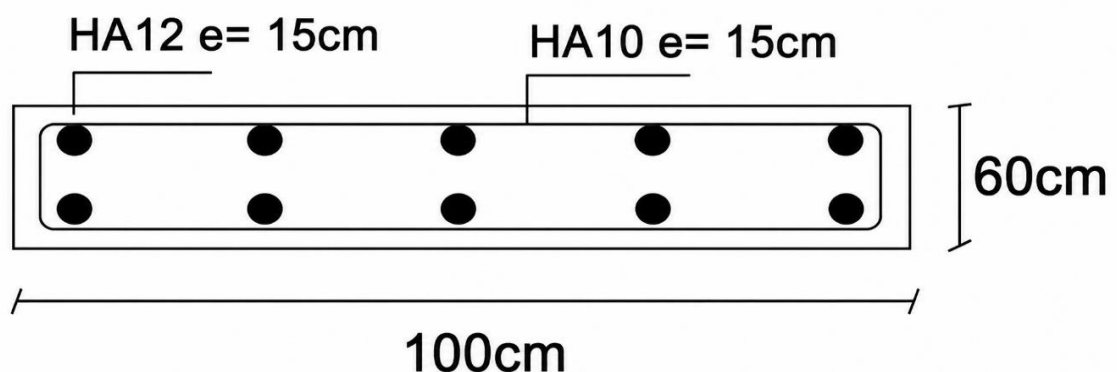


Figure VI.15 : Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons analysé en profondeur le système de fondation retenu pour notre ouvrage, à savoir un radier général, sélectionné en fonction de la nature du sol, de la distribution des charges et des exigences liées à la sécurité sismique.

Nous avons déterminé les contraintes admissibles sous le radier en veillant à ce que les pressions exercées sur le sol demeurent inférieures à sa capacité portante. Les vérifications au poinçonnement ont été réalisées afin d'assurer la résistance du radier face aux concentrations de charges. De plus, les efforts tangents, notamment dus à l'action sismique, ont été pris en compte pour contrôler la stabilité au glissement de la fondation par rapport au sol.

L'ensemble de ces analyses, menées conformément aux exigences du RPA 2024 et du BAEL91, a permis de confirmer la validité de la solution adoptée. Le radier général constitue ainsi une fondation continue, rigide et stable, capable de répartir de manière homogène les charges verticales et horizontales, garantissant la sécurité et la durabilité de la structure, aussi bien en situation statique que dynamique.

Ce travail met en évidence que le recours à un radier nervuré représente une solution technique pertinente, fiable et adaptée aux contraintes du projet ainsi qu'aux caractéristiques du site.

CHAPITRE VII :
GENERALITES SUR
L'INTERACTION SOL
STRUCTURE

VII.1 Introduction

Le génie parasismique vise principalement à assurer la sécurité des constructions soumises aux actions sismiques, en limitant les dommages structuraux et en garantissant la stabilité globale des ouvrages. Traditionnellement, l'analyse sismique des structures repose sur des modèles simplifiés qui représentent le comportement dynamique du système porteur face aux sollicitations induites par les mouvements du sol. Cependant, les avancées récentes dans la compréhension du comportement dynamique des systèmes sol-fondation-structure soulignent l'importance des mécanismes d'interaction entre le sol et la structure, particulièrement pour les ouvrages implantés sur des sols déformables ou exposés à des excitations sismiques intenses.

Lors d'un séisme, le mouvement du sol représente la source principale d'excitation de la structure. Néanmoins, la réponse réelle de l'ouvrage ne dépend pas seulement des caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi des propriétés mécaniques et dynamiques du sol de fondation. Le sol n'agit pas comme un support rigide, mais comme un milieu déformable qui modifie la transmission des vibrations vers la structure. Cette interaction influence notamment : La rigidité globale du système ; les périodes propres de vibration ; l'amortissement effectif ; la répartition des efforts internes.

Ainsi, intégrer le comportement du sol permet une représentation plus réaliste de la réponse dynamique de l'ouvrage et une évaluation plus précise de sa performance sismique.

VII.1.1 Limites de l'hypothèse de base fixe

Dans de nombreuses méthodes d'analyse classiques, les fondations sont considérées comme parfaitement encastrées dans un support rigide, conformément à l'hypothèse dite de « base fixe ».

Cette simplification réduit la complexité du modèle de calcul, mais elle ne reflète pas toujours le comportement réel du système sol-fondation-structure. En réalité, la déformabilité du sol provoque :

Un allongement des périodes propres de la structure ; une dissipation d'énergie supplémentaire par l'amortissement du sol ; une modification de la distribution des efforts sismiques.

Par conséquent, l'hypothèse de base fixe peut entraîner des estimations imprécises de la réponse dynamique, en particulier pour les structures lourdes, élancées ou fondées sur des sols compressibles. [1]

VII.2 Concepts fondamentaux de l'interaction sol-structure

VII.2.1 Définition de l'interaction sol-structure

En génie civil, l'interaction sol-structure (ISS) désigne l'ensemble des phénomènes mécaniques et dynamiques résultant de l'influence mutuelle entre le sol de fondation, les éléments de fondation et la structure qu'ils supportent. Sous sollicitations notamment sismiques, le sol n'agit pas comme un support rigide, mais comme un milieu déformable qui modifie la transmission des efforts et des mouvements entre le terrain et l'ouvrage.

La réponse globale du système dépend simultanément des caractéristiques mécaniques du sol, des propriétés de la fondation et du comportement dynamique de la structure. Cette interaction modifie significativement les paramètres dynamiques : rigidité globale, périodes propres de vibration, amortissement et distribution des efforts internes. [2]

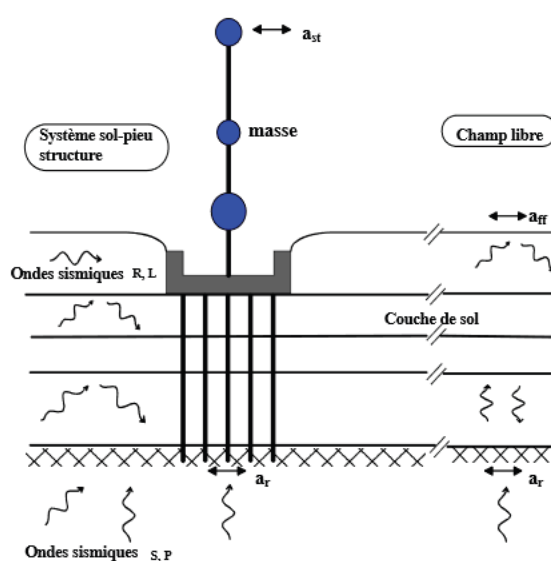


Figure VII.1 : Illustration du phénomène d'interaction sol-structure.

VII.2.2 Origine physique du Phénomène

L'interaction sol-structure trouve son origine dans la déformabilité inhérente du sol, qui ne se comporte pas comme un support rigide mais réagit aux charges appliquées par la structure

via des déformations élastiques ou plastiques. Ce phénomène résulte principalement de trois mécanismes physiques complémentaires :

- **Cinématique** : la structure impose des déplacements au sol (tassements différentiels), modifiant la géométrie du contact sol-fondation.
- **Dynamique** : les ondes sismiques se propagent différemment dans le sol déformable, avec amplification des mouvements selon les périodes propres du système sol-structure.
- **Énergétique** : le sol dissipe une partie de l'énergie sismique par hystérésis et radiation, modifiant l'amortissement global du système.

Physiquement, ce couplage mutuel s'exprime par l'équilibre des efforts à l'interface sol-fondation : les déplacements imposés par la structure modifient les contraintes intergranulaires du sol, tandis que les réactions du sol influencent la géométrie et la réponse dynamique de la superstructure. [1]

VII.2.3 Mécanismes de transfert des efforts sol–fondation–structure

Le comportement global d'un ouvrage repose sur la transmission couplée des efforts entre la structure, les fondations et le sol de support. Ce processus interactif implique que chaque composant influence la réponse de l'ensemble : les charges structurelles descendent vers le sol tandis que les déformations du sol remontent vers la superstructure.

VII.2.3.1 Transmission descendante des charges structurelles

Les charges permanentes, d'exploitation ou dynamiques comme le séisme et le vent sont reprises par les éléments porteurs puis transmises aux fondations, qui les répartissent sur le sol sous forme de contraintes de contact. Selon le type de fondation et la nature du sol, cette transmission génère : contraintes verticales causant des tassements ; contraintes de cisaillement dues aux efforts horizontaux ; moments provoquant des rotations de la fondation.

Le sol réagit par déformation, modifiant la position et l'état de contrainte des fondations.

VII.2.3.2 Réaction du sol et déformations associées

Caractérisé par sa rigidité, sa compressibilité et son amortissement, le sol développe des réactions opposées aux sollicitations : tassements verticaux uniformes ou différentiels ; déplacements horizontaux ; rotations de la fondation ; dissipation d'énergie.

Ces déformations altèrent les conditions d'appui et influencent directement la réponse globale de la structure. [5]

VII.2.3.3 Effets du chargement dynamique et sismique

Sous excitation dynamique, le transfert complexifie. Le mouvement du sol vibre la base structurale, tandis que la masse rigidité de celle-ci modifie la réponse locale du sol. Deux phénomènes clés interviennent :

- Interaction inertielle : vibrations structurelles → forces d'inertie → déformations sol.
- Interaction cinématique : mouvements sismiques du sol modifiés par les fondations → mouvement transmis altéré à la structure.

Ces effets modifient la rigidité globale, la période propre et l'amortissement du système. [6]

VII.2.3.4 Comportement global du système couple

Le transfert forme un système interactif où sol, fondations et structure sont interdépendants. La réponse globale dépend de : propriétés mécaniques du sol ; géométrie/rigidité des fondations ; masse/rigidité de la structure et la nature du chargement.

VII.2.4 Paramètres influençant l'interaction sol-structure (ISS)

L'intensité de l'ISS dépend des caractéristiques du sol, des fondations, de la structure et du chargement appliqué. Ces paramètres déterminent la rigidité globale du système et sa réponse dynamique.

- **Rigidité du sol** : La déformabilité du sol est déterminante.

Sol rigide : déplacements limités, interaction faible.

Sol souple : tassements importants, allongement des périodes propres, amortissement accru.

- **Type de fondation** : La géométrie (surface, profondeur), la rigidité et la forme influencent la répartition des efforts et les déformations du système sol-fondation.
- **Masse et rigidité de la structure** : Structures lourdes ou rigides transmettent des efforts intenses au sol, modifiant les caractéristiques dynamiques globales (période, amortissement).
- **Fréquence du chargement** : Proche de la fréquence propre du système, le chargement dynamique provoque une amplification de la réponse par résonance.

- **Profondeur de la nappe phréatique** : modifie la rigidité effective et la capacité portante du sol.
- **Type de sol** : argile, sable, gravier ont des comportements très différents.
- **Non-linéarité du sol** : comportement élastique/plastique sous fortes sollicitations sismiques. [5]

VII.3 Comportement dynamique du sol et des fondations

Le rôle du sol et des fondations, qui se comportent de manière dynamique, est essentiel dans la réaction sismique des constructions. Ils influencent l'amplification des mouvements et l'équilibre général.

Des caractéristiques dynamiques des sols, comme le module de cisaillement, l'amortissement et les vitesses des ondes sismiques, sont indispensables pour représenter ces interactions dans les études géotechniques.

VII.3.1 Propriétés dynamiques des sols

Les propriétés dynamiques des sols se réfèrent à leur réaction face aux sollicitations cycliques ou sismiques, marquée par une rigidité changeante et une dissipation d'énergie. Ces dernières varient en fonction de l'amplitude des déformations, de la contrainte de confinement et de la nature du sol. Le sol présente un comportement élastique linéaire sous de très petites déformations, mais se transforme en non-linéaire et hystérétique à mesure que les déformations s'accroissent.

- **Module de cisaillement**

Le module de cisaillement G mesure la raideur dynamique du sol en cisaillement et dépend fortement de l'amplitude de déformation γ . En petites déformations $\gamma < 10^{-3}\%$, on utilise $G_{\max}$, lié à la vitesse des ondes de cisaillement par $G_{\max} = \rho V_s^2$, où ρ est la masse volumique.

À plus grandes déformations, G diminue typiquement normalisé par $G/G_{\max}$ qui chute de 1 à 0,2-0,5 pour les sols granulaires.

- **Amortissement du sol**

L'amortissement du sol, quantifié par le rapport d'amortissement D ou ξ , représente la dissipation d'énergie par cycle sous chargement cyclique. Il inclut l'amortissement interne (lié à l'inélasticité du sol) et radiatif (propagation des ondes).

D Augmente avec γ , passant de 1 à 2% en régime linéaire de 10 à 20% en régime non linéaire pour les sols cohérents. Il est déterminé expérimentalement via des essais triaxiaux cycliques ou résonance.

- **Vitesse des ondes sismiques**

Les vitesses des ondes de cisaillement V_s et de compression V_p classent les sols selon les normes sismiques (Eurocode 8).

