

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانشون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CALCUL D'UN BÂTIMENT (R+15+2 ENTRE-SOLS+4 SOUS-SOLS) CONTREVENTÉ PAR VOILES À EFFET NOYAU ; PRISE EN COMPTE DES SOUS-SOLS DANS LES MODÈLES NUMÉRIQUES.

Présenté par :

BAHRI YAMINA

GUERROUF MALAK

Encadré par :

Dr. MESSAOUDI AKILA(MCA)

Promotion 2025/2026

Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier Dieu, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la force, la patience et le courage nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Mes plus vifs remerciements s'adressent à mon encadrante, Madame MESSAOUDI Akila, pour sa grande disponibilité, ses précieux conseils techniques, sa rigueur scientifique et la confiance qu'elle m'a accordée tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Monsieur KEHILA Fouad, ainsi qu'à Messieurs ZITOUNI Abderrahmen et HADID Mohammed, pour leur écoute attentive, leur bienveillance et leurs conseils avisés qui ont grandement enrichi ma réflexion.

Je tiens à remercier chaleureusement la direction du Bureau d'Études KHALDI ainsi que l'ensemble de son équipe technique pour leur accueil, leur bienveillance, leur écoute et le précieux partage de leur expérience.

Mes remerciements s'adressent également aux ingénieurs et au personnel de l'organisme du CTC Guelma pour leur soutien et leur accueil tout au long de mon stage.

Mes remerciements vont aussi à la direction et à l'ensemble du corps professoral de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), pour la qualité de l'enseignement et les valeurs d'excellence qui m'ont été transmis tout au long de mon cursus universitaire.

À travers ces lignes, je tiens à rendre un hommage tout particulier et plein d'émotion à mon tout premier enseignant du primaire, Monsieur ISSAOUI Derradji, qui a cru en moi dès le premier jour et a toujours placé sa confiance en mes capacités. Ses encouragements initiaux ont tracé le chemin de tout mon parcours.

Enfin, les mots me manquent pour exprimer ma profonde reconnaissance envers mes parents.

Aucun remerciement ne saurait compenser leur soutien inconditionnel, leurs sacrifices quotidiens et leurs prières ferventes tout au long de mes études. Que ce travail soit le digne reflet de leur dévouement.

Mes remerciements s'étendent à tous ceux qui m'ont enseigné et transmis un savoir depuis mes débuts, ainsi qu'à toute personne ayant contribué à l'aboutissement de ce travail. Trouvez ici l'expression de ma sincère gratitude.

Malak

Dédicace

First and foremost, to Allah, the Almighty, for His endless blessings, guidance, and for giving me the strength and patience to complete this journey.

To myself, for the resilience, the sleepless nights, and for never giving up on my dreams, no matter how hard the road became.

To my dearest Mother, Lamia, the beating heart of my life, for your unlimited giving, your endless tenderness, and your pure prayers. This success is, first and foremost, yours.

To my beloved Father, Mounir, my anchor of strength, whose boundless sacrifices paved my way and shaped the person I am today.

To my brother, Imad, who may be younger than me, but whose protective soul and powerful presence have always made him feel like my big brother.

To my sweet sister, Wafaa, and my brother, Abdelhay, for your love, your prayers, and your unwavering trust in me; knowing that you look up to me as a role model pushed me to work harder and strive for excellence, just to remain the best reflection of who I want you to become.

To Achref, for your unwavering belief in my potential, your endless support through every hardship, your infinite patience, for saving me whenever I doubted myself, and for beautifully sharing this journey with me.

To my best friend, Dina, for your loyal friendship and support, for those endless days of listening to me, praying for me, and for always wanting us to succeed together.

To Mama Fadila and Babi, for your endless love, your warmth, your kindness, and your constant support.

To Khalti Chaima, for always being there for me, and to my dear uncles, for being by my side whenever needed.

To Sirine and her family, for standing by me through the hardest days away from home, and for always welcoming me with open arms.

Malak

Remerciements

Avant tout, je remercie Dieu Tout-Puissant de m'avoir accordé la santé, la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

J'adresse mes plus sincères remerciements à Madame MESSAOUDI Akila, mon encadrante, pour son accompagnement tout au long de ce travail. Je lui suis profondément reconnaissant pour sa disponibilité, son écoute attentive, sa bienveillance et la pertinence de ses conseils. Son soutien constant, ses encouragements et son expertise ont été d'une aide précieuse dans la réalisation de ce mémoire.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à BET ZERIGUI Mhamed ainsi qu'à l'ensemble de son équipe pour m'avoir accueilli au sein de leur bureau d'études dans le cadre de mon stage de fin d'études. Leur disponibilité, leur professionnalisme et leur volonté de partager leur expérience m'ont permis d'enrichir mes connaissances pratiques et de mieux comprendre les réalités du monde professionnel. Je les remercie également pour leur contribution et leur soutien dans l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) pour la qualité de la formation qu'ils m'ont dispensée tout au long de mon parcours universitaire. Je remercie également le personnel administratif pour sa disponibilité et son professionnalisme, ainsi que mes camarades pour les échanges enrichissants et les moments de partage qui ont marqué ces années d'études.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Je leur suis reconnaissant pour le temps qu'ils y consacrent ainsi que pour leurs remarques et recommandations.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire, par leurs conseils, leurs encouragements ou leur soutien. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude et de ma sincère reconnaissance.

Yamina

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui ont toujours été présents à mes côtés et qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours.

À mes très chers parents,

Aucun mot ne saurait exprimer pleinement ma reconnaissance pour tout ce que vous avez fait pour moi. Votre amour inconditionnel, votre soutien indéfectible, vos sacrifices et vos encouragements constants ont été ma plus grande force tout au long de ce parcours. Vous avez toujours cru en moi et m'avez donné les moyens de poursuivre mes ambitions. Ce travail est avant tout le vôtre. Puisse-t-il être une source de fierté et une modeste récompense pour tous vos efforts.

À mon frère Ilyes,

Mon seul frère, merci pour ton affection, ton soutien et ta présence à mes côtés tout au long de mon parcours. Tes encouragements, ta confiance en moi et les moments de complicité que nous partageons ont toujours été une source de motivation et de réconfort. Je suis reconnaissant de t'avoir à mes côtés et te souhaite beaucoup de bonheur et de réussite.

À ma chère amie Nada

Pour son amitié sincère, sa bienveillance et son soutien dans les moments de doute comme dans les moments de joie. Merci d'avoir toujours été présente, de m'avoir encouragé et d'avoir cru en moi lorsque j'en avais le plus besoin. Ton amitié est une richesse précieuse que j'apprécie profondément.

À toute ma famille,

Pour leur affection, leurs prières, leurs encouragements et leur soutien tout au long de mon parcours. Chacun, à sa manière, a contribué à la personne que je suis aujourd'hui et à la réalisation de ce travail.

À tous ceux qui me sont chers, je dédie ce mémoire avec respect, reconnaissance et gratitude.

Yamina

Résumé

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude complète d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, composé d'un rez-de-chaussée, de quinze étages et deux entresols et quatre sous-sols et, abritant des commerces et des logements, implanté à Chéraga (Wilaya d'Alger), classée en zone de sismicité très élevée (Zone VI) sur un sol ferme (Site S2). Il est contreventé par des voiles à effet noyau. La structure a été modélisée à l'aide du logiciel ETABS et analysée conformément au nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'étude couvre l'ensemble des étapes de conception : prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux, analyse sismique et calcul du ferrailage, en conformité avec les normes CBA 93, BAEL 99 et RPA 2024. Par ailleurs, une étude comparative portant sur l'influence des hypothèses de modélisation sur la réponse sismique a été réalisée. Trois modèles de complexité croissante : un modèle à base fixe, un modèle encasté avec sous-sols, et un modèle reposant sur des appuis élastiques (modèle de Winkler), dans le but d'obtenir et d'analyser la réponse sismique de la structure dans les différentes conditions.

Mots-clés : Bâtiment de grande hauteur, Contreventement par noyau, Poussée des terres, Radier nervuré, Étude sismique, RPA 2024.

Abstract

Our graduation project focuses on the comprehensive study of a reinforced concrete multi-purpose building consisting of a ground floor, fifteen upper stories, two mezzanine levels, and four basement levels, accommodating commercial and residential functions. The building is located in Chéraga (Algiers Province), which is classified as a very high seismicity zone (Zone VI), on firm soil conditions (Site S2). The structural system is braced by reinforced concrete shear walls forming a central core. The structure was modeled using ETABS software and analyzed in accordance with the new Algerian Seismic Code (RPA 2024). The study covers all design stages, including the preliminary sizing of structural and non-structural elements, seismic analysis, and reinforcement design, in compliance with the CBA 93, BAEL 99, and RPA 2024 regulations. Furthermore, a comparative study was conducted to evaluate the influence of modeling assumptions on the seismic response of the structure. Three models with increasing levels of complexity were considered: a fixed-base model, a fully fixed model including basement levels, and a model supported by elastic springs based on the Winkler foundation model. The objective was to determine and analyze the seismic behavior of the structure under different modeling conditions.

Keywords: High-rise building, Core wall bracing system, Earth pressure, Ribbed mat foundation, Seismic study, Algerian Seismic Code (RPA 2024).

الملخص

يرتكز مشروع التخرج الخاص بنا على الدراسة الشاملة لمبنى متعدد الاستعمالات من الخرسانة المسلحة، يتكون من طابق أرضي وخمسة عشر طابقاً علوياً وطابقين نصفين وأربعة طوابق سفلية، ويضم محلات تجارية ووحدات سكنية. يقع المبنى ببلدية الشراقة (ولاية الجزائر)، المصنفة ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع جداً (المنطقة السادسة)، فوق تربة صلبة من الصنف س2. ويعتمد النظام الإنشائي على جدران قص خرسانية مسلحة تشكل نواة مركزية لمقاومة تشمل الدراسة جميع مراحل التصميم، ابتداءً من التقدير الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية وغير الإنشائية، الأحمال الأفقية مروراً بالتحليل الزلزالي وحساب التسليح، وذلك وفقاً لمتطلبات القوانين والمعايير، بالإضافة إلى تصميم الأساسات كما أنجزت دراسة مقارنة لتقييم تأثير فرضيات النمذجة على الاستجابة الزلزالية للمنشأ، بواسطة حصىرة عامة مضلعة حيث تم اعتماد ثلاثة نماذج ذات درجات متزايدة من التعقيد، وهي: نموذج ذو قاعدة ثابتة، ونموذج مثبت يتضمن الطوابق السفلية، ونموذج يركز على دعامات مرنة وفق نموذج وينكلر. وتهدف هذه الدراسة إلى تحديد وتحليل السلوك والاستجابة الزلزالية للمنشأ في مختلف ظروف النمذجة، ومقارنة النتائج المستخلصة من كل نموذج

الكلمات المفتاحية : مبنى مرتفع، نظام تدعيم بالنواة، دفع التربة، أساس حصىرة معصبة، دراسة زلزالية، القواعد الجزائرية المضادة

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	3
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	3
I.3. DESCRIPTIVE DE L'OUVRAGE.....	4
I.3.1. Caractéristiques Géométriques Du Bâtiment.....	4
I.4. SYSTEME STRUCTURAL	6
I.5. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX.....	6
I.5.1. Le Béton.....	6
I.5.2. L'acier	9
I.6. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE	12
I.7. CONCLUSION.....	22
CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE	23
II.1. INTRODUCTION	23
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	23
II.2.1. Prédimensionnement du plancher dalle pleine	23
II.2.2. Prédimensionnement du plancher corps creux	25
II.2.3. Pré dimensionnement des poutres principales (porteuses)	26
II.2.4. Prédimensionnement des poutres secondaires (non-porteuses).....	27
II.2.5. Prédimensionnement des voiles.....	28
II.2.6. Evaluation des charges et surcharges.....	30
II.3. CONCLUSION	32
CHAPITRE III : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	33
III.1. INTRODUCTION.....	33
III.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	33
III.2.1. Escaliers	33
III.2.2. Poutrelles.....	35
III.2.3. Acrotère	36
III.3. CALCUL DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES	38
III.3.1. Escaliers	38
III.3.2. Poutrelles.....	40
III.3.3. Acrotère	42
IV.5. CONCLUSION	44

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE	45
IV.1. INTRODUCTION	45
IV.2. METHODES DE CALCUL	45
IV.2.1. Méthode statique équivalente	45
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	47
IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	48
IV.3. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE	48
IV.4. ANALYSE NUMERIQUE MODALE	49
IV.5. CALCUL ANALYTIQUE DES MODES DE VIBRATION.....	51
IV.6. ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	52
IV.6.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente	52
IV.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	56
IV.7. CONCLUSION	67
CHAPITRE V : ÉTUDE COMPARATIVE CONCERNANT LA PRISE EN COMPTE DES SOUS-SOLS.....	46
V.1. INTRODUCTION	68
V.2. PRINCIPE DE L'ÉTUDE COMPARATIVE.....	68
V.3. MEDELE 1 : BATIMENT ENCASTRE SUR UNE BASE FIXE	70
V.3.1. Les modes propres	70
V.3.2. La force sismique.....	70
V.3.3. Déplacements aux étages supérieurs.....	70
V.4. MODELE 2 : SUPERSTRUCTURE + SOUS-SOLS + POUSSEE DES TERRES	72
V.4.1. Calcul de la poussée des terres.....	72
V.4.2. Modes propres.....	74
V.4.3. La force sismique.....	75
V.4.4. Déplacements aux étages supérieurs.....	75
V.5. MODELISATION PAR LES RESSORTS AMORTIS DE WINKLER	76
V.5.1. Calcul des raideurs.....	76
V.5.2. La masse de sol additionnelle	77
V.5.3. Calcul des amortissements.....	78
V.5.4. Résultat d'analyse modale	79
V.5.5. La force sismique.....	79
V.5.6. Déplacements aux étages supérieurs.....	79
V.6. SYNTHESE DES RESULTATS	81
V.6.1. Comparaison des périodes propres et des modes de vibration	81

V.6.2. Comparaison des efforts tranchants à la base	81
V.6.3. Comparaison des déplacements des étages.....	82
V.7. CONCLUSION.....	82
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.....	83
VI.1. INTRODUCTION	83
VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES	83
VI.2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique	83
VI.2.2. Sollicitations de calcul	84
VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales.....	84
VI.2.4. Calcul des armatures transversales.....	87
VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES.....	90
VI.3.1. Vérification de l'effort normal réduit.....	91
VI.3.2. Vérification de la condition d'élancement	92
VI.3.3. Calcul de la hauteur critique	92
VI.3.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissants.....	95
VI.3.5. Exigences de ductilité pour la zone critique	96
VI.3.6. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive.....	97
VI.3.7. Armatures transversales dans les éléments de rive	97
VI.3.8. Ferrailage de l'âme du voile.....	98
VI.3.9. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique	100
VI.3.10. Conditions de ductilité locale.....	102
VI.4. FERRAILLAGE DES DALLES	103
VI.4.1. Sens de travail	104
VI.4.2. Ferrailage de la dalle	104
VI.4.3. Ecartement des armatures	104
VI.4.4. Calcul des armatures transversales (armatures de cisaillement)	104
VI.5. CONCLUSION	105
CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA FONDATION	106
VII.1. INTRODUCTION	106
VII.2. CHOIX DE TYPES DE FONDATIONS.....	106
VII.3. ETUDE DU RADIER.....	106
VII.3.1 Prédimensionnement du radier	107
VII.3.2 Détermination de la surface de radier	107
VII.3.3 Vérification nécessaires du radier.....	108
VII.3.4 Ferrailage du radier.....	111

VII.4. CONCLUSION.....	115
CONCLUSIONS GRÉNÉRALES	116
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	118
ANNEXES	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques des matériaux (Béton & Acier).....	11
Tableau I.2: Zones sismiques (RPA 2024).	12
Tableau I.3 : conditions particulières (Site Ss).	13
Tableau I.4 : Classification des sites (RPA2024).	14
Tableau I.5 : Résultats de l'essai pressiométrique et classification du site (donnés par le rapport de sol fournis par le bureau d'étude).	14
Tableau I.6 : Les critères des deux normes et vérifiabilité via RegEC8.	17
Tableau I.7 : Paramètres de régularité en plan pour les trois cas.	18
Tableau I.8: Vérification des critères de régularité pour le plan de l'entresol.	18
Tableau I.9: Vérification des critères de régularité pour le plan du RDC au 4 ^{ème} étage.	19
Tableau I.10 : Vérification des critères de régularité pour le plan du 5 ^{ème} au 15 ^{ème} étage.	19
Tableau I.11 : Vérification de Régularité en élévation.	21
Tableau I.12: Vérification de l'effet noyau pour les trois configurations structurales.....	22
Tableau II.1 : Epaisseur du plancher dalle pleine.....	24
Tableau II.2: Vérifications des poutres principales.	27
Tableau II.3: Vérifications des poutres secondaires.	28
Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'escalier selon les niveaux.	34
Tableau III.2 : Armatures principales et de répartition de l'escalier.	39
Tableau III.3 : Armatures principales et de répartition des poutrelles.....	41
Tableau III.4: vérification de cisaillement et la flèche des poutrelles.	42
Tableau III.5: les sollicitations de l'acrotère.	42
Tableau III.6 : Le ferrailage de l'acrotère.	43
Tableau IV.1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	47
Tableau IV.2 : Mode de vibration et taux de participation massique.	50
Tableau IV.3: Valeurs des périodes numériques et la période empirique.	52
Tableau IV.4: Paramètres du spectre.	56
Tableau IV.5: Vérification de la condition $F_t \leq 0.25V$	57
Tableau IV.6: distribution horizontale des forces sismiques.	57
Tableau IV.7 : Vérification de la distribution des efforts tranchants.	58
Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques.	59
Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques après correction.....	59
Tableau IV.10: Vérification de la stabilité au renversement suivant le sens X-X.	60
Tableau IV.11: Vérification de la stabilité au renversement suivant le sens Y-Y.	61
Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité au renversement.....	62
Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étage suivant le sens X-X.....	63
Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter étage suivant le sens Y-Y.....	64
Tableau IV.15: Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	66
Tableau V.1: Mode de vibration et taux de participation massique de modèle 1.	70
Tableau V.2: Déplacements aux étages supérieurs de modèle 1.....	70
Tableau V.3 : Caractéristiques géotechniques des sous-sols et les entresols.....	73

Tableau V.4 : Résultats du calcul de la poussée des terres par sous-sol.	74
Tableau V.5: Résultats du calcul de la poussée des terres par sous-sol.	74
Tableau V.6: Mode de vibration et taux de participation massique de modèle 2.	74
Tableau V.7 : Déplacements aux étages supérieurs de modèle 2.....	75
Tableau V.8 : raideurs dynamiques du sol.	77
Tableau V.9: La masse de sol additionnelle.....	78
Tableau V.10: l'amortissement du sol.	78
Tableau V.11: Mode de vibration et taux de participation massique de modele 3.	79
Tableau V.12: Déplacements aux étages supérieurs de modèle 3.....	79
Tableau V.13: Comparaison des périodes fondamentales et des modes de vibration.....	81
Tableau V.14 : Comparaison des efforts sismique.....	81
Tableau V.15 : Comparaison des déplacements maximaux des étages(δ_k).....	82
Tableau VI.1 : Synthèse des longueurs critiques des poutres.....	84
Tableau VI.2 : Sollicitations extrêmes sur les poutres 35×55 cm.	84
Tableau VI.3: Ferrailage maximale et minimale pour les poutre 35×55 cm ²	85
Tableau VI.4 : Les sections des armatures adoptées.	85
Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS.....	85
Tableau VI.6 : Vérification de la flèche.	87
Tableau VI.7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres 35×55 cm ² . 88	
Tableau VI.8 : Ferrailage transversales pour les poutres 35×55 cm ²	89
Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des hauteurs critiques des voiles.....	94
Tableau VII.1: Vérification de non-poinçonnement.....	109
Tableau VII.2 : Vérification vis-à-vis du renversement et glissements.....	111
Tableau VII.3: Les moment fléchissant de la dalle du radier suivant X-X.	112
Tableau VII.4: Les moment fléchissant de la dalle du radier suivant Y-Y.	112
Tableau VII.5: Vérification des contraintes à l'ELS.	113
Tableau VII.6 : Ferrailage de la nervure.....	113

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage (Google Maps).	
Figure I.2: Vue en élévation de l'ouvrage.	 4
Figure I.3: Vue en plan du RDC.	 5
Figure I.4: Vue en plan d'un étage courant.	 5
Figure I.5: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.	 9
Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.	 9
Figure I.7 : diagramme contraintes déformations des aciers à l'ELU.	 10
Figure I.8 : classification sismique des wilayas d'Algérie (RPA 2024).	 12
Figure I.9: Limites des décrochements en plan.	 16
Figure I.10: Variantes en plan de la structure (Cas 1, Cas 2 et Cas 3).	 18
Figure I.11 : Limites des décrochements en élévation.	 21
Figure II.1: Exemple d'une coupe d'un plancher à corps creux.	 25
Figure II.2 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.	 28
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.	 29
Figure III.1 : Escaliers à deux volées.	 33
Figure III.2 : Coupe transversale de la poutrelle.	 35
Figure III.3 : Caractéristique géométrique de l'acrotère.	 36
Figure III.4: schéma statique et le diagramme du moment fléchissant à ELU.	 38
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier.	 40
Figure III.6: schéma statique et le diagramme du moment fléchissant à ELU.	 41
Figure III.7: Schéma de ferrailage des poutrelles.	 42
Figure III.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	 43
Figure IV.1 : Vue en 3D du bâtiment.	 49
Figure IV.2: Schéma de la rotation : 3ème mode.	 51
Figure IV.3 : spectre de calcul horizontal pour un système à effet noyau $R=3$.	 56
Figure IV.4: Effet $P-\Delta$.	 65
Figure V.1: Modèle 1 : superstructure encastree sur une base fixe.	 68
Figure V.2: Modèle 2: superstructure + sous-sols + action des terres environnantes.	 69
Figure V.3: Modèle 3: Superstructure + sous-sols + fondation de Winkler.	 69
Figure V.4: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.	 71
Figure V.5: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.	 71
Figure V.6 : la poussée des terres.	 72
Figure V.7 : Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.	 75
Figure V.8: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.	 76
Figure V.9: Abaque des coefficients d'impédance dynamique.	 77
Figure V.10 : Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.	 80
Figure V.11: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.	 80
Figure VI.1: Ferrailage des poutres $35 \times 55 \text{ cm}^2$.	
Figure VI.2: Nomenclature des voiles du RDC et localisation du voile V02.	 91
Figure VI.3: Zone critique à la base du voile.	 93

Figure VI.4: Schéma explicative de l'enveloppe de calcul pour les moments fléchissants.	96
Figure VI.5: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants.....	96
Figure VI.6: Ferrailage du voile (zone critique).	103
Figure VI.7: Coupe A-A : Ferrailage de la dalle.	105
Figure VI.8 : coupe B-B : Ferrailage de la dalle.	105
Figure VII.1 : Détails du radier nervuré.....	106
Figure VII.2 : Condition de non-poinçonnement.	108
Figure VII.3 : Répartition des contraintes dans le sol – ELU.....	110
Figure VII.4 : Répartition des contraintes dans le sol – ELS.....	110
Figure VII.5 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA(E_2).....	110
Figure VII.6 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA(E_1).....	110
Figure VII.7: Schéma de ferrailage de la dalle du radier pour 1ml.....	114
Figure VII.8 : Coupe du ferrailage du radier nervuré.	114

LISTE DES ABRÉVIATIONS

A : Coefficient d'accélération de zone au rocher.

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

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

b : La largeur de la poutre.

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

b_w : L'épaisseur de voile.

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

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

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé.

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

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

f_{cj} : Résistance à la compression du béton.

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

f_{tj} : Résistance à la traction du béton.

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

f_e : Limite élastique de l'acier.

f_{bu} : Contrainte limite ultime de béton.

f_{adm} : La flèche admissible.

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

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

F_t : La force concentrée au sommet de la structure.

G : Charge permanente.

h : L'épaisseur de la poutre.

h_e : Hauteur de l'étage.

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_{cr} : Hauteur critique.

I : Moment d'inertie.

$i_x ; i_y$: Rayon de giration.

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

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

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

l_c : Longueur de l'élément de rive de voile.

l_f : longueur de flambement.

l_w : La longueur de voile.

l_s : Le rayon de giration massique en plan.

N_u : Effort normal ultime.

Q : Charge d'exploitation.

Q_F : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

r_x : Le rayon de torsion suivant x.

r_y : Le rayon de torsion suivant y.