V_s est mesurée in situ par ondes de surface (MASW, SASW) ou profils de VST. Elle définit les catégories de sol (A à E), avec $V_s < 180$ m/s indiquant un risque d'amplification et de liquéfaction. La formule empirique courante est $V_s = \sqrt{G/\rho}$.

VII.3.2 Réponse du sol aux sollicitations dynamiques

Le sol répond aux charges dynamiques en amplifiant ou en atténuant les ondes sismiques, en fonction de sa stratigraphie et de ses caractéristiques non linéaires.

En champ libre, les ondes de cisaillement se propagent avec une vitesse V_s décroissante vers la surface, amplifiant les accélérations jusqu'à un facteur de 2-3 pour les sols mous. À forte amplitude, le sol entre en régime non linéaire, avec génération d'harmoniques et dissipation d'énergie, modélisée par des courbes G/G_{max} et $D(\gamma)$. [4]

VII.3.3 Interactions fondation-sol

L'interaction sol-structure (ISS) modifie les fréquences propres et les modes de vibration du système global par rapport au sol rigide. Elle est modélisée par des matrices d'impédance dynamique $[K(\omega)]$ et $[C(\omega)]$ reliant forces/moments aux déplacements/rotations harmoniques. L'effet est critique pour les structures souples sur sols mous, augmentant les déplacements relatifs de 20 à 50%.

Les types d'interaction sol-structure (ISS) se divisent principalement en interaction cinématique et inertielle, influençant différemment la réponse sismique des ouvrages.

L'interaction cinématique modifie le mouvement transmis à la base indépendamment de la masse, tandis que l'inertielle dépend des forces dynamiques générées par cette masse. [2]

VII.4 Types d'interaction sol-structure

Les analyses sismiques avancées (EC8, RPA 99/2024) mettent souvent en évidence l'interaction cinématique et l'interaction inertielle, qui sont les deux formes principales. L'interaction cinématique découle exclusivement de la géométrie et de la rigidité de la fondation face aux ondes incidentes, ce qui modifie le champ de déformation local sans impliquer d'effet de masse. Quant à l'interaction inertielle, elle amplifie les réponses grâce au couplage dynamique entre le sol et la structure.

VII.4.1 Interaction cinématique

Ce type d'interaction filtre et déforme le mouvement sismique du sol libre avant sa transmission à la fondation rigide. Pour les fondations superficielles sur sols stratifiés, les déplacements de base sont inférieurs aux mouvements libres de 20-40% en raison de la rigidité relative.

Elle est modélisée par des fonctions de transfert fréquentielle $H(\omega) = U(\omega)/U_g(\omega)$, avec U déplacement à la base et U_g en champ libre.

La base de la structure ne suit pas fidèlement le sol libre en raison des effets de site et de la géométrie de la fondation. Sur sols mous, l'amplification des basses fréquences (période $> 0,5$ s) domine, tandis que sur roches, un filtrage des hautes fréquences survient. L'effet est critique pour les structures raides ($T < 0,3$ s), avec réduction des accélérations pico de 10 à 30%.

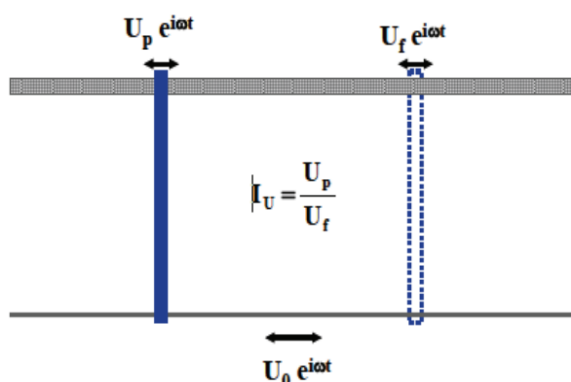


Figure VII.2: Exemple d'interaction cinématique.

VII.4.2 Interaction inertielle

L'interaction inertielle constitue le deuxième type principal d'interaction sol-structure (ISS). Il est purement causé par les forces d'inertie (accélération sismique fois la masse de la structure) générées dans la structure par le mouvement de ses masses pendant la vibration. Ces forces dynamiques sont transférées au sol, entraînant une modification de la réponse totale du système. Elle enrichit l'interaction cinématique en intégrant des effets liés aux accélérations relatives.

Les efforts dynamiques (horizontaux, verticaux, moments) de la superstructure sollicitent le sol via la fondation, mobilisant une masse d'inertie équivalente. Cela génère un amortissement radiatif (5 à 15% additionnel) par propagation d'ondes cylindriques et un effet de masse augmentant les fréquences d'interaction.

L'ISS inertielle allonge la période propre du système couplé $\Delta T = 15$ à 40% sur sols mous, et modifie les modes vibratoires par couplage sol-structure. Effet généralement bénéfique mais pathologique pour structures légères sur fondations massives (double amplification). Modélisée par matrices d'impédance fréquentielle $[K(\omega)] + [C(\omega)]$.

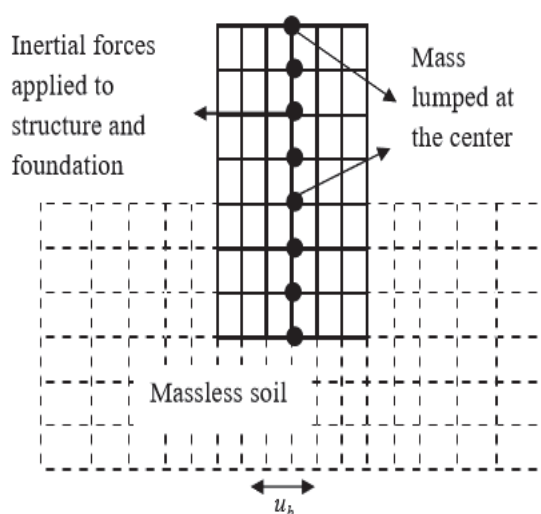


Figure VII.3: Exemple d'interaction inertielle.

VII.4.3 Couplage cinématique-inertiel

Les deux interactions se superposent : la cinématique modifie d'abord le mouvement d'entrée à la base, puis l'inertielle génère des efforts additionnels via $F = m \cdot a'_g$

Où a'_g est l'accélération modifiée. [5]

Le système couplé est décrit par l'équation matricielle :

$$\begin{bmatrix} M_s & M_{ss} \\ M_{sf} & M_f \end{bmatrix} \ddot{u} + \begin{bmatrix} C_s & C_{ss} \\ C_{sf} & C_f \end{bmatrix} \dot{u} + \begin{bmatrix} K_s & K_{ss} \\ K_{sf} & K_f \end{bmatrix} u = \begin{bmatrix} 0 \\ F_g \end{bmatrix}$$

Où indices s =structure ;

f= fondation/sol ;

ss=sol-structure.

VII.5 Modélisation de l'interaction sol-structure

VII.5.1 Hypothèse de base fixe vs base flexible

Dans l'évaluation dynamique et sismique des structures, les conditions de base ont une importance cruciale dans la réaction générale du système. Pour modéliser le comportement de la fondation et du sol, deux méthodes courantes sont généralement utilisées : l'hypothèse de base rigide et l'hypothèse de base flexible.

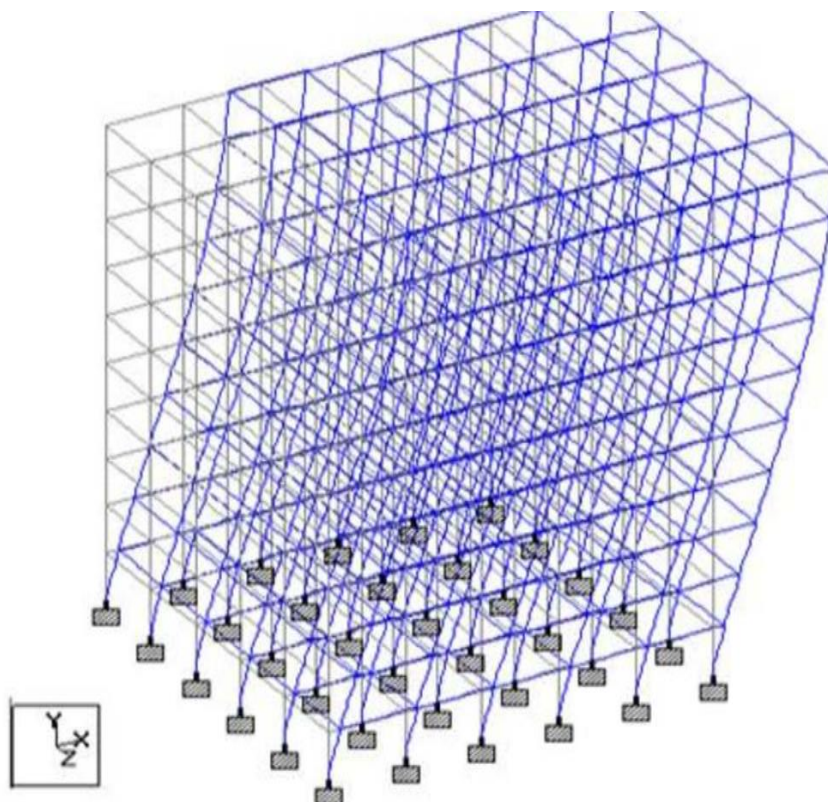


Figure VII.4: Modèle 3D cas base fixe vs base flexible.

VII.5.1.1 Hypothèse de base fixe

L'hypothèse de base fixe suppose que les fondations sont entièrement ancrées dans le sol. En d'autres termes, toute translation ou rotation au niveau de l'interface sol-fondation est interdite. On part du principe que le sol possède une rigidité infinie et n'intervient pas dans la déformation de la structure.

Dans ce contexte, la structure est exclusivement responsable de toute la déformabilité du système. Plusieurs bénéfices sont associés à cette supposition :

Facilité de modélisation et de calcul, Diminution du nombre de paramètres à prendre en compte, en accord avec certaines méthodes réglementaires traditionnelles.

Toutefois, cela représente une simplification généralement éloignée du comportement réel, notamment lorsque : le sol est compressible ou meuble, les fondations sont superficielles ou larges, les sollicitations dynamiques sont importantes.

La modélisation à base fixe tend généralement à sous-estimer les déplacements globaux de la structure et à surestimer les efforts internes, car elle néglige la capacité du sol à dissiper une partie de l'énergie par déformation. [7]

VII.5.1.2 Hypothèse de base flexible

Dans l'hypothèse de base flexible, la capacité du sol à se déformer est explicitement considérée. On modélise donc le système sol-fondation-structure comme un ensemble couplé où la fondation peut se déplacer et tourner sous l'effet des sollicitations.

On représente généralement le comportement du sol par :

- Des ressorts équivalents de raideur (translation et rotation).
- Des coefficients d'impédance dynamique.
- Une modélisation en éléments finis du massif de sol.

La prise en compte de la flexibilité de la base entraîne généralement

- Un allongement de la période propre du système global.
- Une augmentation de l'amortissement effectif.
- Une modification de la distribution des efforts internes.
- Une variation des déplacements au sommet de la structure.

VII.5.1.3 Comparaison du comportement global**Tableau VII.1** : comparaison globale entre la base fixe et la base flexible.

Aspect	Base fixe	Base flexible
Déformabilité du sol	Négligée	Prise en compte
Modélisation	Simplifiée	Plus réaliste mais complexe
Période propre	Plus courte	Plus longue
Amortissement	Structure seule	Structure + sol
Réalisme physique	Limité	Élevé

VII.5.2 Modelés simplifiés de l'interaction sol-structure

L'ensemble sol-fondation-structure est souvent trop complexe. Des méthodes idéalisées facilitent l'analyse en capturant le plus important.

1. Modélisation par ressorts équivalents :

Les ressorts élastiques parfois amortisseurs relient la fondation à un sol rigide en profondeur.

- **Types** : translation horizontale/verticale, rotation (basculement).
- **Paramètres** : raideurs basées sur les caractéristiques du sol (module de cisaillement, Poisson), géométrie de la fondation, solutions analytiques ou empiriques.
- **Avantages** : simulation déformabilité, rigidité globale, couplage translation-rotation ; intégrable dans logiciels structurels.

VII.5.2.1 Modélisation par oscillateur à un degré de liberté (SDOF)

Le système est réduit à un oscillateur équivalent pour analyses dynamiques/sismiques, dominé par le mode fondamental.

- **Paramètres** : - masse équivalente (structure).
- rigidité globale ($k_{global} = k_{structure} + k_{sol}$).
- amortissement total (structure + sol).

- **Effets de l'ISS** : période plus longue, amortissement modifié, réponse dynamique altérée.

Idéal pour étudier période propre, amplification des déplacements et réponse sismique.

VII.5.2.2 Intérêt des modèles simplifiés

Ils permettent de :

- Comprendre les mécanismes clés de l'ISS ;
- Évaluer les rigidités du sol et de la structure ;
- Intégrer l'ISS sans ajout de complexité.