S : Coefficient de site.

T_{calcul} : Période fondamentale.

$T_{empirique}$: Période définie par la méthode empirique.

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

V : Force sismique totale, Effort tranchant.

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul.

W : Poids sismique total du bâtiment.

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite de service de béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

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

λ : Élancement mécanique, Coefficient de correction.

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

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques

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

v_A : Coefficient réducteur.

v_d : Effort normal réduit.

ϕ_l : Diamètre des barres longitudinales.

ϕ_t : Diamètre des barres transversales.

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

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

α : Coefficient d'efficacité du confinement.

χ_u : Position de l'axe neutre.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GRÉNÉRALE

L'Algérie est l'un des pays méditerranéens les plus exposés au risque sismique. Son histoire récente est marquée par des séismes destructeurs, dont celui d'El Asnam 1980 et plus récemment, celui de Boumerdes en 2003, qui ont causé des milliers de victimes et des dommages considérables sur le patrimoine bâti. Ces événements ont mis en évidence la vulnérabilité des structures face aux actions sismiques et ont conduit à une évolution progressive du cadre réglementaire parasismique algérien, aboutissant aujourd'hui au Règlement Parasismique Algérien dans sa version PRA 2024.

Dans ce contexte, la conception parasismique des ouvrages en béton armé représente un enjeu majeur pour la sécurité des personnes et la pérennité des biens. Les bâtiments de grande hauteur, en particulier ceux dotés de plusieurs niveaux de sous-sols, présentent des spécificités structurales qui complexifient leur analyse sismique. La présence de niveaux enterrés introduit en effet des problématiques propres, liées à la poussée des terres, à la variation des conditions aux limites à la base, et à l'influence du sol environnant sur le comportement dynamique global de la structure.

En pratique courante, les études sismiques sont le plus souvent conduites sur la superstructure seule, en supposant un encastrement parfait à la base. Or, cette hypothèse simplificatrice peut ne pas refléter fidèlement le comportement réel de la structure lorsque celle-ci est dotée de sous-sols profonds. La question de la pertinence de cette hypothèse, et de l'influence des différentes approches de modélisation sur la réponse sismique, constitue une problématique d'actualité pour l'ingénieur en génie civil. Elle est d'autant plus importante que les bâtiments à sous-sols multiples se multiplient dans les grandes agglomérations algériennes, du fait de la densification urbaine et la valorisation du foncier souterrain.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent projet de fin d'études, qui porte sur l'étude parasismique d'un bâtiment à usage multiple en béton armé de types R+15 AVEC quatre niveaux de sous-sols en voiles, implanté à Chéraga, wilaya d'Alger, est classé en zone sismique VI selon le RPA2024 et repose sur un sol de catégorie S2 (sol ferme).

L'objectif principal de cette étude est de réaliser une analyse structurale et parasismique complète de l'ouvrage, en couvrant l'ensemble des phases de conception : prédimensionnement, modélisation numérique, analyse sismique, ferraillage des éléments structuraux et dimensionnement des fondations. Au-delà de cette démarche globale, le travail comporte une contribution originale sous forme d'une étude comparative entre trois modèles de modélisation sismique de complexité croissante, visant à évaluer l'influence de la prise en compte des sous-sols sur la réponse dynamique de la structure et à identifier l'hypothèse de modélisation la plus adaptée au contexte étudié.

Pour atteindre ces objectifs, la démarche adoptée s'appuie sur des outils numériques reconnus dans la pratique professionnelle. La modélisation tridimensionnelle de la structure et l'analyse sismique sont réalisées à l'aide du logiciel ETABS, tandis que le calcul du ferraillage est effectué sous EXPERT ROBOT. L'ensemble des résultats est établi et vérifié conformément aux règlements algériens en vigueur, notamment le RPA 2024, Le CBA 93 et le DTR BC-2.48.

La présente thèse est organisée en sept chapitres :

- **Chapitre I** : Description de l'ouvrage.
- **Chapitre II** : Prédimensionnement et descente de charge.
- **Chapitre III** : Etude des éléments secondaires.
- **Chapitre IV** : Etude sismique.
- **Chapitre V** : Etude comparative concernant la prise en compte des sous-sols.
- **Chapitre VI** : Ferrailage des éléments structuraux.
- **Chapitre VII** : Étude de fondation.

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage étudié, un immeuble polyfonctionnel à usage d'habitation de commerce de type R+15 avec quatre sous-sols, comprenant 75 logements.

Il expose les principales caractéristiques architecturales et structurelles du bâtiment, notamment ses dimensions, son système structural, sa classification selon le RPA 2024, ainsi que les matériaux adoptés et les hypothèses de calcul retenues pour l'étude en béton armé.

I.2. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est implanté à Cheraga Wilaya d'Alger, à proximité de la route nationale N°41 dans une zone urbaine consolidée, Le terrain est accessible et convient à l'implantation d'un bâtiment de grande hauteur.

Les coordonnées UTM (Universal Transverse Mercator) relevées par GPS au centre du site sont :

- ✓ X : 495432 m (la distance à partir du méridien central).
- ✓ Y : 4069556 m (la distance à partir de l'équateur).
- ✓ Z : 110 m (altitude approximative par rapport au niveau de la mer).



Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage (Google Maps).

I.3. DISCRPTIVE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage étudié est un bâtiment polyfonctionnel entièrement en béton armé à usage mixte composé de :

- Quatre sous-sols à usage de parking.
- Deux entresols à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Du premier au quinzième étage à usage d'habitation.

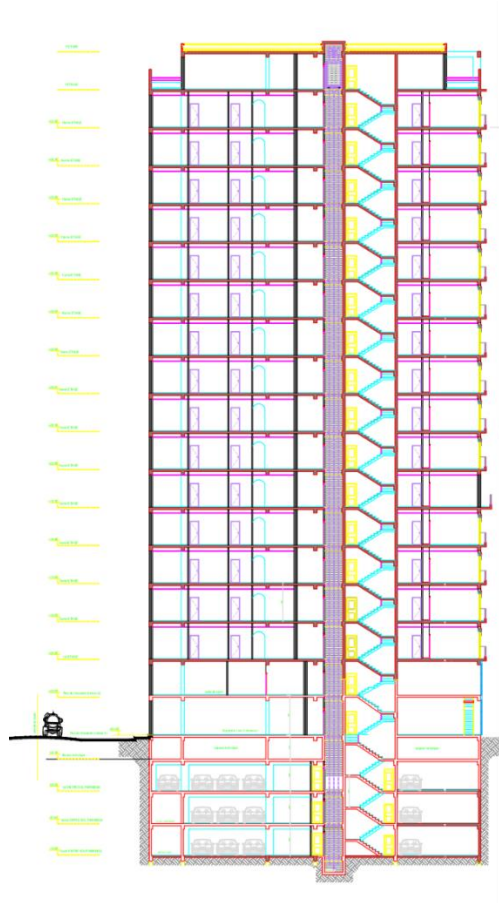


Figure I.2: Vue en élévation de l'ouvrage.

I.3.1. Caractéristiques Géométriques Du Bâtiment

➤ Dimensions en plan

Le bâtiment présente une forme irrégulière en plan dans les directions transversale et longitudinale.

Ses dimensions sont :

- Largeur : 31,80 m.
- Longueur : 33,60 m.

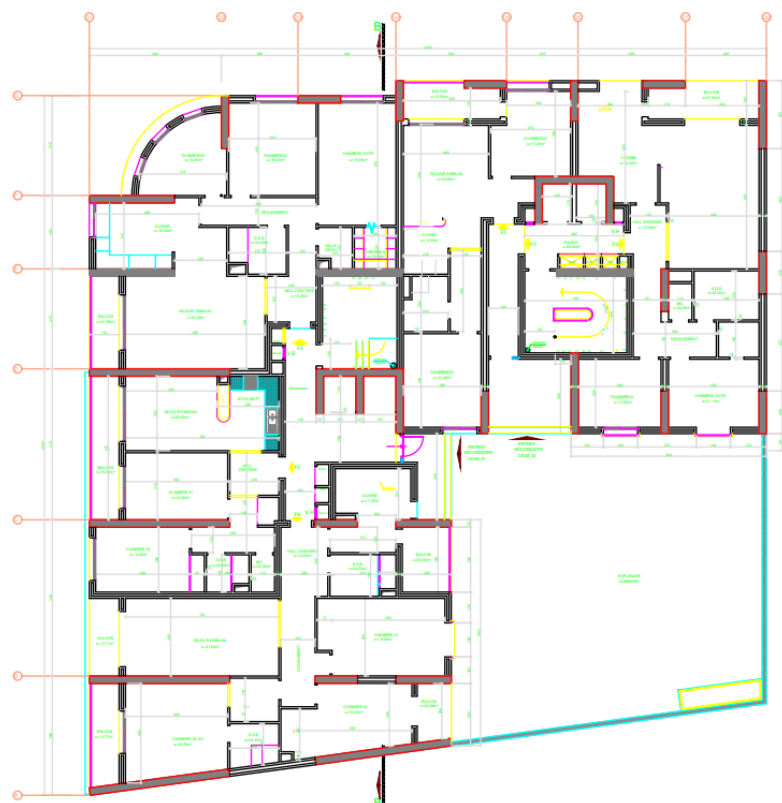


Figure I.3: Vue en plan du RDC.



Figure I.4: Vue en plan d'un étage courant.

➤ Dimensions en élévation

Les hauteurs des différents niveaux du bâtiment sont les suivantes :

- Trois Sous-sols (SS2 à SS4) : 2,88 m pour chacun.
- Un sous-sol : 3,40 m.
- Premier entresol : 3,57 m.
- Deuxième entresol : 4,3 m.
- RDC et les étages courant (1^e au 15^e étage) : 3,40 m pour chacun.
- Hauteur totale du bâtiment : 61,37 m.

I.4. SYSTEME STRUCTURAL

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée entièrement de voiles porteurs en béton armé.

Au niveau des quatre sous-sols, on observe une forte concentration de voiles formant une base rigide pour l'ouvrage, notamment grâce aux voiles périphériques assurant la retenue des terres et la transmission des efforts aux fondations.

En élévation, les voiles se prolongent vers les niveaux supérieurs avec certaines modifications et interruptions à quelques étages, pour des raisons des exigences architecturales et fonctionnelles, tout en garantissant la stabilité globale de la structure.

I.5. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

Le choix des matériaux pour la réalisation de l'ouvrage repose sur les exigences de résistance, de durabilité et de sécurité propres au bâtiment. Dans cette étude, l'ouvrage est entièrement en béton armé, et les matériaux principaux béton et acier respectent les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91 modifié 99) ainsi que la réglementation algérienne en vigueur (CBA 93 et RPA2024).

I.5.1. Le Béton

Le béton est un matériau solide et durable, obtenu par mélange de ciment, eau, sable et gravier.

Il est utilisé pour les voiles, poutres, dalles et fondations, et se caractérise par une grande résistance à la compression mais une faible résistance à la traction.

a. Résistance du béton

➤ La résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge « j », généralement prise à 28 jours. Cette résistance notée f_{cj} est déterminée par des essais de compression réalisés sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques.

La valeur de f_{cj} est définie conformément aux relations du règlement algérien CBA 93 (art. A.2.1.1.1).

- Pour des résistances de $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$j \leq 28j \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \times f_{c28}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

- Pour des résistances de $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$j \leq 28j \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$$

Pour notre étude la classe du béton utilisé est de C30/37, avec une résistance minimale à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

➤ La résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est déterminée par plusieurs essais.

Comme la mesure directe par traction axiale est délicate, deux méthodes sont généralement utilisées :

- La flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Le fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique également appelé essai brésilien.

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} est conventionnellement définie par la relation (CBA 93 art A.2.1.1.2)

- Pour des résistances de $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

- Pour des résistances de $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, on trouve $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

b. Module de déformation longitudinale

Le module de déformation longitudinale, communément appelé module d'élasticité de Young (E), est un paramètre mécanique fondamental qui traduit la rigidité du béton face aux contraintes normales en régime élastique linéaire, sous l'effet de sollicitations instantanées ou différées dans le temps.

➤ Module de déformation longitudinale instantané

Déterminé à partir de la courbe contrainte-déformation ($\sigma - \epsilon$) sous essai de courte durée, il représente la rigidité élastique du béton soumis à des chargements accidentels ou instantanés.

Sa valeur est donnée par (CBA 93, Art. A.2.1.2.1) :

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

➤ Module de déformation longitudinale différée

Utilisé pour les chargements de longue durée, il intègre les effets du retrait et du fluage du béton. Déterminé à partir de la courbe $(\sigma - \varepsilon)$ d'un essai de longue durée (CBA 93, Art. A.2.1.2.2) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour notre étude en considérant un béton de $f_{cj} = f_{c28} = 30$ MPa, les modules de déformation longitudinale sont :

$$E_{ij} = 34179,58 \text{ MPa}.$$

$$E_{vj} = 11496,76 \text{ MPa}.$$

c. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale du béton. Selon (CBA 93, Art. A.2.1.3), sa valeur est fixée conventionnellement à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).

d. Les contraintes limites de calcul

Les contraintes limites du béton sont les valeurs maximales admissibles ne devant pas être dépassées pour garantir la sécurité structurelle.

➤ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

Contraintes limites à E.L.U garantissant la résistance ultime vis-à-vis de la rupture, est définie par (CBA 93, Art. A.4.3.4.1) :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

θ : Coefficient lié à la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$ pour une durée d'application $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0.9$ pour une durée d'application $1\text{h} < \text{durée} \leq 24\text{h}$.
- $\theta = 0.85$ pour une durée d'application $< 1\text{h}$.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

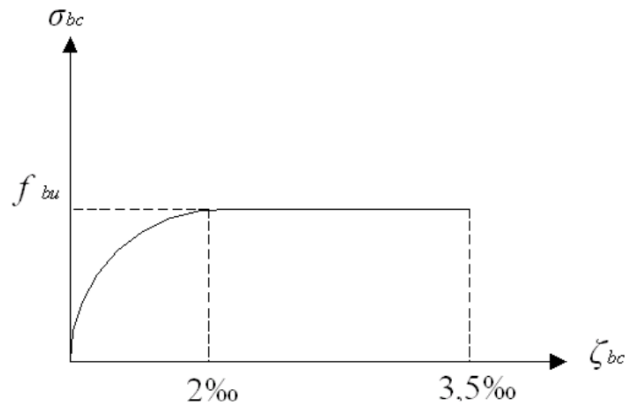


Figure I.5: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU.

Pour notre étude $f_{c28} = 30$ MPa, les contraintes limites du béton à l'ELU sont :

$$\begin{aligned} f_{bu} &= 17 \text{ MPa} && \text{(situation durable).} \\ f_{bu} &= 26.09 \text{ MPa} && \text{(Situation accidentelle).} \end{aligned}$$

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

Contraintes limites à E.L.S garantissant le confort, la durabilité et un comportement satisfaisant de la structure en service, est définie par (CBA 93, Art. A.4.5.2) :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

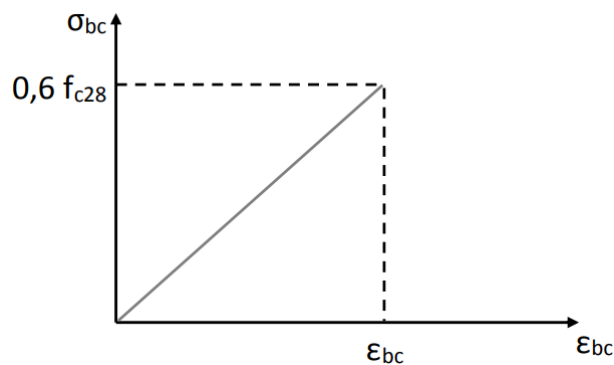


Figure I.6 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

Dans le cadre de ce projet pour un béton $f_{c28} = 30$ MPa donc :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

I.5.2. L'acier

L'acier est un alliage métallique fer-carbone utilisé en béton armé pour sa haute résistance à la traction et à la compression et sa ductilité, compensant ainsi la faiblesse du béton vis-à-vis de ces sollicitations.

a. Caractéristiques mécaniques**e. Type d'acier utilisé**

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments structuraux sont des aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE500, caractérisés par une limite d'élasticité de $f_e = 500$ MPa, garantissant une haute résistance à la traction et une excellente adhérence avec le béton.

f. Module d'Elasticité de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

b. Les contraintes limites

Les contraintes limites de l'acier représentent les valeurs maximales des contraintes admissibles, fixées selon l'état limite considéré (**ELU/ELS**) afin de garantir la sécurité et le bon comportement de la structure.

➤ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte de calcul de l'acier, garantissant la résistance ultime vis-à-vis de la rupture, est définie par (**CBA 93, Art. A.4.3.2**) :

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

Où f_e est la limite d'élasticité de l'acier.

γ_s est le coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable.

$\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelle.

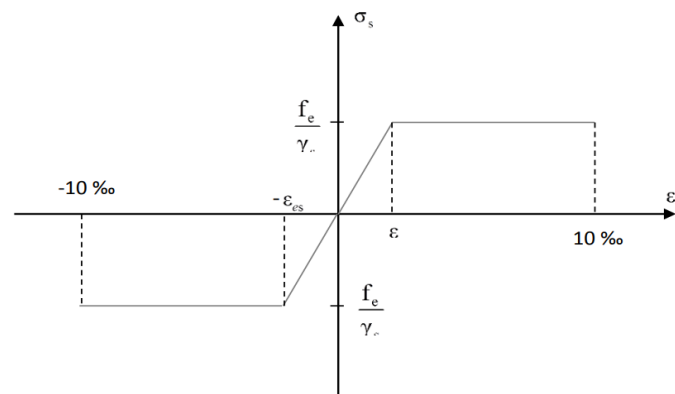


Figure I.7 : diagramme contraintes déformations des aciers à l'ELU.

Pour $f_e = 500\text{MPa} \rightarrow \sigma_s = 434,78\text{MPa}$ (Situation durable).

$\sigma_s = 500\text{MPa}$ (Situation accidentelle).

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)**

La contrainte admissible de l'acier en service est limitée selon la nature de la fissuration (CBA 93, Art. A.4.5.3) :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification des contraintes.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$.

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

Pour $f_e = 500 \text{ MPa}$, $\eta = 1,6$, $f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 272,16 \text{ MPa}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 222,68 \text{ MPa}$$

Tableau I.1: Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques des matériaux (Béton & Acier).

Matériau	Paramètre	Valeur
Béton	Résistance caractéristique à la compression f_{c28}	30 MPa
	Résistance caractéristique à la traction f_{t28}	2.4 MPa
	Module de déformation instantané E_{ij}	34179.58 MPa
	Module de déformation différé E_{vj}	11496.76 MPa
	Coefficient de Poisson (ELU)	0
	Coefficient de Poisson (ELS)	0.2
	Contrainte limite à l'ELU (durable) f_{bu}	17.00 MPa
	Contrainte limite à l'ELU (accidentelle) f_{bu}	26.09 MPa
	Contrainte limite à l'ELS σ_{bc}	18.00 MPa
Acier	Limite d'élasticité f_e	500 MPa
	Contrainte limite à l'ELU (durable) σ_s	434.78 MPa
	Contrainte limite à l'ELU (accidentelle) σ_s	500.00 MPa
	Contrainte limite à l'ELS (fissuration préjudiciable) $\bar{\sigma}_s$	272.16 MPa
	Contrainte limite à l'ELS (fissuration très préjudiciable) $\bar{\sigma}_s$	222.68 MPa

I.6. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

La classification de l'ouvrage est établie conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), en fonction de quatre critères : la zone sismique d'implantation, la nature du site, la catégorie d'importance du bâtiment, et le système de contreventement adopté.

a. Selon la zone sismique

Le RPA 2024 (Art.3. 1) subdivise le territoire national en 07 zones de sismicité de niveau croissant, allant de la Zone 0 (sismicité négligeable) à la Zone VI (sismicité élevée), récapitulées dans le (Tableau I-2) et illustrées sur la carte de classification sismique des wilayas d'Algérie donnée par la Figure I.8.

Tableau I.2: Zones sismiques (RPA 2024).

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Élevée	V & VI

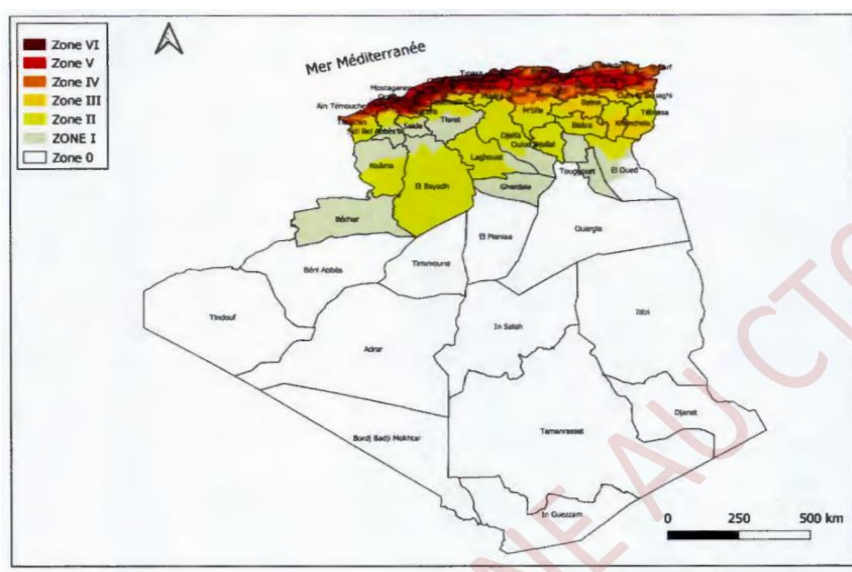


Figure I.8 : classification sismique des wilayas d'Algérie (RPA 2024).

Le projet étudié, situé dans la wilaya d'Alger, est classé en Zone VI, correspondant à une sismicité élevée, avec une accélération de référence $a = 0,30 \text{ g}$.

b. Selon la nature du site

D'après le rapport géotechnique, le profil stratigraphique du site révèle une structure hétérogène constituée des couches suivantes :

- Remblai : 0.00 – 1.50 m.
- Couche de limon-argileux, parfois sableux de couleur rougeâtre : 1.50 – 6.00 m.
- Couche de sable grésifié : 6.00 – 10.50 m.
- Couche d'argile marneuse : 10.50 – 16.50 m.
- Marne grise : 16.50 – 30.00 m.

La procédure de classification selon le RPA 2024(Act.3.2.3) consiste à vérifier successivement trois critères, en commençant par les conditions les plus défavorables jusqu'à la détermination de la catégorie finale du site par les essais pressiométriques.

1 – Vérification des conditions des investigations approfondies et études spécifiques (Site Ss) :

Tableau I.3 : conditions particulières (Site Ss).

Condition	Vérification	Justification
Sols liquéfiables / remblais anciens	Non constatée	Les essais SPT confirment un sol cohérent et compact, sans présence de remblais anciens ni de sols liquéfiables.
Sols vaseux ou argiles organiques ($> 3\text{m}$)	Non constatée	Les sondages révèlent des argiles marneuses d'origine minérale, sans teneur organique notable
Argile très plastique $I_p \geq 75$ ($> 7.5\text{m}$)	Non constatée	L'indice de plasticité mesuré ($I_p = 25\text{--}29\%$) est largement inférieur au seuil réglementaire de 75
Argile molle sur $> 37\text{m}$ ($C_u \leq 50 \text{ kPa}$)	Non constatée	Aucune couche continue d'argile molle n'est identifiée sur une épaisseur supérieure à 37 m

Aucune condition particulière n'étant vérifiée, le site **n'est pas classé Ss**.

2 – Vérification de la présence d'argile molle ($> 3\text{m}$) → Site S4

Les sondages révèlent des argiles marneuses cohérentes sans présence d'argile molle sur une épaisseur supérieure à 3 m. Le critère S4 n'est pas satisfait.

3 – Détermination de la catégorie du site

La classification finale du site est établie à partir des valeurs moyennes des paramètres géotechniques sur les 30 premiers mètres du profil de sol, conformément au Tableau 3.2 du RPA 2024.

Tableau I.4 : Classification des sites (RPA2024).