VII.5.3 Modèle multi-degrés de liberté (MDOF)

Les modèles MDOF illustrent la structure en intégrant plusieurs masses et rigidités associées aux divers niveaux. Ils autorisent l'intégration de divers types de vibrations et offrent une meilleure illustration de la distribution véritable des mouvements et des forces.

Étant donné l'interaction sol-structure, la fondation est également susceptible de déformation, ce qui entraîne des modifications dans les formes modales et la réaction dynamique générale.

VII.5.4 Modélisation numérique par éléments finis

L'approche par éléments finis offre la possibilité de modéliser précisément la structure, les fondations et le sol. On subdivise le domaine en éléments afin de déterminer avec précision les déplacements et contraintes.

Cette méthode fournit une illustration fidèle du comportement du sol et de la diffusion des ondes, cependant elle nécessite davantage d'informations géotechniques et de calculs.

VII.5.5 Paramètres d'impédance dynamique

Ces paramètres caractérisent la résistance dynamique du sol aux vibrations provenant de la fondation.

Rigidité équivalente : Elle illustre la rigidité du sol et a un impact sur la période propre du système sol-structure. Un sol plus doux donne une durée prolongée.

Amortissement radiatif : Cela se réfère à la dispersion d'énergie qui se produit lorsque les ondes se propagent dans le sol. Il diminue l'ampleur des vibrations et améliore l'amortissement général du système.

VII.6 effets de l'interaction sol-structure sur la réponse des structures

Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question, La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation -structure.

L'interaction sol structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure. [9]

VII.6.1 Allongement de la période propre

Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique.

VII.6.2 Modification de l'amortissement global

ISS induit un amortissement composite modifié, dépendant fortement du type de sol cependant, pour certains cas (structures isolées à la base), une diminution de l'amortissement composite. L'amortissement radiatif (propagation d'ondes dans le sol) Dissipation par non-linéarité du sol.

VII.6.3 Variation des efforts sismiques

Un changement de la fondation qui peut significativement affecter le calcul de la déformée modale et par conséquent, la distribution des accélérations à travers l'élévation du bâtiment. Pour la plupart des configurations courantes de structures, les impacts de l'ISS tendent à être positifs car ils diminuent les moments de flexion et les contraintes de cisaillement dans divers composants de la structure.

VII.6.4 Influence sur les déplacements et dérives

Il est supposé que le déplacement du sol à la fondation du bâtiment soit identique à celui dans le champ libre. Cependant, dans de nombreux cas, on remarque que cette approximation est tolérable.

VII.6.5 Cas des sols mous vs sols rigides

Le sol rigide, la structure est supposée encastree (peu d'interaction), tandis que sur sol mou, la déformation du sol modifie significativement la réponse sismique et les efforts internes de la structure.

Tableau VII.2 : Comparaison entre sol mou et rigide.

Effet	Sol mou	Sol rigide
Allongement période	Important	Faible
Amortissement radiatif	Elevé	Faible
Déplacements fondation	Importants	Limités

En résumé, pour des structures sur sols mous, il est nécessaire de prendre en compte l'interaction sol-structure (ISS) pour éviter des sous-estimations de déplacements ou des surestimations de rigidité. [4]

VII.7 Méthodes d'analyse de l'ISS en ingénierie

Les méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure (ISS) en ingénierie sismique.

VII.7.1 Méthode directe (modélisation globale)

Dans la méthode directe appelée aussi « méthode globale », l'analyse du système complet s'effectue en une seule étape, qui permet d'inclure :

- Le comportement non linéaire de la structure ou du sol (comportement anélastique) ;
- Toute hétérogénéité présente dans ce dernier ;
- Le glissement et le décollement des fondations.

Les approches directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système (sol, fondation, structure). La formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction mécanique.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{U}_g$$

Où les matrices M, C et K désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système

Complet sol-structure, Le vecteur U contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles $\ddot{U}$ et $\dot{U}$ sont les vitesses et les accélérations.

La mise en œuvre pratique de telles solutions est illustrée sur la figure I.5. Un problème important afférent à cette méthode réside dans la mise en œuvre du chargement sismique à appliquer au modèle numérique. Elle nécessite la déconvolution en champ libre du mouvement de contrôle défini à la surface du sol. Le mouvement calculé à la base du modèle est imposé à la base du système sol-structure.

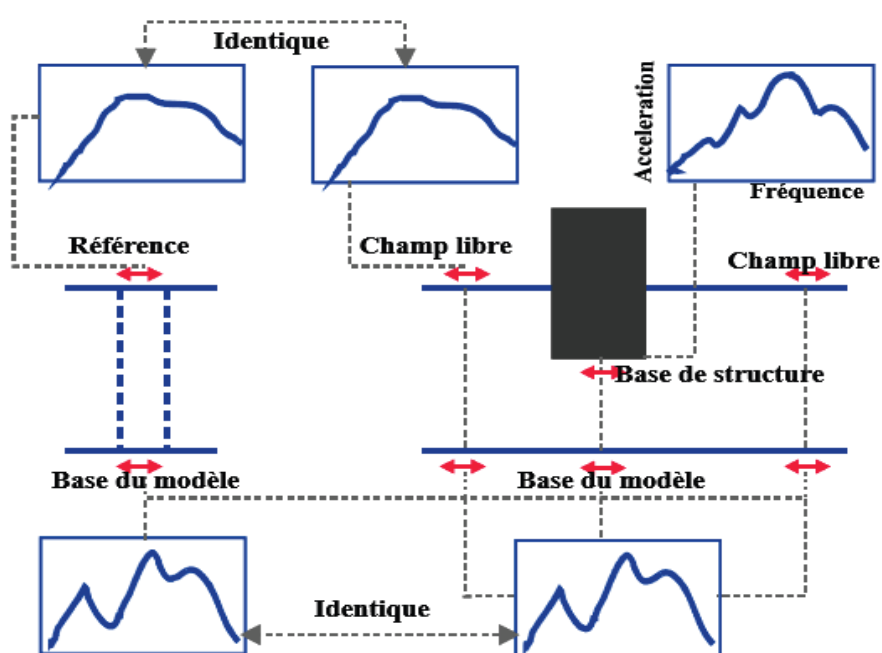


Figure VII.5 : Schématisation d'un problème d'interaction sol structure en éléments finis (Pecker, 2015).

En théorie, la technique globale peut être étendue aux scénarios tridimensionnels et au potentiel de comprendre les comportements non linéaires liés à la loi de comportement d'un des matériaux (généralement le sol) ou aux interfaces sol-structure (décollage ou glissement des ouvrages sur leurs fondations). En réalité, il est nettement coûteux de résoudre des problèmes en trois dimensions, ce qui nous contraint à nous limiter aux problèmes en deux dimensions. Il est important de noter que, bien que la méthode globale puisse être souvent onéreuse en termes de ressources informatiques, elle nécessite fréquemment moins de temps par rapport à d'autres techniques qui demandent une intense réflexion. Ce délai de réflexion engendre aussi un coût non négligeable.

-L'un des atouts majeurs de la méthode globale réside dans sa faculté à considérer les hétérogénéités découlant soit des variations de faciès, soit des fluctuations des propriétés du sol dues à des non-linéarités. De plus, l'expérience a démontré qu'elle est souvent mieux adaptée et plus aisée à mettre en œuvre pour l'analyse des ouvrages enfouis.

-L'un des logiciels les plus couramment utilisés en pratique pour traiter les problèmes d'interaction sol-structure de manière globale est celui de FLUSH. Ce programme intègre une loi de comportement équivalente de type viscoélastique linéaire pour le sol, avec une résolution dans le domaine fréquentiel. Ce programme possède des frontières absorbantes qui contribuent à diminuer considérablement les dimensions du maillage des éléments finis. [3]

VII.7.2 Méthode des sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures, La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

Les différentes méthodes de sous-structures se différencient par la décomposition en sous modèles du modèle global : on distingue la méthode dite de frontière et la méthode de volume.

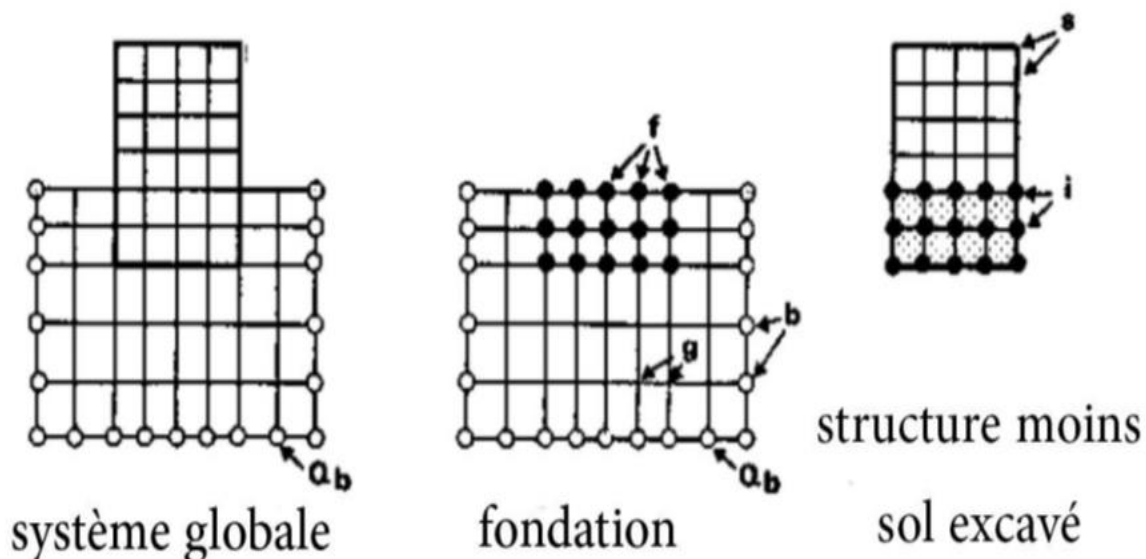


Figure VII.6: Théorème de superposition de Kausel.

VII.7.2.1 Méthode de frontière

Chopra-Gutierrez, Gutierrez et Kausel et al ont développé cette méthode. Les endommages sous-modèles du modèle global de sol-structure représentent la structure et le sol, et notent la compatibilité des efforts et des déplacements le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

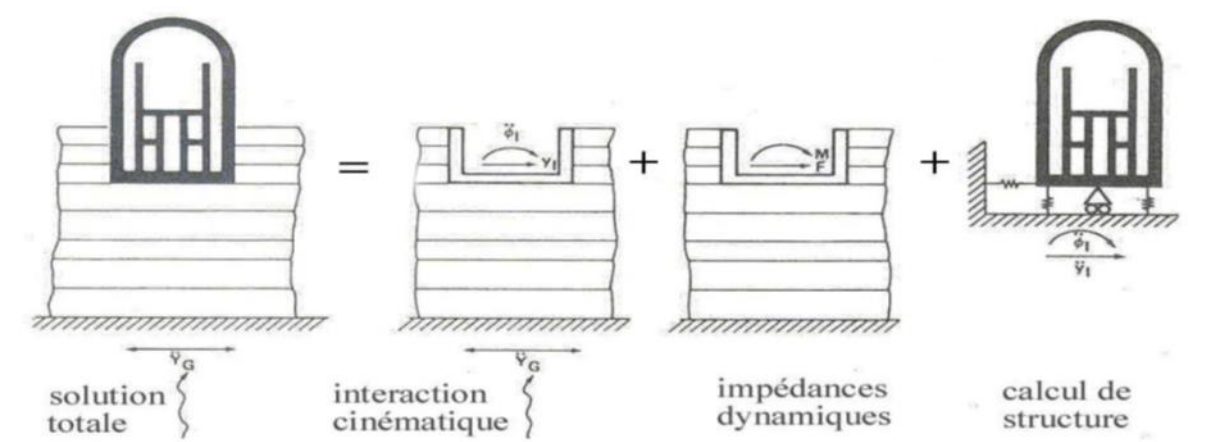


Figure VII.7 : Méthode de sous-structure ; méthode de frontière.

La réponse de la structure est obtenue en trois étapes :

- Calcul du mouvement de la fondation rigide sans masse soumise à l'excitation sismique (problème de diffraction du champ libre).
- Détermination des impédances dynamiques de la fondation, représentant la rigidité et l'amortissement du sol.
- Calcul de la réponse de la structure reliée aux ressorts d'impédance et soumise au mouvement déterminé à la première étape.

La dernière étape correspond à un problème classique de dynamique des structures intégrant l'interaction sol-structure. [2]

VII.7.2.2 Méthode de volume

La méthode de volume permet d'éviter la résolution du problème de diffraction.

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, non seulement à l'interface sol structure, mais à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol.