Catégorie	Description	qc30 (Mpa)	N30 (coups)	Cu30 (kPa)	Rc30 (Mpa)	Pl30 (Mpa)	Ep30 (Mpa)	Vs30 (m/s)
S1	Rocheux	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4 – 10	2 – 5	20 – 100	360 – 800
S3	Meuble	1.5–15	15–50	50 –100	0.1 –0.4	1 – 2	5 – 20	180 – 360
S4	Très meuble ou présence ≥ 3 m d'argile molle	<1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S5	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques	/	/	/	/	/	/	/

Selon le rapport de sol qui a été transmise par le bureau d'étude, le tableau ci-dessous qui résume les résultats des essais pressiométriques (Tableau I.5). Les résultats des essais pressiométriques ont donné des valeurs limites qui varient entre 11,74 bars et 36,9 bars avec une moyenne de 23,75 bars, et un module de déformation entre 179 bars et 1202 bars. Ces résultats classant ainsi le sol dans la catégorie 'S2' site ferme selon RPA24.

Tableau I.5 : Résultats de l'essai pressiométrique et classification du site (donnés par le rapport de sol fournis par le bureau d'étude).

Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	E/PL	E moyennes (bars)	Pl moyenne (Bars)	E/PL moyenne	Catégorie selon RPA	Etat de consolidation Selon DTR-BC 2.331
2,000	261,000	14,170	18,419	557,22	23,75	30,41	S2	Sur Consolidé
4,000	272,000	17,140	15,869					
6,000	499,000	23,040	21,658					
8,000	843,000	28,870	29,200					
10,000	789,000	32,010	24,649					
12,000	306,000	13,520	22,633					

14,000	179,000	11,760	15,221					
16,000	501,000	17,760	28,209					
18,000	498,000	21,820	22,823					
20,000	748,000	22,130	33,800					
22,000	696,000	22,360	31,127					
24,000	535,000	24,750	21,616					
26,000	1029,000	24,750	41,576					
28,000	934,000	25,000	37,360					
30,000	1202,000	36,900	32,575					

c. Selon l'importance du bâtiment

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

Selon l'article 3.4 de RPA 2024, les ouvrages sont classés en quatre groupes d'usage en fonction de leur importance. Notre bâtiment, destiné à un usage d'habitation collective avec une hauteur totale de 61.37 m > 48 m, est classé dans le **Groupe 1B : Bâtiment de grande importance**.

d. Selon leur configuration (Régularité Du Bâtiment)

Chaque bâtiment est classé en fonction de sa configuration en plan et en élévation, afin de déterminer sa régularité structurale. Cette évaluation repose sur des critères géométriques et mécaniques influençant son comportement sous l'action sismique.

o Régularité en plan

Conformément à l'Art. 3.7.1 Du RPA 2024 la régularité en plan est vérifiée selon quatre critères :

a1. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis les deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

a2. À chaque niveau et pour chaque direction, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité doit satisfaire les conditions de régularité suivantes :

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.3r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} e_{0y} \leq 0.3r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Avec :

e_{0x} et e_{0y} : représentent les distances entre le centre de rigidité et le centre de gravité des masses, mesurées respectivement selon les directions x et y ;

r_x et r_y : rayons de torsion selon les directions x et y ;

l_s : Rayon de giration massique du plancher dans le plan.

- le centre de masse (CM) :

$$X_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

m_i : masse de l'étage i.

x_i et y_i : coordonnées du centre de masse de l'élément i.

- le centre de rigidité (CR) :

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_i \cdot y_i}{\sum K_i}$$

K_i : la rigidité de l'élément i

- L'excentricité :

$$e_{ox} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{oy} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

a3. La forme en plan du bâtiment doit être compacte, avec un rapport longueur/largeur satisfaisant :

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

De plus, la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes dans chaque direction ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

$$\frac{\ell_1 + \ell_2}{L} \leq 0.25 \quad \frac{\ell_x}{L_x} \leq 0.25 \quad \frac{\ell_y}{L_y} \leq 0.25$$

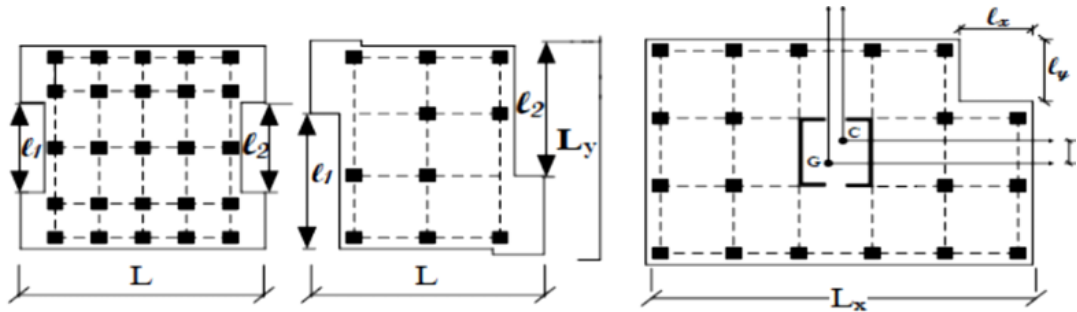


Figure I.9: Limites des décrochements en plan.

a4. Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides dans leur plan, la surface totale des ouvertures doit satisfaire :

$$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{planche}}} \leq 15\%$$

Pour la vérification de la régularité en plan conformément au **RPA 2024**, le logiciel **RegEC8** a été utilisé.

RegEC8 est un logiciel dédié à la vérification de la régularité en plan des bâtiments en béton armé. Il automatise le calcul des paramètres mécaniques nécessaires tels que les excentricités structurales (e_{0x}, e_{0y}), les rayons de torsion (r_x, r_y) et le rayon de giration massique (l_s), à partir d'un plan DXF importé depuis AutoCAD. Il est développé sur la base de l'Eurocode 8 (EN 1998-1, Art. 4.2.3.2) et fournit directement un bilan de vérification pour chaque critère.

Bien que ce logiciel soit basé sur l'Eurocode 8, les paramètres calculés restent exploitables pour la vérification selon le RPA 2024, les deux normes reposant sur les mêmes grandeurs mécaniques. Le tableau suivant présente la correspondance entre les critères des deux normes et leur vérifiabilité via RegEC8 :

Tableau I.6 : Les critères des deux normes et vérifiabilité via RegEC8.

Critère	RPA 2024	Eurocode 8	Vérifiable par RegEC8
Symétrie (a1)	Masses et rigidités symétriques dans les 2 directions	Symétrie approximative par rapport à 2 axes orthogonaux	Directement
Excentricité (a2)	$e_{0x,y} \leq 0.3r_{x,y}$ $r_{x,y} \geq l_s$	$e_{0x,y} \leq 0.3r_{x,y}$ $r_{x,y} \geq l_s$	Directement
Compacité (a3)	Rapport $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$ et parties rentrantes $\leq 25\%$ de la dimension totale	Rapport $0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$ et rentrants $\leq 5\%$ de la surface totale	Directement ($5\% < 25\% \rightarrow$ condition RPA 2024 automatiquement satisfaite)
Planchers (a4)	Ouvertures $\leq 15\%$ de la surface	Diaphragme rigide (qualitatif)	Vérification manuelle requise

Les critères a1, a2 et a3 sont directement exploitables depuis les résultats de RegEC8. Seul le critère a4 nécessite une vérification manuelle conformément au RPA 2024 (Art. 3.7.1).

La structure présente trois configurations différentes en plan, dues aux variations des voiles et des dalles selon les niveaux. La vérification est donc menée séparément pour chacun des trois cas identifiés.

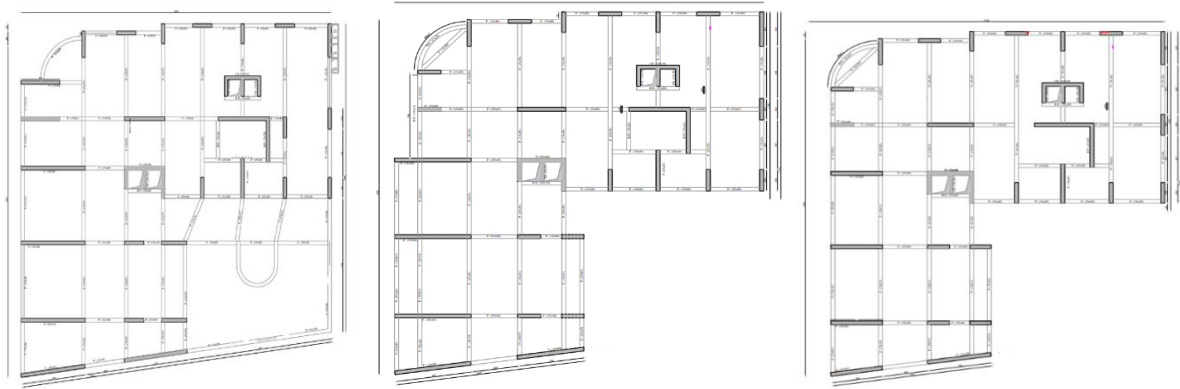


Figure I.10: Variantes en plan de la structure (Cas 1, Cas 2 et Cas 3).

Cas N°1 : Plan de l'entresol.

Cas N°2 : Plan du RDC au 4ème étage.

Cas N°3 : Plan du 5ème au 15ème étage.

➤ **Résultats de l'analyse de la régularité en plan par le RegEC8**

Tableau I.7 : Paramètres de régularité en plan pour les trois cas.

	Surface (m ²)	Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		Excentricité (m)		Rayons de torsion(m)		Rayon de giration (m)
		X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CM}	e_{0x}	e_{0y}	r_x	r_y	l_s
Cas 1	975.32	15.84	17.49	21.21	14.43	5.37	3.06	22.45	10.08	12.75
Cas 2	739.00	13.86	19.48	21.20	14.33	7.34	5.15	21.43	9.89	12.48
Cas 3	699.81	12.61	19.77	19.41	16.53	6.80	3.24	17.85	10.13	12.15

➤ **Vérification de la régularité en plan :**

La vérification de la régularité en plan de la structure est résumée suivant les trois configurations types suivantes :

Tableau I.8: Vérification des critères de régularité pour le plan de l'entresol.

Critère	Vérification	Validation
a1 – Symétrie en plan	Distribution asymétrique des voiles dans les deux directions orthogonales.	X

a2 – Excentricité	$e_{0x} \leq 0.3r_x \rightarrow 5.37 \leq 0.3 \times 22.45 = 6.74m$ $r_x \geq l_s \rightarrow 22.45 > 12.75$	OK
	$e_{0y} \leq 0.3r_y \rightarrow 3.06 > 0.3 \times 10.08 = 3,02$ $r_y \geq l_s \rightarrow 10.08 < 12.75$	X
a3 – Compacité en plan	$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 < \frac{31.80}{33.60} = 0.95 < 4$	OK
	$\frac{\ell_x}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{14.35}{31.80} = 0.45 > 0.25$ $\frac{\ell_y}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{13.52}{33.60} = 0.40 > 0.25$	X
a4 – Rigidité des planchers	$\frac{S_{ouvertures}}{S_{planche}} = \frac{54,8}{975.32} = 5.62\% < 15\%$	OK

Tableau I.9: Vérification des critères de régularité pour le plan du RDC au 4^{ème} étage.

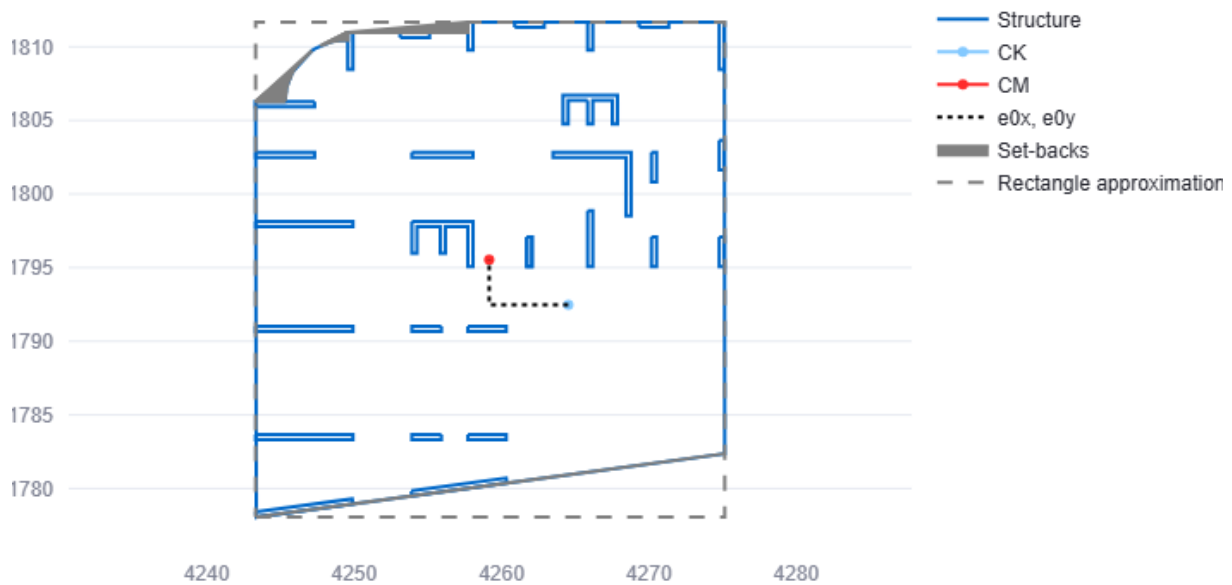
Critère	Vérification	Validation
a1 Symétrie en plan	Distribution asymétrique des voiles dans les deux directions orthogonales.	X
a2 Excentricité	$e_{0x} \leq 0.3r_x \rightarrow 7.34 > 0.3 \times 21.43 = 6.43m$ $r_x \geq l_s \rightarrow 21.43 > 12.48$	X
	$e_{0y} \leq 0.3r_y \rightarrow 5.15 > 0.3 \times 9.89 = 2.97$ $r_y \geq l_s \rightarrow 10.08 < 12.75$	X
a3 Compacité en plan	$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{31.80}{33.60} = 0.95 \leq 4$	OK
	$\frac{\ell_x}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{14.35}{31.80} = 0.45 > 0.25$ $\frac{\ell_y}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{17}{33.60} = 0.55 > 0.25$	X
a4 Rigidité des planchers	$\frac{S_{ouvertures}}{S_{planche}} = \frac{43.23}{739.00} = 5.85\% < 15\%$	OK

Tableau I.10 : Vérification des critères de régularité pour le plan du 5^{ème} au 15^{ème} étage.

Critère	Vérification	Validation
a1 – Symétrie en plan	Distribution asymétrique des voiles dans les deux directions orthogonales.	X
a2 – Excentricité	$e_{0x} \leq 0.3r_x \rightarrow 6.81 > 0.3 \times 17.85 = 6.74m$ $r_x \geq l_s \rightarrow 17.85 > 12.15$	OK
	$e_{0y} \leq 0.3r_y \rightarrow 3.24 \leq 0.3 \times 10.13 = 3,02$ $r_y \geq l_s \rightarrow 10.13 < 12.15$	X

a3 – Compacité en plan	$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \rightarrow 0.25 \leq \frac{29.80}{33.60} = 0.89 \leq 4$	OK
	$\frac{\ell_x}{L_x} \leq 0.25 \rightarrow \frac{14.35}{31.80} = 0.45 > 0.25$ $\frac{\ell_y}{L_y} \leq 0.25 \rightarrow \frac{13.52}{33.60} = 0.40 > 0.25$	X
a4 – Rigidité des planchers	$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{planche}}} = \frac{43.23}{699.81} = 6.17\% < 15\%$	OK

➤ Exemple d'application pratique du logiciel RegEC8 :



Summary of verifications based on Section 4.2.3.2 of EN 1998-1:2004:

Paragraph	Description	Check
4.2.3.2(2)	Building approximately symmetrical	X (user input)
4.2.3.2(3)	Setbacks do not affect the floor in-plan stiffness	OK (user input)
4.2.3.2(3)	No setback has an area greater than 5% of the floor's area	OK
4.2.3.2(4)	Sufficiently large floor in-plan stiffness	OK (user input)
4.2.3.2(5)	Slenderness ratio less than 4	OK
4.2.3.2(6)	$e_{0x} \leq 0.3r_x$, $e_{0y} \leq 0.3r_y$	X
4.2.3.2(6)	$r_x \geq l_s$, $r_y \geq l_s$	X

○ Régularité en élévation

La régularité en élévation est vérifiée selon quatre critères (RPA 2024, Art. 3.7.2) :

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

b2. La masse et la rigidité des différents niveaux doivent rester constantes ou diminuer progressivement sans variation brusque de la base au sommet.

b3. Le rapport masse/rigidité entre deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

b4. En cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser 20%, et la plus grande dimension latérale du bâtiment ne doit pas excéder 1.5 fois sa plus petite dimension. Les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80 \quad , \quad \frac{B_M}{B} \geq 0.67 \quad \text{et} \quad \frac{L}{l} \leq 1.5$$

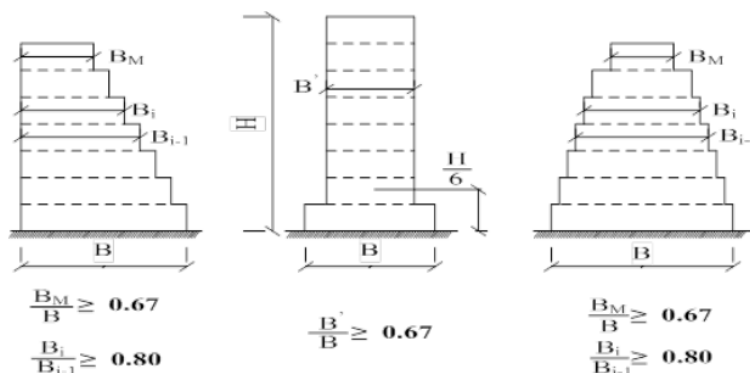


Figure I.11 : Limites des décrochements en élévation.

Vérification de Régularité en élévation :

Tableau I.11 : Vérification de Régularité en élévation.

Critère	Description	Vérification
b1	Continuité des éléments porteurs verticaux jusqu'à la fondation	Verifiée
b2	Variation progressive des masses et rigidités de la base au sommet	Verifiée
b3	Variation du rapport masse/rigidité entre niveaux successifs $\leq 25\%$ $\frac{m_i/k_{i,x}}{m_{i-1}/k_{i-1,x}} \leq 0,25 \quad \text{et} \quad \frac{m_i/k_{i,x}}{m_{i-1}/k_{i-1,x}} \leq 0,25$	Verifiée

b4	Sens longitudinal (sens X) : $\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{14.08}{29.72} = 0.47 < 0.80 ; \frac{B_M}{B} = \frac{13.95}{31.80} = 0.44 < 0.67$	X	Non vérifiée
	Sens transversal (sens Y) : $\frac{B_i}{B_{i-1}} = \frac{22.60}{27.57} = 0.82 > 0.80 ; \frac{B_M}{B} = \frac{22.60}{33.60} = 0.68 > 0.67$	X	
	$\frac{L}{l} = \frac{33.60}{31.80} = 1.06 < 1.5$	✓	

La structure satisfait la majorité des conditions de régularité, à l'exception des critères a1 et a2 en plan, liés à la disposition asymétrique des voiles, et du critère b4 en élévation, relatif aux décrochements. Par conséquent, le bâtiment est classé non-régulier en plan et en élévation, donc le bâtiment est classé non régulier.

e. Selon le système de contreventement

Les systèmes à contreventement par voiles peuvent présenter une rigidité en torsion insuffisante, caractérisée lorsque les rayons de torsion r_x et r_y sont inférieurs au rayon de giration massique l_s :

$$r_x \leq l_s$$

$$r_y \leq l_s$$

D'après les résultats du Tableau I-7, la condition $r_y \leq l_s$ est vérifiée dans les trois cas, révélant une sensibilité à la torsion dans la direction Y et un effet noyau :

Tableau I.12: Vérification de l'effet noyau pour les trois configurations structurales.

	r_x (m)	r_y (m)	l_s (m)	$r_x \leq l_s$	$r_y \leq l_s$
Cas 1	22.45	10.08	12.75	Non vérifiée	Vérifiée
Cas 2	21.43	9.89	12.48	Non vérifiée	Vérifiée
Cas 3	17.85	10.13	12.15	Non vérifiée	Vérifiée

Par conséquent, la structure est classée dans le **Système 6 : Système à ossature à noyau ou à effet noyau**, conformément à l'Art. 3.5-RPA 2024.

I.7. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de définir le cadre général de l'étude, à travers la présentation de l'ouvrage, des caractéristiques mécaniques des matériaux et de la classification réglementaire du bâtiment conformément au RPA 2024 et au CBA 93.

L'ensemble de ces données constitue la base de référence pour les étapes de dimensionnement et de modélisation développées dans les chapitres suivants, afin de garantir la sécurité, la stabilité et la durabilité de la structure face aux actions sismiques.

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. INTRODUCTION

Le prédimensionnement constitue une étape cruciale dans la conception structurale, ayant pour objectif principal d'estimer les sections transversales des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Cette phase s'appuie sur les directives réglementaires en vigueur, notamment le **CPA93** pour les aspects relatifs au béton armé, et le **RPA 2024** pour les dispositions parasismiques.

La détermination de ces dimensions (épaisseurs, surfaces et sections) permet d'établir une évaluation rigoureuse de la descente de charges. Ce processus intègre :

- **Les charges permanentes (G)** : liées au poids propre des éléments et des équipements fixes.
- **Les surcharges d'exploitation (Q)** : en appliquant, si nécessaire, la loi de dégression verticale pour les bâtiments à étages.

Ces données servent de base au calcul des efforts internes (moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux) au niveau des sections critiques. Il convient toutefois de souligner que les dimensions issues de cette étape sont **provisoires**. Elles servent de point de départ à l'analyse structurale et pourront être ajustées ou optimisées lors des vérifications ultérieures sous les combinaisons de charges les plus défavorables.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.2.1. Prédimensionnement du plancher dalle pleine

L'épaisseur de la dalle est déterminée en respectant des critères de sécurité, de confort et de rigidité. Elle fait l'objet d'une triple vérification selon les documents techniques en vigueur.

a. Condition de sécurité contre l'incendie

Selon **CBA 93**, une épaisseur minimale de la dalle doit être respectée afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu (toute type de construction).
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- $e = 15\text{ cm}$ pour 3 heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur).
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu (sous-sol).

Pour notre projet, nous visons une résistance de 3 heures (habitation de grande hauteur), soit une épaisseur minimale de **15 cm**.

b. Isolation phonique

Selon les règles de calcul des structures en béton armé **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être au moins égale à **13 cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Condition de la flèche

Conformément aux prescriptions de l'article **B.6.5.3 du CBA 93**, il est impératif de vérifier :

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

$$\text{Avec : } f_{cal} = \frac{5qL}{384 EI}$$

Et

- Si $L_{max} < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500}$
- Si $L_{max} \geq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5cm$

➤ Détermination de l'épaisseur

Résistance à la flexion (rigidité)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

L_x : La longueur la plus petite entre nus d'appui.

L_y : La longueur la plus grande entre nus d'appui.

- Si $\rho < 0,4$: la dalle travaille dans une seule direction $\Rightarrow e \geq \frac{L_x}{30}$
- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle travaille dans les deux directions $\Rightarrow e \geq \frac{L_x}{40}$

On prend le panneau de la dalle la plus chargé :

Tableau II.1 : Epaisseur du plancher dalle pleine.

L_x (m)	L_y (m)	ρ	e(cm)	Epaisseur choisi(cm)
6.25	7	0.893	15.63	20

On opte pour un plancher en dalle pleine d'une épaisseur de 20 cm.

➤ Vérifications des conditions

- Condition de sécurité contre l'incendie : $e = 20\text{cm} \geq 15\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Isolation phonique : $e = 20\text{cm} \geq 13\text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Condition de la flèche :

Dans notre cas : $L_{\max} = 7\text{m} \geq 5\text{m}$

Donc :

$$f_{adm} = \frac{700}{1000} + 0,5\text{cm} = 12,35\text{ mm}$$

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

On a :

- $L = 6,25\text{m}$
- Inertie : $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,2^3}{12} = 6,6667 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$
- Module d'élasticité : $E = 34179,56 \text{ MPa}$
- Charge permanente : $G = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \text{ KN/ml}$

On trouve : $f_{cal} = 2,56 \text{ mm}$

$f_{cal} = 2,56 \text{ mm} \leq f_{adm} = 12,35 \text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

II.2.2. Prédimensionnement du plancher corps creux

Le plancher à corps creux est un système structural composé d'une dalle de compression en béton armé et d'éléments de remplissage (entrevous ou hourdis) en béton, terre cuite ou polystyrène. Cette configuration permet d'alléger le poids propre de la structure tout en conservant une inertie suffisante pour garantir la résistance mécanique.