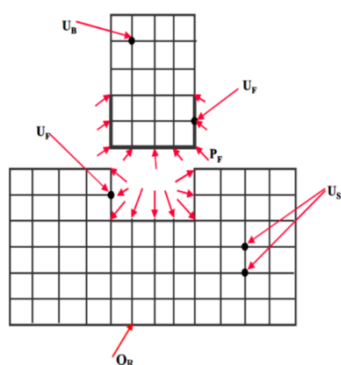


Figure VII.8 : Méthode de sous-structure ; Méthode de volume.

Cette méthode a été incorporée dans un programme de calcul qui permet de traiter le problème d'interaction sol-structure, le caractère tridimensionnel du problème peut être pris en compte, à un coût raisonnable, si la stratigraphie reste relativement régulière autour de la structure. [8]

VII.7.3 Méthode hybride

La méthode hybride résulte de la combinaison de la méthode directe et de la méthode des sous-structures, afin de bénéficier des avantages de chacune. Elle consiste à diviser le problème d'interaction sol-structure (ISS) en deux domaines distincts : le champ lointain et le champ proche.

Le champ lointain, considéré comme semi-infini et purement élastique linéaire, est constitué uniquement du sol situé suffisamment loin de la fondation pour ne pas être influencé par l'ISS. Il est modélisé à l'aide des impédances dynamiques, ce qui permet de représenter notamment l'amortissement radiatif.

Le champ proche est un domaine fini comprenant la fondation et le volume de sol immédiatement sous-jacent. Il intègre les hétérogénéités et les non-linéarités du système, qu'elles soient matérielles (plasticité du sol) ou géométriques (décollement éventuel). Ce domaine est généralement modélisé par la méthode des éléments finis ou par le concept de macroélément.

L'avantage principal de cette approche est la réduction du temps de calcul tout en conservant une modélisation précise de l'ISS, notamment grâce à la prise en compte des non-linéarités dans le champ proche. Son principal inconvénient réside dans la complexité de sa mise en œuvre.

Comparaisons des différentes méthodes

L'un des principaux avantages des méthodes de sous-structures par rapport aux méthodes globales est leur simplicité d'utilisation et leur coût de calcul réduit.

Ce bénéfice est particulièrement évident pour les ouvrages fondés en surface soumis à une propagation verticale d'ondes. Dans ce cas, l'interaction cinématique est nulle, ce qui supprime la nécessité de résoudre le problème de diffraction. De plus, des solutions analytiques ou déjà publiées existent pour le calcul de l'impédance. [8]

VII.8 Prise en compte réglementaire de l'interaction sol-structure

VII.8.1 Approches dans les codes internationaux (ASCE, EUROCODE...)

D'après l'**Eurocode 8** (parasismique), on doit étudier les effets de l'interaction sol- structure dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets $P-\Delta$ (effets 2ème ordre) jouent un rôle significatif.
- Structure avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent.

- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées.

- Structures supportées par des sols très mous, sols classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_s \max < 100 \text{ m/s}$

Eurocode 7 (Calcul Géotechnique) : Définit les règles pour les états limites ultimes (ELU) et de service (ELS) en prenant en compte la capacité portante et la déformation, souvent modélisées par des ressorts de Winkler ou des méthodes d'éléments finis.

ASCE 7/41 (USA) : Fournit des procédures détaillées (notamment des méthodes de substitution) pour intégrer la souplesse du sol et l'amortissement du sol dans les analyses sismiques, en particulier pour les bâtiments sur fondations superficielles ou profondes.

VII.8.2 Approche dans les règlements algériens (RPA)

La réglementation parasismique algérienne RPA 2024, entrée en vigueur le 1er janvier 2025, apporte des mises à jour importantes concernant la prise en compte de l'interaction sol–structure (ISS). Elle vise une modélisation plus réaliste du comportement des structures face aux séismes, notamment en ce qui concerne les fondations, le risque de liquéfaction et la stabilité des pentes.

- **Révision du zonage et de la classification des sols** : Le règlement actualise la classification des sites et des sols afin d'améliorer l'évaluation de l'amplification locale des mouvements sismiques.

- **Amélioration de la définition des actions sismiques** : Introduction de l'action sismique verticale et des spectres de déplacement, éléments essentiels pour une meilleure analyse des fondations et de la réponse globale des bâtiments.
- **Méthodes de calcul** : Maintien de la méthode statique équivalente et de l'analyse modale spectrale (avec la condition des 80 % par rapport à la méthode statique), tout en affinant les paramètres dynamiques utilisés dans les calculs.
- **Fondations et aspects géotechniques** : Mise à jour des dispositions relatives au dimensionnement des fondations et des murs de soutènement afin d'intégrer plus précisément le comportement du sol. [9]

VII.8.3 Conditions d'obligation ou non de l'ISS

L'interaction sol-structure (ISS) est obligatoire lorsque la souplesse du sol influence significativement les efforts et déplacements de la structure. Elle devient indispensable en zones sismiques, sur des sols mous (faible portance), ou pour des fondations complexes et des structures rigides, afin de garantir la stabilité globale.

- **Nature et Rigidité du Sol (Sol Mou vs Sol Rocheux)** : L'ISS est indispensable sur les sols mous (argiles, vases, remblais), étant donné qu'ils se déforment sous le poids et répartissent les contraintes, contrairement aux sols rocheux rigides.
- **Rapport de Rigidité Structure/Sol (Structure Rigide vs Flexible)** : Ce rapport est indispensable pour les structures hautement rigides (comme les bâtiments nucléaires ou les grands silos) qui s'appuient sur des sols plutôt souples, car la rigidité de la structure entrave la libre déformation du sol.
- **Sismicité ou Charges Complexes (Séisme vs Charges Statiques)** : L'ISS est indispensable en zone de sismicité modérée ou élevée, là où le déplacement du sol (champ libre) ne correspond pas à celui de la fondation (interaction cinématique). Elle est moins exigeante en présence de charges statiques simples sur des terrains uniformes.

VII.9 Synthèse critique de la littérature

L'inclusion de l'ISS rend la modélisation du comportement sismique des structures plus conforme à la réalité. Elle optimise l'évaluation des déplacements, des efforts internes et des phases spécifiques de la structure. Elle offre aussi la possibilité d'inclure les effets

d'amortissement radiatif et d'améliorer l'évaluation de la sécurité des fondations, particulièrement sur des terrains meubles ou variés.

La modélisation de l'ISS reste complexe et nécessite des données géotechniques précises souvent difficiles à obtenir. Elle entraîne un coût de calcul plus élevé et demande des outils numériques avancés. De plus, les hypothèses simplificatrices (sol linéaire, fondation rigide, champ semi-infini) peuvent limiter la précision des résultats.

Certaines incertitudes persistent concernant le comportement non linéaire du sol sous chargement cyclique, la modélisation de la liquéfaction, le décollement sol–fondation et l'amortissement réel du système. Les interactions tridimensionnelles complexes et le couplage dynamique sol–fondation–structure restent également des domaines nécessitant davantage de recherches expérimentales et numériques. [10]

VII.10 Travaux récents

Les travaux récents sur l'interaction sol-structure (ISS) se concentrent sur la modélisation numérique avancée (éléments finis, modèles non linéaires) pour mieux simuler le comportement réel des fondations, notamment en conditions sismiques. Ils intègrent l'interaction cinématique et inertielle pour des analyses plus précises, réduisant souvent le surdimensionnement des structures.

Les recherches récentes confirment que l'ISS modifie significativement la période fondamentale, les déplacements et les efforts internes, en particulier sur sols mous et pour structures élancées.

L'introduction de paramètres adimensionnels de rigidité relative (ex : K_{ss}) permet de quantifier l'importance de l'ISS et de définir des domaines où l'hypothèse d'encastrement devient non valable.

Les approches modernes privilégient la modélisation numérique avancée (éléments finis 2D/3D) avec prise en compte :

- Du comportement non linéaire du sol
- De la variation de la rigidité avec la profondeur

- Du couplage sol-fondation-structure.

Les modèles d'impédance et les systèmes ressorts–amortisseurs restent largement utilisés, mais sont désormais améliorés par :

- Des modèles à variables cachées,
- Des macro-éléments calibrés énergétiquement,
- Des approches hybrides plus stables numériquement.

Les études probabilistes intègrent les incertitudes géotechniques et sismiques, montrant que la variabilité du sol peut amplifier ou atténuer la réponse structurelle.

L'ISS influence fortement les déplacements inélastiques, notamment pour les structures présentant une dégradation de rigidité et de résistance.

Les analyses de fragilité indiquent que :

- L'effet de l'ISS est modéré pour les bâtiments bas et moyens,
- Il devient déterminant pour les structures de grande hauteur.

Les travaux récents mettent en évidence l'importance de

- La profondeur d'ancrage des fondations.
- La proximité des bâtiments (interaction structure-sol-structure).
- La direction et la nature du mouvement sismique.

Les effets à long terme (subsidence, variation des contraintes effectives) peuvent modifier les propriétés dynamiques du sol et influencer la réponse globale du système sol-structure.

Les approches directes non linéaires 3D permettent aujourd'hui de reproduire avec précision les phénomènes dynamiques complexes, dépassant les simplifications des méthodes classiques de sous-structure. [6]

VII.11 Conclusion

L'interaction sol-structure constitue un aspect fondamental dans l'analyse du comportement sismique des ouvrages. Les études bibliographiques montrent que négliger cette interaction peut conduire à une estimation inexacte des périodes propres, des déplacements et des efforts internes, en particulier pour les structures fondées sur des sols souples ou hétérogènes. L'intégration de l'ISS offre une modélisation plus fidèle du système sol-fondation-structure, en prenant en compte les effets d'amortissement, de changement de rigidité et de redistribution des efforts. Les diverses stratégies exposées méthode directe, méthode basée sur les sous-structures et méthode mixte fournissent des degrés de précision fluctuants en fonction des postulats adoptés et des buts assignés à l'étude. Néanmoins, en dépit des progrès théoriques et réglementaires récents, des doutes persistent concernant la réponse non linéaire du sol et les phénomènes complexes comme la liquéfaction ou le décollement entre les fondations et le sol.

Donc, les études soulignent l'importance d'incorporer l'interaction sol-structure dans l'évaluation sismique, notamment pour les structures délicates, afin de garantir une conception plus sécurisée et plus fiable.

CHAPITRE VIII :

CALCUL DE LA REPONSE

SISMIQUE AVEC LA PRISE EN

COMPTE DE L'INTERACTION

SOL - STRUCTURE

VIII.1 Introduction

Dans l'analyse sismique des structures, il est crucial de considérer des facteurs clés tels que la période naturelle, l'amortissement et l'activité sismique régionale. Cependant, l'idée d'un sol rigide est fréquemment adoptée, ce qui conduit à négliger l'interaction entre le sol et la structure.

Or, lors d'un séisme, le sol transmet des forces à la structure à travers les fondations. Par ailleurs, le déplacement de la structure a un impact sur le sol, surtout dans le cas où celui-ci est déformable. Cette interaction, désignée comme interaction sol-structure (ISS), peut influencer la réaction sismique, soit en la réduisant ou en l'amplifiant selon les cas.

Donc, l'intégration de l'ISS offre une appréciation plus réaliste du comportement des structures. Ce chapitre expose ses principes et son impact sur la réponse sismique.

VIII.2 Prise en compte de l'interaction sol-structure

Des études ont été menées afin de déterminer la nécessité de prendre en compte l'interaction sol-structure (ISS), en se basant sur les caractéristiques du sol et celles de la structure. Cette vérification est présentée ci-après.

On commence par définir le rapport de rigidité entre la structure et le sol, donné par :

$$\frac{h}{V_s \cdot T} \quad (\text{ENSTP Cours de dynamique des sols 2025}).$$

Où

- h : la hauteur de la structure,
- V_s : la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le sol,
- T : la période fondamentale de la structure.

Ce paramètre permet d'évaluer le rapport de rigidité relative entre la structure et le sol. D'après plusieurs études, l'interaction sol-structure devient significative lorsque :

$$\frac{h}{V_s \cdot T} > 0,1$$

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

VIII.2.1 Hypothèses de calcul

- L'interaction sol-structure influence principalement le mode fondamental de la structure.
- L'analyse sismique prend en compte uniquement l'interaction inertielle, tandis que l'interaction cinématique est négligée.
- La fondation, de forme rectangulaire, est supposée infiniment rigide.
- Le sol est considéré homogène, avec un module du sol E_s constant.

VIII.2.2 Données nécessaires

- **Caractéristiques de la structure**

Tableau VIII.1 : Caractéristiques de la structure

Caractéristiques	Valeur
Hauteur totale de la structure (m)	48.49
Masse totale de la structure (KN)	185949.489
Période fondamentale de la structure (s)	1.083
Amortissement matériel β (%)	10
Coefficient de comportement R	4.5
Facteur de qualité Q	1.25

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

- **Caractéristique du sol**

Tableau VIII.2 : Caractéristiques du sol.

Caractéristiques	Valeur
Masse volumique (t/m ³)	1.7
Vitesse d'onde de cisaillement V_{s0} (m/s)	300
Coefficient de poisson	0.3

- **Caractéristique de la fondation**

Tableau VIII.3 : Caractéristiques de la fondation.