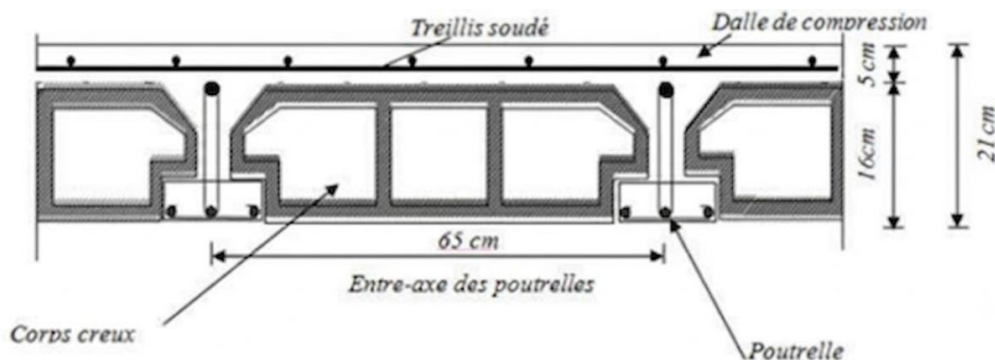


Figure II.1: Exemple d'une coupe d'un plancher à corps creux.

Pour limiter les déformations excessives et garantir la rigidité de l'élément, l'épaisseur du plancher, h_t est calculée sur la base de la condition de flèche admissible définie par le règlement **CBA 93** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$L_{\max} = \min (L_x, L_y).$$

Où :

- h_t : est la hauteur totale du plancher en corps creux.
- $L_{\max}$: la longueur maximale entre nus d'appuis selon le sens des poutrelles.

La portée la plus sollicitée dans le sens des poutrelles est de :

$$L_{\max} = \min (710, 460) = \mathbf{460\text{cm}}$$

$$h_t \geq 20.44\text{cm}$$

On opte pour un plancher avec des hourdis en polystyrène d'une épaisseur de 16+5 cm

II.2.3. Pré dimensionnement des poutres principales (porteuses)

Les poutres sont des composants structuraux horizontaux en béton armé destinés à acheminer les charges vers les appuis verticaux (poteaux et voiles). Leur dimensionnement doit impérativement satisfaire les critères de rigidité du **BAEL 91/99** pour limiter les déformations, tout en respectant les exigences géométriques du **RPA 2024 (art. 7.5.1)**.

$$\text{Condition de la flèche} \quad \begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Où :

- $L_{\max}$ est la plus grande portée entre axes.
- h est la hauteur de la poutre.
- b est la largeur de la poutre.

Dans ce sens, la plus grande portée des poutres principales est $L_{\max} = 735 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{735}{15} \leq h \leq \frac{735}{10}$$

$$49 \text{ cm} \leq h \leq 73.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$

Pour $h = 55 \text{ cm}$ on a :

$$0.3 \times 55 \leq b \leq 0.8 \times 55$$

$$16.5 \text{ cm} \leq b \leq 44 \text{ cm}$$

On prend $b = 35 \text{ cm}$

➤ **Vérification selon le RPA 2024 pour la zone VI**

Tableau II.2: Vérifications des poutres principales.

Condition	Expression	Valeur (cm)	Résultat
Largeur minimale	$b \geq 25 \text{ cm}$	35	Vérifiée
Hauteur minimale	$h \geq 30 \text{ cm}$	55	Vérifiée
Elancement maximal	$h/b \leq 4$	1.57	Vérifiée

II.2.4. Prédimensionnement des poutres secondaires (non-porteuses)

D'après le **BAEL91/99** :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Dans notre cas, la plus grande portée des poutres secondaires est $L_{\max} = 460 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$30.67 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

Pour $h = 40 \text{ cm}$ on a :

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

➤ Vérification selon le RPA 2024 pour la zone VI

Tableau II.3: Vérifications des poutres secondaires.

Condition	Expression	Valeur (cm)	Résultat
Largeur minimale	$b \geq 25 \text{ cm}$	30	Vérifiée
Hauteur minimale	$h \geq 30 \text{ cm}$	40	Vérifiée
Elancement maximal	$h/b \leq 4$	1,33	Vérifiée

II.2.5. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé dont la fonction principale est de reprendre les efforts horizontaux (séisme et vent) tout en participant à la descente de charges gravitaires. Leur dimensionnement doit satisfaire des critères de rigidité et de stabilité pour limiter les déplacements inter-étages.

Conformément à l'article 7.7.1 du RPA 2024, l'épaisseur minimale b_w de l'âme du voile est déterminée pour éviter les phénomènes d'instabilité hors-plan. Elle doit vérifier la condition suivante :

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

Où h_e représente la hauteur libre d'étage

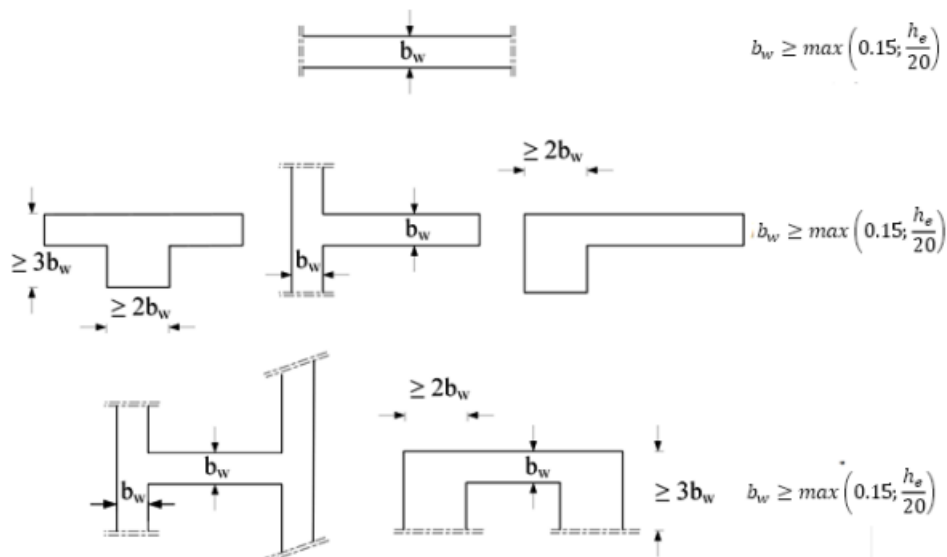


Figure II.2 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.

Par ailleurs, pour qu'un élément soit considéré comme un voile (et non un poteau), sa longueur l_w doit respecter :

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

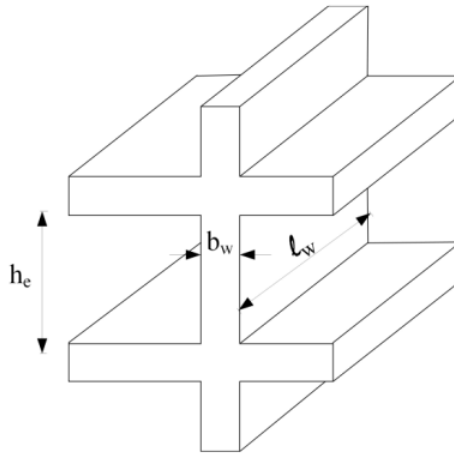


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

Dans notre cas :

- Pour le RDC ($h_e = 3,57 \text{ m}$) :

$$b_w \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{3,57}{20} \right)$$

$$b_w \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 17,85 \text{ cm})$$

$$b_w \geq 17,85 \text{ cm}$$

On prend $b_w = 35 \text{ cm}$

Et :

$$l_w \geq \text{Max} \left(\frac{3,57}{3} ; 4 \times 0,35 ; 1\text{m} \right)$$

$$l_w \geq \text{Max} (1,19 ; 1,4 ; 1\text{m})$$

$$l_w \geq 1,4 \text{ m}$$

- Pour les étages courants ($h_e = 3,4 \text{ m}$)

$$b_w \geq \text{Max} \left(15 \text{ cm} ; \frac{3,4}{20} \right)$$

$$b_w \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; 17 \text{ cm})$$

$$b_w \geq 17 \text{ cm}$$

On prend $b_w = 35 \text{ cm}$

Et :

$$l_w \geq \text{Max} \left(\frac{3,4}{3} ; 4 \times 0,35 ; 1\text{m} \right)$$

$$l_w \geq \text{Max} (1,13; 1,4 ; 1\text{m})$$

$$l_w \geq 1,4 \text{ m}$$

II.2.6. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à déterminer la nature et l'intensité des actions permanentes et d'exploitation agissant sur la structure, en se référant au règlement **DTR B.C.** Cette étape permet d'effectuer la descente de charges, dont l'objectif est d'analyser la distribution des efforts à travers tous les éléments du bâtiment afin de quantifier l'effort gravitaire sollicitant les éléments de structure les plus bas.

a. Poids propre (Charges permanentes) d'un plancher en BA à corps creux cas d'un plancher étage courant

- Revêtement en carrelage (2 cm) : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = $44 \text{ Kg/m}^2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- Chape de ciment (2cm) : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = $40 \text{ Kg/m}^2 = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Lit de sable (3cm) : $1700 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m}$ = $51 \text{ Kg/m}^2 = 0,051 \text{ t/m}^2$
- Plancher en corps creux polystyrène (16+5) = $190 \text{ Kg/m}^2 = 0,19 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m}$ = $30 \text{ Kg/m}^2 = 0,03 \text{ t/m}^2$
- Cloisons en maçonnerie de briques = $100 \text{ Kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2$

$$\text{Total G} = \mathbf{0,455 \text{ t/m}^2}$$

b. Poids propre (Charges permanentes) d'un plancher dalle en BA cas d'un plancher étage courant

- Revêtement en carrelage (2 cm) : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = $44 \text{ Kg/m}^2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- Chape de ciment (2cm) : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = $40 \text{ Kg/m}^2 = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Lit de sable (3cm) : $1700 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m}$ = $51 \text{ Kg/m}^2 = 0,051 \text{ t/m}^2$
- Dalle en béton armé : $2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m}$ = $500 \text{ Kg/m}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m}$ = $30 \text{ Kg/m}^2 = 0,03 \text{ t/m}^2$
- Cloisons en maçonnerie de briques = $100 \text{ Kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2$

$$\text{Total G} = \mathbf{0,765 \text{ t/m}^2}$$

c. Poids propre (Charges permanentes) d'un plancher dalle en BA cas d'un plancher terrasse inaccessible

- Protection lourde en gravier roulé (5 cm) : $1600 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m} = 80 \text{ Kg/m}^2 = 0,08 \text{ t/m}^2$
- Etanchéité multicouches : $= 12 \text{ Kg/m}^2 = 0,012 \text{ t/m}^2$
- Forme (béton) de pente : $2200 \text{ kg/m}^3 \times (0,2+0,04) / 2 \text{ m} = 264 \text{ Kg/m}^2 = 0,264 \text{ t/m}^2$
- Liège (4cm) : $40 \text{ kg/m}^3 \times 0,04 \text{ m} = 1,6 \text{ Kg/m}^2 = 0,0016 \text{ t/m}^2$
- Dalle en béton armé : $2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,2 \text{ m} = 500 \text{ Kg/m}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 30 \text{ Kg/m}^2 = 0,03 \text{ t/m}^2$

Total G = 0,888 t/m²

d. Poids propre (Charges permanentes) d'un plancher dalle en BA cas d'un plancher terrasse accessible

- Revêtement en carrelage (2 cm) : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 44 \text{ Kg/m}^2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- Etanchéité multicouches : $= 12 \text{ Kg/m}^2 = 0,012 \text{ t/m}^2$
- Forme (béton) de pente : $2200 \text{ kg/m}^3 \times (0,2+0,04) / 2 \text{ m} = 264 \text{ Kg/m}^2 = 0,264 \text{ t/m}^2$
- Liège (4cm) : $40 \text{ kg/m}^3 \times 0,04 \text{ m} = 1,6 \text{ Kg/m}^2 = 0,0016 \text{ t/m}^2$
- Dalle en béton armé : $2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,2 \text{ m} = 500 \text{ Kg/m}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 30 \text{ Kg/m}^2 = 0,03 \text{ t/m}^2$

Total G = 0,8516 t/m²

e. Poids propre (Charges permanentes) du balcon étage

- Revêtement en carrelage (2 cm) : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 44 \text{ Kg/m}^2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- Chape de ciment (2cm) : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 40 \text{ Kg/m}^2 = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Lit de sable (3cm) : $1700 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 51 \text{ Kg/m}^2 = 0,051 \text{ t/m}^2$
- Dalle en béton armé : $2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 500 \text{ Kg/m}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2$
- Enduit de ciment (3cm) : $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 54 \text{ kg/m}^2 = 0,054 \text{ t/m}^2$

Total G = 0,689 t/m²

f. Les charges d'exploitations Q utilisées

- Habitations :
 - Étage courant.....Q = 150 kg/m²
 - Terrasse inaccessible..... = 100 kg/m²
 - Terrasse accessible..... = 150 kg/m²
- Parking : = 250 kg/m²

- Locaux pour commerce : = 500 kg/m²
- Escalier pour logements : = 250 kg/m²
- Balcons : = 350 kg/m²

II.3. CONCLUSION

Le présent chapitre a été consacré à la détermination des sections préliminaires des éléments structuraux porteurs, une étape importante pour garantir la stabilité et la descente de charges optimale de l'ouvrage. Ce dimensionnement a été conduit en stricte conformité avec les prescriptions du nouveau Règlement Parasismique Algérien **RPA 2024**, tout en intégrant les exigences techniques des documents **DTR**, du **CBA 93** et des règles **BAEL 91 modifiées 99**.