Caractéristiques	Valeur
Demi largeur B (m)	22.5
Demi longueur L (m)	28.55
Epaisseur e (m)	1

VIII.2.3 Calcul des paramètres dynamiques effectifs du sol

En l'absence d'essais spécifiques permettant de déterminer les propriétés dynamiques du sol, Eurocode 8 – Partie 5 préconise d'utiliser des valeurs forfaitaires de dégradation du module et d'amortissement matériel du sol β_s en fonction de l'intensité sismique. Ces valeurs

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

s'appliquent pour des distorsions inférieures à 10^{-4} , pour des sols localisés à moins de 20 m de profondeur et ayant une vitesse des ondes de cisaillement $V_s < 360$ m/s.

- **Module de cisaillement et la vitesse de cisaillement de sol**

$$G_0 = \rho_s \cdot V_s^2 = 1.7 \cdot 300^2 = 153 \text{ MPA}$$

Selon l'Eurocode 8 pour $A=0.3$ on a le ratio $\frac{G}{G_0} = 0.35$ donc $G = 53.55 \text{ MPA}$

$$\frac{V_s}{V_{s0}} = \sqrt{\frac{G}{G_0}} = 0.6$$

$$V_s = 0.6 \cdot 300 = 180 \text{ m/s}$$

Et l'amortissement matériel du sol $\beta_s = 10\%$

- **Module du sol E_s**

$$E_s = 2G(1 + \nu) = 139.23 \text{ MPA}$$

- **Le calcul du rapport des rigidités entre la structure et le sol**

$$\text{Selon } X = \frac{48.49}{180 \cdot 1.083} = 0.248 > 0,1$$

$$\text{Selon } Y = \frac{48.49}{180 \cdot 1.046} = 0.257 > 0,1$$

Ce ratio représente le rapport entre la rigidité de la structure et celle du sol de fondation. Plusieurs études ont montré qu'une interaction sol-structure apparaît lorsque ce rapport de rigidité dépasse 0,1. Dans notre cas, cette condition est vérifiée, ce qui confirme la présence de l'interaction sol-structure ; celle-ci sera donc prise en compte et évaluée dans les calculs présentés ci-dessous.

VIII.4 Calcul des rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrées

Les rigidités dynamiques des fondations rectangulaires enterrées sont évaluées à partir de l'expression suivante :

$$k_j = K_j \cdot \eta_j \cdot \alpha_j$$

Avec :

- k_j : représentant la rigidité dynamique de la fondation ;
- K_j : la raideur statique de la fondation ;
- η_j : le coefficient correctif traduisant l'effet du degré d'enterrement sur la rigidité ;
- α_j : le coefficient de modification dynamique de la raideur statique.

VIII.4.1 Facteurs du degré d'enterrement η

- **Translation**

Suivant l'axe X : $\eta_y = \left[1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right) \right]$

Suivant l'axe Y : $\eta_x = \eta_y$

- **Rotation**

Suivant l'axe X : $\eta_{xx} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Suivant l'axe Y : $\eta_{yy} = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Tableau VIII.4 : Calcul des facteurs du degré d'enterrement.

Facteurs du degré d'enterrement η	Valeurs
η_x	1.596
η_y	1.596
η_{xx}	1.910
η_{yy}	1.764

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

VIII.4.2 Modificateurs dynamiques des raideurs statiques d'une fondation

rectangulaire

- Translation

Suivant l'axe X : $\alpha_x = 1$

Suivant l'axe Y : $\alpha_y = 1$

- Rotation

Suivant l'axe X : $\alpha_{xx} = 1 - \left[\frac{(0.55 + 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1}) \tilde{\omega}^2}{\left(2.4 + \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \tilde{\omega}^2} \right]$

Suivant l'axe Y : $\alpha_{yy} = 1 - \left[\frac{0.55 \tilde{\omega}^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + \tilde{\omega}^2} \right]$

$\tilde{\omega}$: Fréquence adimensionnelle du système sol-structure $\tilde{\omega} = \frac{2\pi B}{T \cdot V_s}$

Tableau VIII.5 : Calcul des modificateurs dynamiques de raideurs statiques.

Modificateurs dynamiques	Valeurs
α_x	1
α_y	1
α_{xx}	0.89
α_{yy}	0.85

VIII.4.3 Calcul des raideurs statiques

Pour une fondation rigide de forme rectangulaire reposant sur un sol homogène, les raideurs statiques associées aux trois degrés de liberté en translation et en rotation peuvent être obtenues à partir des formules proposées par Eduardo Kausel et Alberto Pais (1988).

- Translation

Suivant l'axe X : $K_x = (G \cdot B) / (2 - \nu) [6.8 (L/B)^{0.65} + 2.4]$

Suivant l'axe Y : $K_y = (G \cdot B) / (2 - \nu) [6.8 (L/B)^{0.65} + 0.8 (L/B) + 1.6]$

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

- **Rotation**

Suivant l'axe X : $K_{xx} = (G \cdot B^3)/(1 - \nu) [3.2 (L/B) + 0.8]$

Suivant l'axe Y : $K_{yy} = (G \cdot B^3)/(1 - \nu) [3.73 (L/B)^{2.4} + 0.27]$

Tel que :

G : Module de cisaillement du sol.

ν : Coefficient de Poisson.

B : Demi largeur de la fondation (dimension selon l'axe y).

L : Demi longueur de la fondation (dimension selon l'axe x) avec ($L > B$).

Tableau VIII.6 : Calcul des raideurs dynamiques de la fondation.

Raideurs dynamiques	Valeurs
K_x (MN/m)	11694.451
K_y (MN/m)	11937.793
K_{xx} (MN/m)	7199599.644
K_{yy} (MN/m)	8983586.787

VIII.5 Modèle numérique

VIII.5.1 Introduction

La modélisation de l'interaction sol-structure constitue une étape importante dans l'analyse dynamique des structures, car elle permet de prendre en compte l'influence de la déformabilité du sol et des fondations sur la réponse globale du bâtiment. Pour ce faire, l'étude est menée à partir du logiciel ETABS en utilisant la méthode des ressorts de Nathan Newmark–Leonard Rosenblueth.

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

Cette méthode consiste à représenter le sol par des ressorts équivalents reproduisant les raideurs dynamiques du système sol-fondation en translation et en balancement.

Dans la présente étude, une modélisation sans représentation explicite des sous-sols a été retenue, ces derniers étant pris en compte implicitement à travers l'effet d'enterrement des fondations. Cette approche permet une comparaison directe avec le modèle à base fixe et vise à évaluer l'influence propre de l'interaction sol-structure sur la réponse du bâtiment, notamment sur les paramètres dynamiques et la réponse sismique globale.

VIII.5.2 Démarche adoptée

- Dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure (ISS), et après la modélisation tridimensionnelle de la structure, le sol support est représenté par un système de ressorts équivalents disposés au niveau de la base de la structure.
- Ces ressorts, introduits dans les différentes directions de déplacement, permettent de simuler la déformabilité du sol et de reproduire son comportement dynamique vis-à-vis de la structure. Les propriétés mécaniques attribuées à ces éléments correspondent aux raideurs dynamiques du sol calculées préalablement.
- Les ressorts sont appliqués aux nœuds situés à la base de la structure déjà modélisée, afin de prendre en compte l'effet de l'interaction entre le sol et la superstructure lors de l'analyse dynamique.
- Une fois cette modélisation réalisée, l'analyse modale spectrale du modèle 3D est effectuée afin de déterminer les efforts internes ainsi que les déplacements au niveau des différents étages de la structure.

VIII.5.3 Résultats obtenus

VIII.5.3.1 La période de la structure

L'analyse dynamique du modèle numérique avec interaction sol-structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

- Une période fondamentale : $T_x = 1.096s$ et $T_y = 1.056s$.
- Le 1er mode est un mode de translation diagonale (XY).
- Le 2ème mode est aussi un mode de translation diagonale par à (YX).
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème mode**.

VIII.5.3.2 L'effort tranchant à la base

Les résultats obtenus à partir du modèle 3D tenant compte de l'interaction sol-structure ont permis d'obtenir une valeur de l'effort tranchant à la base :

$$V_x = V_y = 29283.843 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort tranchant à la base obtenue doit être vérifiée conformément aux exigences du RPA 2024. Selon ces dispositions réglementaires, l'effort tranchant dynamique doit être supérieur à 80 % de l'effort tranchant statique dans les deux directions principales.

Tableau VIII.7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant à la base	0.8 V Statique		V dynamique		Observation
	Selon X	Selon Y	Selon X	Selon Y	
	21272.62	22016.42	29283.843	29283.843	Vérifiée

VIII.5.3.3 Déplacement inter étage

L'analyse des déplacements inter-étages du modèle numérique intégrant l'interaction sol-structure a conduit aux résultats suivants :

Tableau VIII.8 : déplacement inter étage avec et sans prise en compte de l'ISS.

Niveau	Hauteur d'étage (m)	Δk (mm) Sans iss		Δk (mm) Avec iss	
		Selon X	Selon Y	Selon X	Selon Y
Terrasse	2.59	7.8444	4.0932	7.0344	4.6044
11 -ème	3.74	20.3724	22.4892	20.9808	22.1256

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

10 -ème	3.74	21.3876	23.1192	21.978	22.7556
9 -ème	3.74	22.2156	23.4792	22.7988	21.042
8 -ème	3.74	22.932	23.6916	23.4936	21.6216
7 -ème	3.74	23.4036	23.202	23.94	22.1112
6 -ème	3.74	23.5296	21.6216	24.0408	22.2696
5 -ème	3.74	23.2236	21.4056	23.6916	22.0212
4 -ème	3.74	22.3704	20.7036	22.7916	21.2616
3 -ème	3.74	20.862	19.3896	21.2256	19.8792
2 -ème	3.74	18.5436	17.3124	18.8496	17.7192
1 er	4.25	17.0316	16.0236	17.2584	16.326
RDC	4.25	8.8308	8.5356	8.9856	8.7084

VIII.5.3.3.1 Vérification du déplacement inter étage

a. Par rapport au non effondrement : $\Delta k \leq \overline{\Delta k} = 0,015 h k$

1- Suivant l'axe X :

Tableau VIII.9: Justification de non-effondrement suivant X.

Etage	Hauteur d'étage (m)	Δk (mm)	$\overline{\Delta k}$ (mm)	
Terrasse	2.59	7.0344	38.85	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	20.9808	56.1	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	21.978	56.1	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	22.7988	56.1	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	23.4936	56.1	Condition vérifiée

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

7 -ème	3.74	23.94	56.1	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	24.0408	56.1	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	23.6916	56.1	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	22.7916	56.1	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	21.2256	56.1	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	18.8496	56.1	Condition vérifiée
1 er	4.25	17.2584	63.75	Condition vérifiée
RDC	4.25	8.9856	63.75	Condition vérifiée

2-Suivant l'axe Y :

Tableau VIII.10: Justification de non-effondrement suivant Y.

Etage	Hauteur d'étage (m)	Δk	$\overline{\Delta k}$	
Terrasse	2.59	4.6044	38.85	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	22.1256	56.1	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	22.7556	56.1	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	21.042	56.1	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	21.6216	56.1	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	22.1112	56.1	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	22.2696	56.1	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	22.0212	56.1	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	21.2616	56.1	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	19.8792	56.1	Condition vérifiée

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

2 -ème	3.74	17.7192	56.1	Condition vérifiée
1 er	4.25	16.326	63.75	Condition vérifiée
RDC	4.25	8.7084	63.75	Condition vérifiée

b. Par rapport aux limitations des dommages

$$vA. \Delta k \leq 0.005hk$$

- Suivant l'axe X

Tableau VIII.11: Justification de limitation des dommages suivant X.

Etage	Hauteur d'étage (m)	0.5 Δk (mm)	0.005hk (mm)	Vérification
Terrasse	2.59	3.5172	12.95	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	10.4904	18.7	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	10.989	18.7	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	11.3994	18.7	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	11.7468	18.7	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	11.97	18.7	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	12.0204	18.7	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	11.8458	18.7	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	11.3958	18.7	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	10.6128	18.7	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	9.4248	18.7	Condition vérifiée
1 er	4.25	8.6292	21.25	Condition vérifiée
RDC	4.25	4.4928	21.25	Condition vérifiée

- Suivant l'axe Y

Tableau VIII.12: Justification de limitation des dommages suivant Y.

Etage	Hauteur d'étage (m)	$0.5 \Delta k$ (mm)	$0.005hk$ (mm)	Vérification
Terrasse	2.59	2.3022	12.95	Condition vérifiée
11 -ème	3.74	11.0628	18.7	Condition vérifiée
10 -ème	3.74	11.3778	18.7	Condition vérifiée
9 -ème	3.74	10.521	18.7	Condition vérifiée
8 -ème	3.74	10.8108	18.7	Condition vérifiée
7 -ème	3.74	11.0556	18.7	Condition vérifiée
6 -ème	3.74	11.1348	18.7	Condition vérifiée
5 -ème	3.74	11.0106	18.7	Condition vérifiée
4 -ème	3.74	10.6308	18.7	Condition vérifiée
3 -ème	3.74	9.9396	18.7	Condition vérifiée
2 -ème	3.74	8.8596	18.7	Condition vérifiée
1 er	4.25	8.163	21.25	Condition vérifiée
RDC	4.25	4.3542	21.25	Condition vérifiée

- ✓ Les vérifications du déplacement inter-étage, avec prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure, montrent que les valeurs obtenues restent inférieures aux limites admissibles réglementaires, aussi bien pour le non-effondrement que pour la limitation des dommages.

VIII.5.3.4 Résultats des efforts internes des éléments les plus sollicités

Les efforts internes maximaux obtenus pour les éléments les plus sollicités sont les suivants :

Efforts maximaux dans le voile le plus sollicité

- Effort normal maximal à la base du voile : $N_{max} = 4455.1019 \text{ KN}$
- Effort tranchant maximal à la base du voile : $T_{max} = 252.1294 \text{ KN}$
- Moment fléchissant maximal dans le voile : $M_{max} = 1005.8255 \text{ kN.m}$

Efforts maximaux dans la poutre principale

Au niveau de la poutre la combinaison ELU engendre les sollicitations maximales.

Effort tranchant maximal : $V_{max} = -688.6709 \text{ kN}$

Moment fléchissant maximal : $M_{max} = -345.3664 \text{ KN.m}$

VIII.5 Etude comparative

Une étude comparative est réalisée entre les deux modèles étudiés : modèle à base fixe et modèle numérique intégrant l'interaction sol-structure. Cette comparaison a pour objectif d'analyser l'influence des hypothèses de modélisation sur les principaux paramètres de réponse de la structure périodes propres, effort tranchant a la base, déplacements inter-étages, efforts internes. L'objectif est de montrer les différences de comportement entre une modélisation simplifiée et une modélisation plus réaliste qui tient compte de la flexibilité du sol.

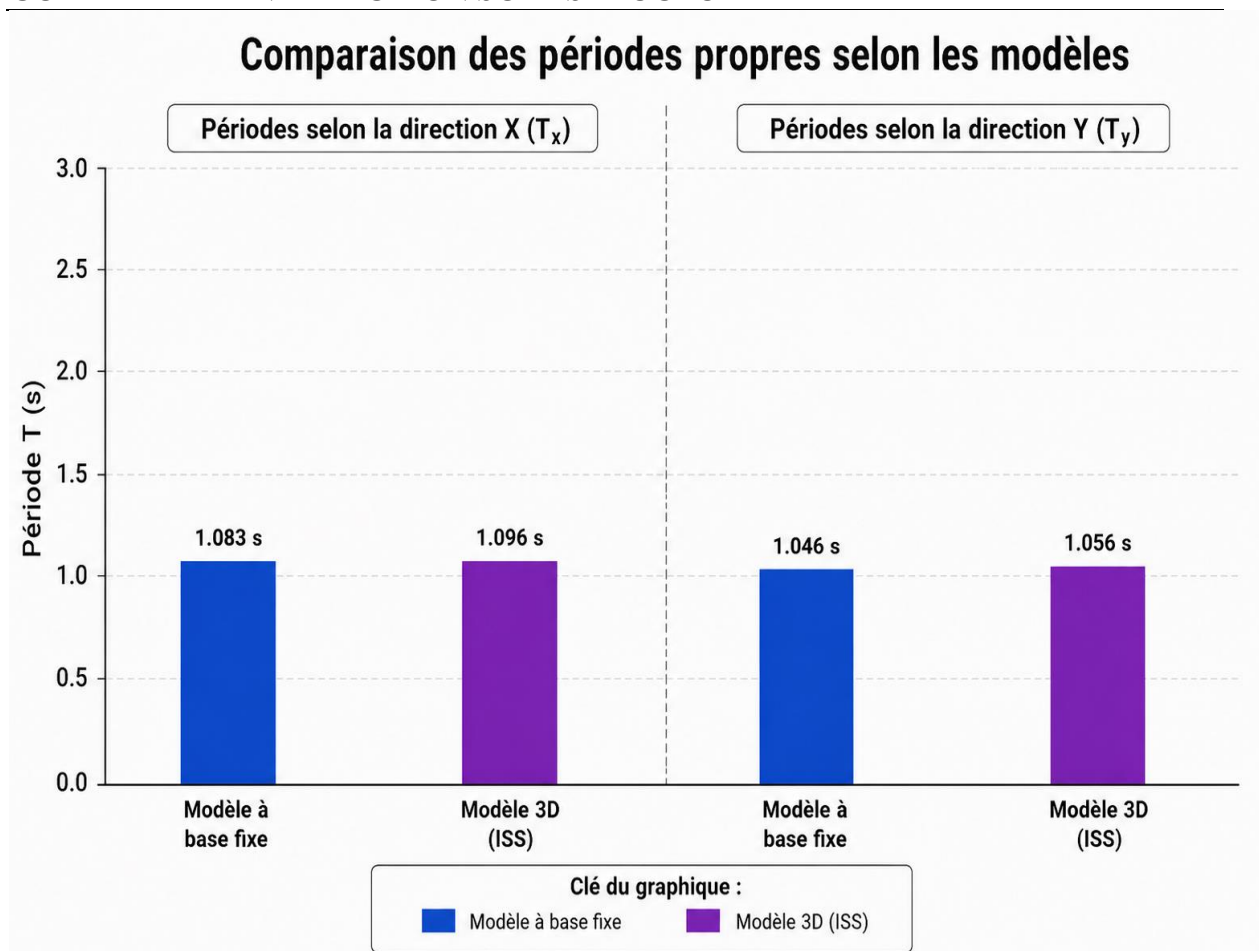


Figure VIII.1 : Variation des périodes propres en fonction du type de modélisation.

VIII.5.1 Comparaison de la période propre

- **Commentaire**

L'interaction sol-structure a fait légèrement augmenter la période fondamentale, d'environ 1 % dans les directions X et Y par rapport au modèle encastré, du fait de la déformabilité du sol d'appui. Cette variation est insignifiante et n'influe pas à la plus grande échelle sur le comportement dynamique de la structure.

VIII.5.2 Comparaison de l'effort tranchant obtenu dans les trois méthodes

La prise en compte de l'interaction sol-structure influence directement la valeur de l'effort tranchant à la base. En effet, l'introduction de la flexibilité du sol, notamment à travers la modélisation du radier flexible en remplacement de l'hypothèse d'encastrement parfait, modifie

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

les conditions d'appui de la structure. Cette variation de rigidité globale entraîne une redistribution des efforts sismiques et une modification de la réponse dynamique de l'ouvrage.

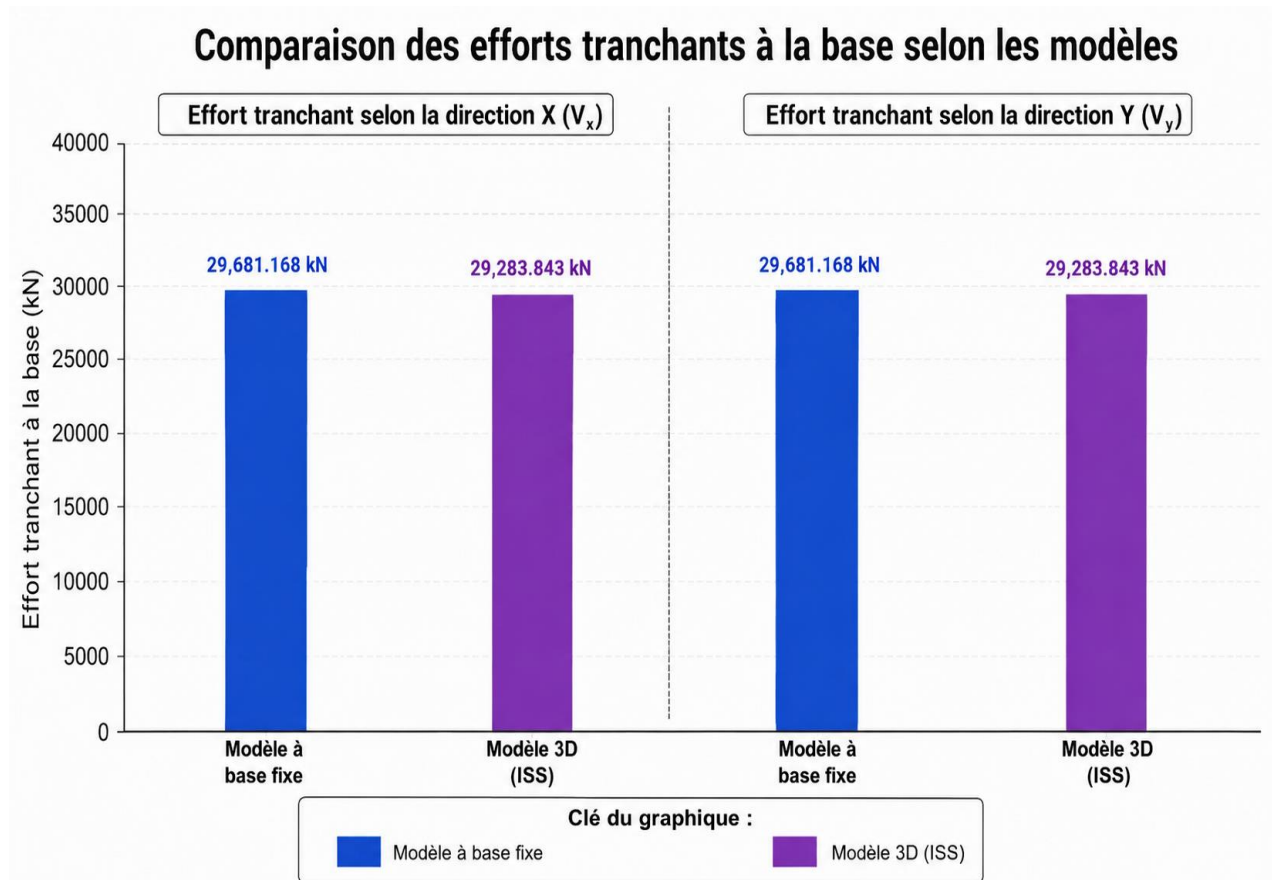


Figure VIII.2: Variation de l'effort tranchant a la base dans les deux sens x et y.

- **Commentaire**

Les efforts tranchants calculés à la base pour le modèle à base flexible ne diffèrent guère, et sont de l'ordre de 2 % plus faibles (dans les axes X et Y) par rapport au modèle à base fixe. Cette variation est très faible et peut s'expliquer par le fait que l'on tient compte de la déformabilité du sol qui entraîne une redistribution des efforts et une dissipation partielle de l'énergie sismique à travers l'interaction sol-structure, ce qui diminue légèrement les sollicitations transmises à la base de la structure.

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

VIII.5.3 Comparaison des déplacements inter étage

La prise en compte de l'interaction sol-structure dans le modèle à base flexible a entraîné une augmentation d'environ 3 % du déplacement inter-étage par rapport au modèle à base fixe dans les deux directions, traduisant l'influence de la souplesse du sol sur la réponse dynamique de la structure.

VIII.5.3.1 Déplacement au sommet de la structure

Afin d'évaluer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement global de l'ouvrage, une comparaison des déplacements au sommet sera effectuée entre le modèle à base fixe et le modèle 3D avec interaction sol-structure.

Tableau VIII.13: comparaison entre le déplacement au sommet pour les deux modèles.

	Modèle à base fixe	Modèle 3D avec ISS
Selon X (mm)	70.152	71.408
Selon Y (mm)	65.8	67.346

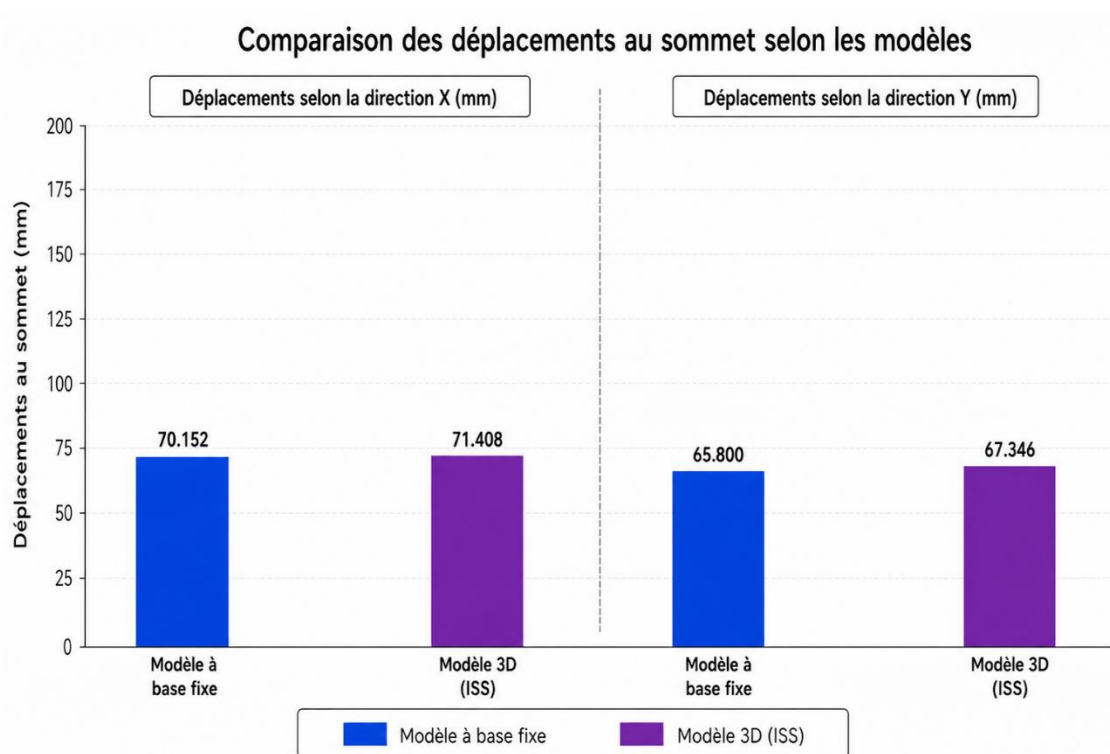


Figure VIII.3 : Variation de déplacement au sommet de la structure.

- **Commentaire**

L'analyse des déplacements au sommet révèle des comportements analogues entre les modèles fixe et le modèle 3D avec ISS, tous deux affichant des déplacements faibles sur les directions X et Y, ce qui traduit une bonne rigidité structurale.

VIII.5.4 Comparaison des efforts internes des éléments les plus sollicités

VIII.5.4.1 Les voiles

Tableau VIII.14: comparaison entre les efforts internes des voiles.

Effort	Base fixe	Modèle 3D ISS	Variation
Effort normal (kN)	4459.87	4455.1019	0.1%
Effort tranchant (kN)	299.87	252.1294	15.92%
Moment (kN·m)	989.11	1005.8255	-1.66%

- **Commentaire**

La variation des efforts internes dans les voiles, induite par la prise en compte de l'interaction sol-structure, est comprise entre 0,1 % et 15,92 %, ce qui reste globalement faible. Cette amplitude de variation montre que les efforts internes maximaux ne sont pas significativement influencés par l'effet de l'interaction sur la structure. Cela s'explique par le fait que la rigidité globale de l'ouvrage est largement dominée par la superstructure, tandis que la contribution de la déformabilité du sol reste limitée dans l'intensité des sollicitations internes, entraînant ainsi des modifications marginales des efforts.

CHAPITRES VIII : CALCUL DE LA REPONSE SISMIQUE AVEC LA PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL - STRUCTURE

VIII.5.4.2 Les poutres

Tableau VIII.15: comparaison entre les efforts internes des poutres.

Effort	Base fixe	Modèle 3D ISS	Variation
Effort tranchant (kN)	345,6739	345.3664	0.088 %
Moment (KN.m)	688,9977	688.6709	0.047%

- **Commentaire**

Les sollicitations maximales dans les poutres restent globalement inchangées après prise en compte de l'interaction sol-structure, avec des variations négligeables. Cette stabilité des efforts indique que les poutres ne sont pas significativement influencées par l'effet de l'interaction sur la structure, et que leur comportement mécanique demeure similaire à celui du modèle encastré.

VIII.6 Conclusion

L'analyse de l'interaction sol-structure a montré que son impact sur la réponse sismique du bâtiment reste faible. Les valeurs relevées montrent seulement un léger allongement de la période fondamentale, une très faible diminution de l'effort tranchant à la base et une discrète augmentation des déplacements. Cette influence faible s'explique par la grande souplesse de la structure, qui contrôle déjà le comportement dynamique du système, et par la rigidité relativement forte du sol et du radier de fondation.

Pour notre cas d'étude, l'interaction sol-structure n'a pas d'effet significatif sur le comportement global de l'ouvrage et les différences entre le modèle à base fixe et le modèle avec I.S.S. restent limitées.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques et méthodologiques acquises tout au long de notre formation en génie civil, à travers l'étude complète d'un immeuble de bureaux de grande hauteur situé au niveau du quartier d'affaires de Bab Ezzouar.

L'étude a débuté par une présentation détaillée de l'ouvrage et une identification de ses principales caractéristiques architecturales, géométriques, géotechniques et structurales. Cette étape a été indispensable pour définir les hypothèses de calcul et choisir le système porteur le mieux adapté aux exigences du projet.

Le prédimensionnement des divers éléments de structure a ensuite été effectué selon les recommandations des règlements de calcul en vigueur. La modélisation numérique de la structure dans le logiciel ETABS a permis d'évaluer précisément son comportement global sous les effets des différentes sollicitations. L'analyse dynamique et sismique conduite selon les prescriptions du RPA 2024 a montré la réponse de l'ouvrage aux actions sismiques et a permis de vérifier qu'il est conforme aux critères réglementaires de sécurité et de stabilité.

Les différentes vérifications effectuées dans le cadre de cette étude ont montré que les dimensions adoptées et les dispositions constructives retenues assurent un comportement satisfaisant de la structure, aussi bien sous les charges verticales que sous les actions horizontales dues aux séismes. Les résultats obtenus confirment l'importance du rôle des voiles de contreventement dans la rigidité globale de l'ouvrage et dans la maîtrise des déplacements et des efforts sismiques.

En plus des aspects purement techniques, ce travail nous a permis de mieux comprendre les différentes étapes de conception d'un projet réel, depuis la phase de prédimensionnement jusqu'aux vérifications finales. Il nous a également permis de renforcer nos compétences dans l'utilisation des outils de calcul et de modélisation numérique, notamment ETABS, AutoCAD ainsi que les méthodes de calcul réglementaires.

Cette expérience a montré que la réussite d'un projet de structure ne dépend pas seulement de la maîtrise des calculs, mais aussi de la qualité de la conception, de l'esprit critique de l'ingénieur et de sa capacité à interpréter les résultats obtenus pour proposer des solutions sûres, économiques et durables.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'un des aspects importants abordés dans cette étude concerne la prise en compte de l'interaction sol-structure. L'analyse a montré l'effet de la déformabilité du sol sur le comportement général du bâtiment. Les résultats montrent que l'intégration de cette interaction modifie certains paramètres dynamiques de la structure, notamment les périodes propres de vibration, les déplacements latéraux et les efforts sismiques transmis à la base. Les résultats obtenus ont également mis en évidence que l'interaction sol-structure exerce une influence relativement faible sur le comportement global de la structure étudiée. Cette faible incidence se manifeste notamment au niveau de la période propre, de l'effort tranchant à la base, des efforts internes dans les éléments structuraux ainsi que du déplacement au sommet de l'ouvrage.

Cette approche permet de représenter de façon plus réaliste le comportement de l'ouvrage et montre qu'il est important de prendre en compte les caractéristiques du sol dans les études de conception parasismique des bâtiments de grande hauteur.

Enfin, nous espérons que ce travail servira de référence utile aux étudiants des promotions futures et contribuera, même modestement, à l'enrichissement des études concernant la conception et le dimensionnement des structures en béton armé soumises à des actions sismiques.

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages scientifiques et ressources documentaires

- [1] Brûlé, S., & Cuira, F. (2018). *Pratique de l'interaction sol–structure sous séisme : application aux fondations et aux soutènements*. AFNOR Éditions.
- [2] Chopra, A.K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson Education.
- [3] Clough, R.W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, New York.
- [4] Hubert, B., Philipponnat, B., & Payant, O. (2019). *Fondations et ouvrages en terre : manuel professionnel de géotechnique du BTP*. Éditions Eyrolles.
- [5] Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- [6] MDPI (2023). *Sensors*, étude relative aux applications structurelles et géotechniques. MDPI Publishing.
- [7] Techniques de l'Ingénieur (s.d.). *Bases de l'interaction sol–structure sous séisme*. Collection Géotechnique et Génie Civil.
- [8] Université Mohamed Khider de Biskra (2022). *Étude de l'interaction sol–structure sous sollicitations dynamiques*. Thèse de doctorat en Génie Civil.
- [9] Université Saad Dahlab de Blida (2015). *Calcul des ouvrages en béton armé selon le CBA 93 et le RPA*. Support pédagogique de Génie Civil.
- [10] Université Mohamed Boudiaf de M'Sila (s.d.). *Mémoire de génie civil relatif à l'interaction sol–structure*. Dépôt institutionnel de l'Université Mohamed Boudiaf de M'Sila.

Règlements et cours

- BAEL 91 modifié 99 (1999). *Béton armé aux états limites*. DTU P18-702.
- CBA 93 (1993). *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*. DTR-BC 2.41.
- DTR-BC 2.48 (2024). *Règlement parasismique algérien (RPA 2024)*. Ministère de l'Habitat, Algérie.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Eurocode 2 (EN 1992-1-1). *Calcul des structures en béton*.
- Eurocode 8 (EN 1998). *Conception parasismique des structures*.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 2024.
- Dr. Belaoura.M, Cours de béton armé, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2022.
- Dr. Ladjel.M, Cours de bâtiment, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2024.
- Dr. Messaoudi.A, Cours mécanique des structures, Département Route et Ouvrage d'art, ENSTP 2024.
- K.Tounsi & M.Hadid _[2022] _ ENSTP_ Cours de dynamique des sols.
- Pr Hadid Mohamed _[2024] _ENSTP_ Cours de dynamique des structures.

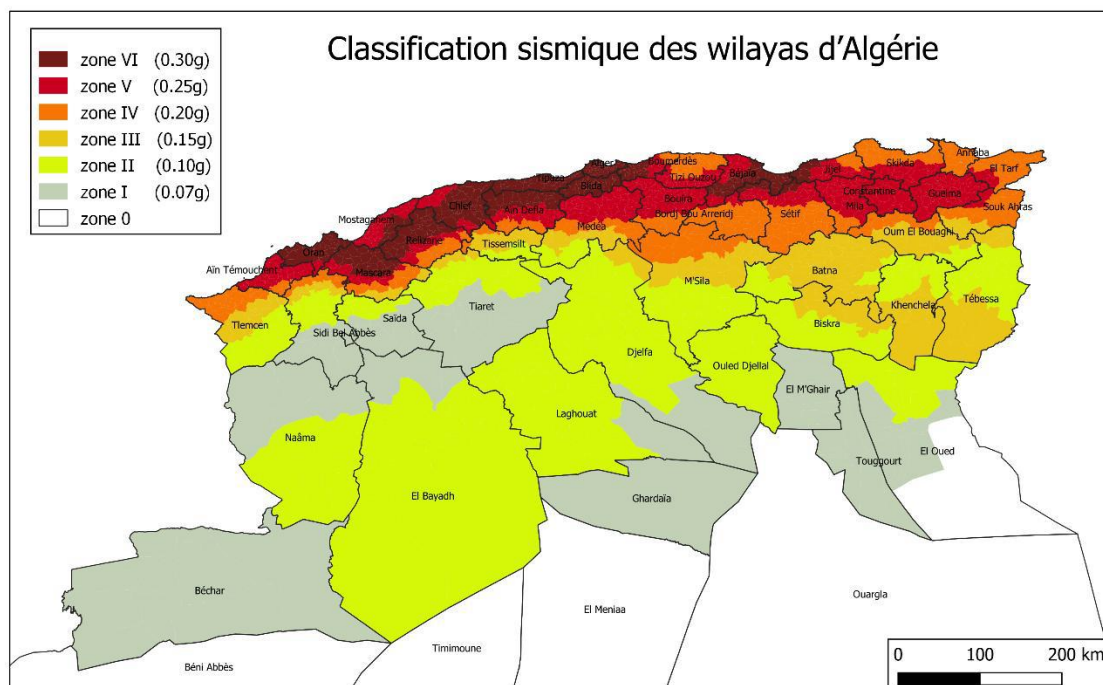
Anciens projets de fin d'étude

- Akeb Mohamed Ramzi _[2018]_ Projet fin d'étude _ENSTP.
- Hellal Mustapha _[2021]_ Projet fin d'étude _ENSTP.
- L.M. LAZLAOUI R. ABDELLA BENSOULTANE _[2025]_ Projet fin d'étude _ENSTP.
- Achour -Manel _[2025]_ Projet fin d'étude _université Saad Dahleb.

ANNEXES

ANNEXES 1

1. Carte de zonage sismique du territoire national : (RPA 2024)



2- Coefficients d'accélération de zone et classification d'ouvrages : (RPA 2024)

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

ANNEXES

3. Valeurs des taux d'amortissement $\xi(\%)$: (RPA 2024)

	Ossatures (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

4. Valeurs des coefficients de comportement R : (RPA 2024)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

5. Valeurs des coefficients de pondération : (RPA 2024)

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

ANNEXES

6. Valeurs du coefficient CT : (RPA 2003)

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

7. Valeurs de T_1 et T_2 :

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

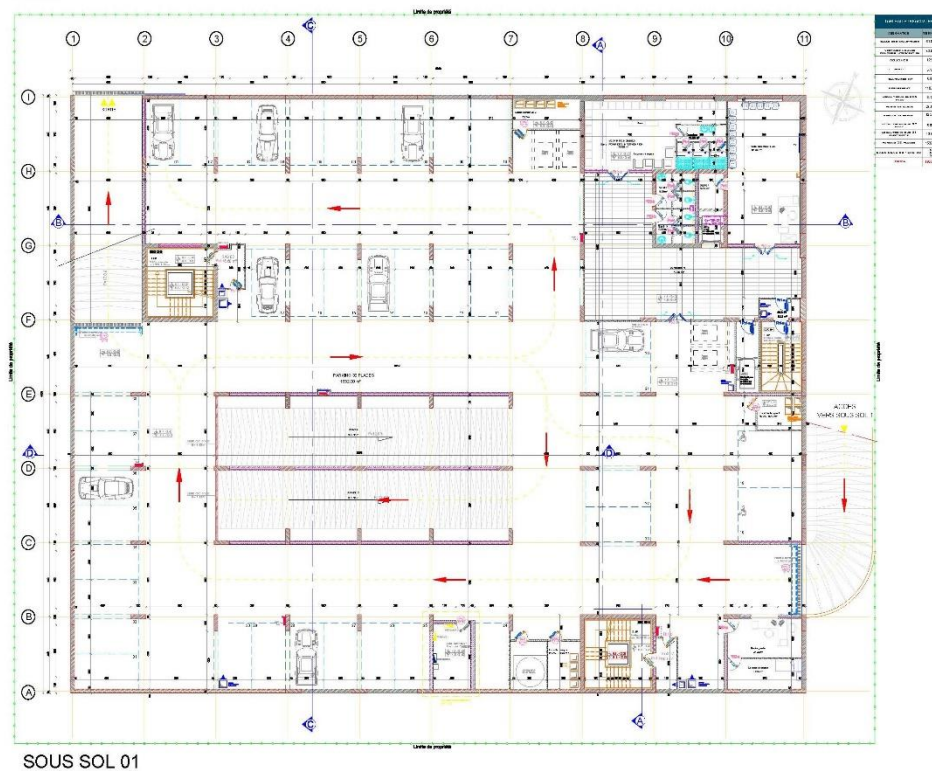
8. Valeurs du coefficient d'importance I :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

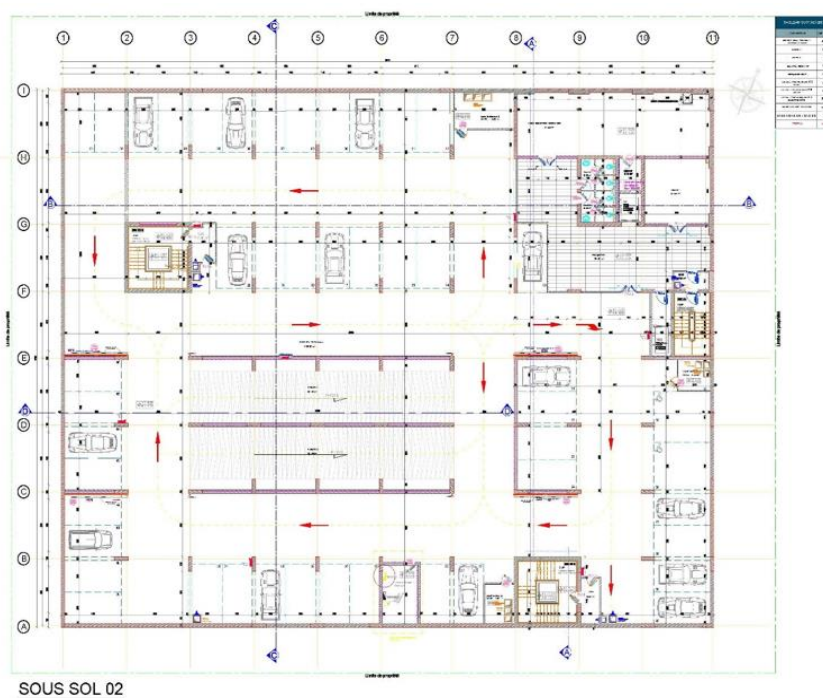
ANNEXES

ANNEXES 2 : plans d'architecture

1. Plan du Sous-sol 1



2. Plan du Sous-sol 2



3. Plan du Sous-sol 3



4. Plan du Sous-sol 4



5. Plan du Rez-de-chaussée

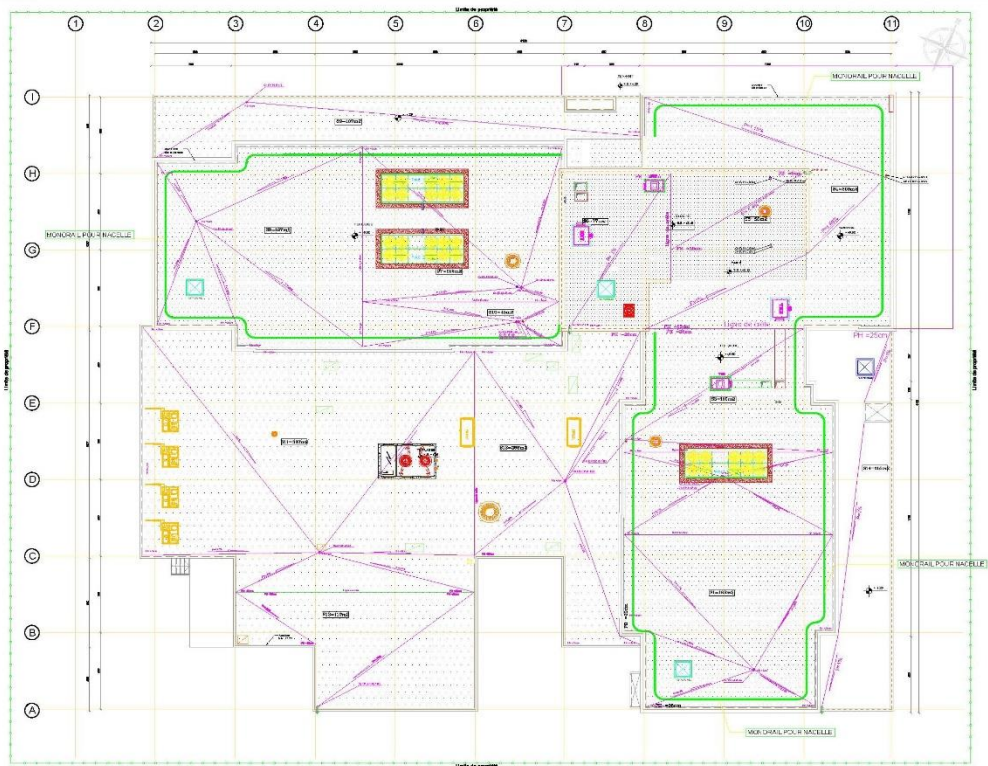


Architectural floor plan of the 1st floor of a building. The plan shows a large central hall, several smaller rooms, and a staircase. The plan is color-coded: yellow for common areas, blue for restrooms, and green for other specific rooms. The plan is surrounded by a grid of lines labeled 1 through 11 horizontally and A through I vertically. A table of dimensions is located on the right side of the plan.

TABLE 1.1.1.1.1.1	
ITEM	UNIT
1.1.1.1.1.1	1.1.1.1.1.1
1.1.1.1.1.2	1.1.1.1.1.2
1.1.1.1.1.3	1.1.1.1.1.3
1.1.1.1.1.4	1.1.1.1.1.4
1.1.1.1.1.5	1.1.1.1.1.5
1.1.1.1.1.6	1.1.1.1.1.6
1.1.1.1.1.7	1.1.1.1.1.7
1.1.1.1.1.8	1.1.1.1.1.8
1.1.1.1.1.9	1.1.1.1.1.9
1.1.1.1.1.10	1.1.1.1.1.10
1.1.1.1.1.11	1.1.1.1.1.11
1.1.1.1.1.12	1.1.1.1.1.12
1.1.1.1.1.13	1.1.1.1.1.13
1.1.1.1.1.14	1.1.1.1.1.14
1.1.1.1.1.15	1.1.1.1.1.15
1.1.1.1.1.16	1.1.1.1.1.16
1.1.1.1.1.17	1.1.1.1.1.17
1.1.1.1.1.18	1.1.1.1.1.18
1.1.1.1.1.19	1.1.1.1.1.19
1.1.1.1.1.20	1.1.1.1.1.20
1.1.1.1.1.21	1.1.1.1.1.21
1.1.1.1.1.22	1.1.1.1.1.22
1.1.1.1.1.23	1.1.1.1.1.23
1.1.1.1.1.24	1.1.1.1.1.24
1.1.1.1.1.25	1.1.1.1.1.25
1.1.1.1.1.26	1.1.1.1.1.26
1.1.1.1.1.27	1.1.1.1.1.27
1.1.1.1.1.28	1.1.1.1.1.28
1.1.1.1.1.29	1.1.1.1.1.29
1.1.1.1.1.30	1.1.1.1.1.30
1.1.1.1.1.31	1.1.1.1.1.31
1.1.1.1.1.32	1.1.1.1.1.32
1.1.1.1.1.33	1.1.1.1.1.33
1.1.1.1.1.34	1.1.1.1.1.34
1.1.1.1.1.35	1.1.1.1.1.35
1.1.1.1.1.36	1.1.1.1.1.36
1.1.1.1.1.37	1.1.1.1.1.37
1.1.1.1.1.38	1.1.1.1.1.38
1.1.1.1.1.39	1.1.1.1.1.39
1.1.1.1.1.40	1.1.1.1.1.40
1.1.1.1.1.41	1.1.1.1.1.41
1.1.1.1.1.42	1.1.1.1.1.42
1.1.1.1.1.43	1.1.1.1.1.43
1.1.1.1.1.44	1.1.1.1.1.44
1.1.1.1.1.45	1.1.1.1.1.45
1.1.1.1.1.46	1.1.1.1.1.46
1.1.1.1.1.47	1.1.1.1.1.47
1.1.1.1.1.48	1.1.1.1.1.48
1.1.1.1.1.49	1.1.1.1.1.49
1.1.1.1.1.50	1.1.1.1.1.50
1.1.1.1.1.51	1.1.1.1.1.51
1.1.1.1.1.52	1.1.1.1.1.52
1.1.1.1.1.53	1.1.1.1.1.53
1.1.1.1.1.54	1.1.1.1.1.54
1.1.1.1.1.55	1.1.1.1.1.55
1.1.1.1.1.56	1.1.1.1.1.56
1.1.1.1.1.57	1.1.1.1.1.57
1.1.1.1.1.58	1.1.1.1.1.58
1.1.1.1.1.59	1.1.1.1.1.59
1.1.1.1.1.60	1.1.1.1.1.60
1.1.1.1.1.61	1.1.1.1.1.61
1.1.1.1.1.62	1.1.1.1.1.62
1.1.1.1.1.63	1.1.1.1.1.63
1.1.1.1.1.64	1.1.1.1.1.64
1.1.1.1.1.65	1.1.1.1.1.65
1.1.1.1.1.66	1.1.1.1.1.66
1.1.1.1.1.67	1.1.1.1.1.67
1.1.1.1.1.68	1.1.1.1.1.68
1.1.1.1.1.69	1.1.1.1.1.69
1.1.1.1.1.70	1.1.1.1.1.70
1.1.1.1.1.71	1.1.1.1.1.71
1.1.1.1.1.72	1.1.1.1.1.72
1.1.1.1.1.73	1.1.1.1.1.73
1.1.1.1.1.74	1.1.1.1.1.74
1.1.1.1.1.75	1.1.1.1.1.75
1.1.1.1.1.76	1.1.1.1.1.76
1.1.1.1.1.77	1.1.1.1.1.77
1.1.1.1.1.78	1.1.1.1.1.78
1.1.1.1.1.79	1.1.1.1.1.79
1.1.1.1.1.80	1.1.1.1.1.80
1.1.1.1.1.81	1.1.1.1.1.81
1.1.1.1.1.82	1.1.1.1.1.82
1.1.1.1.1.83	1.1.1.1.1.83
1.1.1.1.1.84	1.1.1.1.1.84
1.1.1.1.1.85	1.1.1.1.1.85
1.1.1.1.1.86	1.1.1.1.1.86
1.1.1.1.1.87	1.1.1.1.1.87
1.1.1.1.1.88	1.1.1.1.1.88
1.1.1.1.1.89	1.1.1.1.1.89
1.1.1.1.1.90	1.1.1.

PLAN ETAGE 11

9. Plan de la toiture



PLAN DE TOITURE

10. différentes coupes du bâtiment.