L'approche adoptée a permis de fixer des dimensions géométriques (dalles, poutres et voiles de contreventement) capables de satisfaire simultanément aux critères de rigidité, de sécurité incendie et de confort acoustique. Ces sections de calcul, validées par les conditions de non-flambement et les limitations de la zone critique, constituent désormais la base de la modélisation numérique pour l'analyse dynamique sous sollicitations sismiques.

CHAPITRE III : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des composants structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur principale, mais jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges, la sécurité et le confort des usagers. Ils sont dimensionnés conformément aux prescriptions du CBA 93 et du RPA 2024, afin de garantir leur bon comportement sous les actions sismiques.

Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaire de notre ouvrage, à savoir les escaliers, les poutrelles et l'acrotère. Il comprend le prédimensionnement de ces éléments, l'évaluation des charges et le calcul du ferrailage nécessaire pour satisfaire aux exigences de Résistance et de durabilité.

III.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.2.1. Escaliers

Un escalier est un élément structural constitué d'une succession de marches assurant la liaison entre deux niveaux d'une construction. Notre structure comporte un escalier en béton armé de type demi-tournant a deux volées avec palier de repos central.

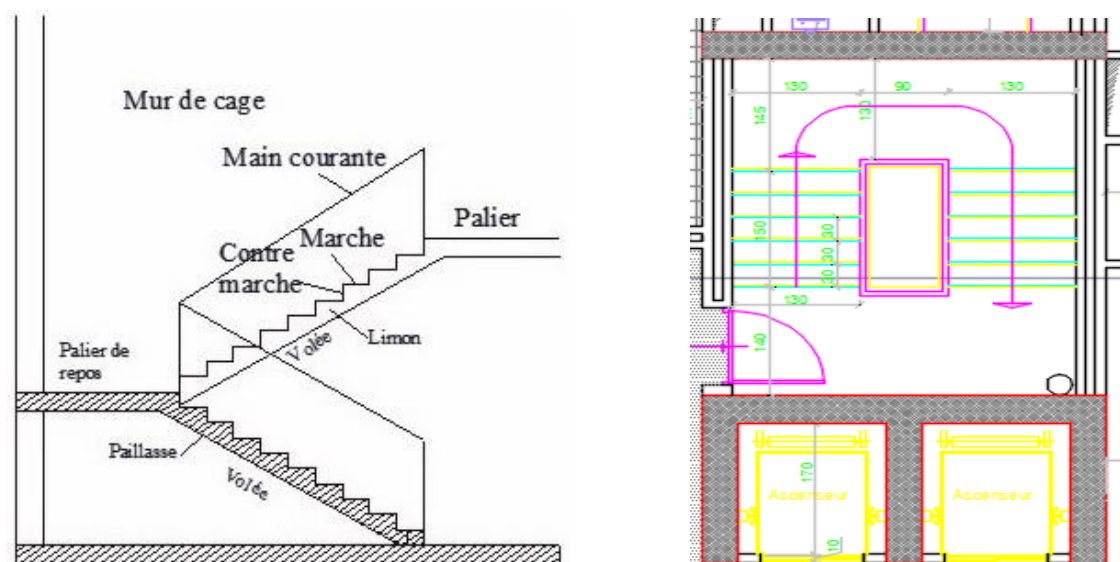


Figure III.1 : Escaliers à deux volées.

Caractéristiques géométriques

- **Hauteur de la volée h_v**

$$h_v = \frac{h_e}{2}$$

- **Nombre de contre marches n**

$$n = \frac{h\nu}{h}$$

➤ Longueur ce linge de foulée L

$$L = (n - 1) \times g$$

➤ Inclinaison de la paillasse α

$$\tan \alpha = \frac{h}{g}$$

➤ Longueur de la paillasse L_p

$$L_p = \frac{h_v}{\sin \alpha}$$

➤ Epaisseur du paillasse et du pallier e_p

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{25}$$

➤ Hauteur de la marche

Pour dimensionner la marche, on utilise **la relation de Blondel** :

$$59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

g : le giron, correspondant à la largeur de la marche.

h : la hauteur de la marche $\rightarrow 14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

En fixant $h = 17 \text{ cm}$, on obtient :

$$59 \text{ cm} < g + 2 \times 17 < 66 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$$

On retient $g = 30 \text{ cm}$

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'escalier selon les niveaux.

	1 ^{er} Sous-sol	3 Sous-sols	RDC	Etage courant
Hauteur des niveau $h_e(m)$	3.4	2.88	3.57	3.4
Hauteur de la volée $h_v(m)$	1.7	1.44	1.78	1.7
Nombre de contre marches n	10	9	11	10
Longueur ce linge de foulée $L(m)$	2.7	2.4	3	2.7
Inclinaison de la paillasse $\alpha(^{\circ})$	29.54	29.54	29.54	29.54
Longueur de la paillasse $L_p(m)$	3.45	2.92	3.61	3.45
Epaisseur du paillasse et du pallier $e_p(\text{cm})$	10	9	11	10

Pour assurer la conformité aux normes, une épaisseur minimale de 17 cm a été adoptée pour la paillasse et le palier pour tous les étages.

a. Descente de charges des escaliers**➤ Descente de charge de la paillasse**

- Revêtement en carrelage horizontale : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $44 \text{ Kg/m}^2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
- Mortier de ciment horizontal : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $40 \text{ Kg/m}^2 = 0.04 \text{ t/m}^2$
- Lit de sable (2cm) : $1700 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $34 \text{ Kg/m}^2 = 0.034 \text{ t/m}^2$
- Revêtement en carrelage verticale : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $44 \text{ Kg/m}^2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
- Mortier de ciment verticale : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $40 \text{ Kg/m}^2 = 0.04 \text{ t/m}^2$
- Poids propre de la paillasse : $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m}$ = $300 \text{ Kg/m}^2 = 0.3 \text{ t/m}^2$
- Poids propre des marches : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.17/2 \text{ m}$ = $187 \text{ Kg/m}^2 = 0.187 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $20 \text{ Kg/m}^2 = 0.02 \text{ t/m}^2$
- Grande-corps = $100 \text{ Kg/m}^2 = 0.1 \text{ t/m}^2$

$$\text{Total } G = 0.809 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

➤ Descente de charge du palier

- Revêtement en carrelage : $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $44 \text{ Kg/m}^2 = 0.044 \text{ t/m}^2$
- Mortier de ciment : $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $40 \text{ Kg/m}^2 = 0.04 \text{ t/m}^2$
- Lit de sable (2cm) : $1700 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $34 \text{ Kg/m}^2 = 0.034 \text{ t/m}^2$
- Poids propre du palier : $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0.12 \text{ m}$ = $300 \text{ Kg/m}^2 = 0.3 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre : $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m}$ = $20 \text{ Kg/m}^2 = 0.02 \text{ t/m}^2$

$$\text{Total } G = 0.438 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.250 \text{ t/m}^2$$

III.2.2. Poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé de section en T, disposées parallèlement et solidarisiées par un hourdis, elles constituent le plancher corps creux.

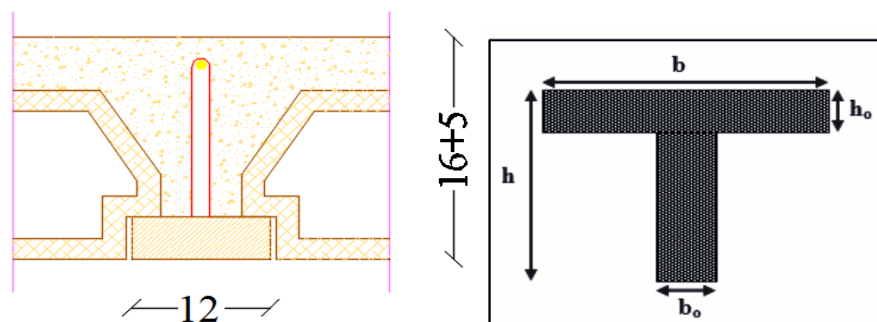
a. Caractéristiques géométrique

Figure III.2 : Coupe transversale de la poutrelle.

Avec :

h : hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher) : 16+5 cm.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression : 5 cm.

b_0 : Largeur de la nervure généralement pris égale à 12cm.

b : Largeur efficace.

b. Calcul de la largeur de la table de compression

La largeur de la table de compression b est déterminée conformément aux règles du BAEL 91 modifiées 99 par la formule suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{L_t}{2}; \frac{L_i}{10} \right)$$

Avec :

L_t : Distance libre entre les nus des nervures (largeur du corps creux).

$$L_t = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L_i : Portée libre de la poutrelle entre les nus de ses appuis.

$$L_i = 7,35 - 0,3 = 7,05 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{53}{2}; \frac{705}{10} \right) = 26,5 \text{ cm}$$

On trouve $b = 65 \text{ cm}$.

III.2.3. Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé situé en périphérie de la terrasse, jouant le rôle de garde-corps et assurant la protection contre toute chute accidentelle. Il est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), une surcharge horizontale (Q) due à la main courante et un moment sismique de renversement.

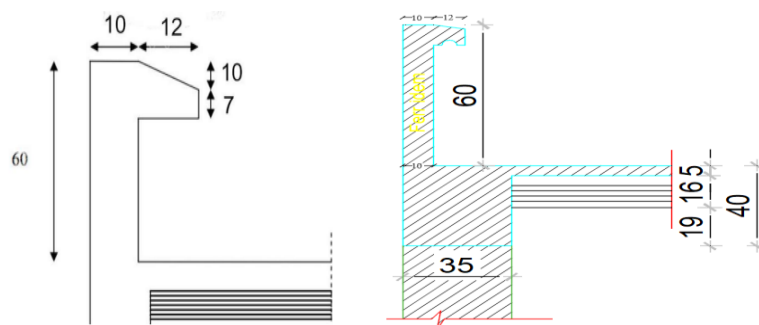


Figure III.3 : Caractéristique géométrique de l'acrotère.

a. Caractéristique géométrique

Les dimensions de l'acrotère sont les suivant :

- Hauteur totale : $h = 60 \text{ cm}$.
- Épaisseur de la partie verticale : $e = 10 \text{ cm}$.
- Largeur de la partie haute : $10 + 12 = 22 \text{ cm}$.
- Épaisseur du chapeau (partie supérieure) : 10 cm .
- Hauteur du retour bas : 7 cm .
- Surface totale de la section :

$$S_{\text{totale}} = 10 \times 60 + 12 \times 7 + \frac{12 \times 10}{2} = 744 \text{ cm}^2$$

b. Evaluation de charge**➤ Charge permanente G**

$$G = S_{\text{totale}} \times \rho_{\text{béton}} \times 1.00 \text{ ml}$$

$$G = 477 \times 10^{-4} \times 25 \times 1 = 1.192 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation Q :

Selon le **DTR B.C 2.2**, l'acrotère est soumis à une charge horizontale en tête représentant la poussée humaine :

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

➤ Force horizontale due au séisme

Selon l'article 6.2.3 du RPA 2024, l'acrotère est soumis à une force horizontale sismique

$$F_{pk} = (A.I.S). C_p \left(1 + \frac{3hz}{H} \right) . W_p$$

Avec :

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$: élément en console, selon le Tableau 6.1 du RPA2024.

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.

hz : Hauteur, du niveau k, à partir de base.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_{pk} = (0.3 \times 1.2 \times 1.2) 0.8 \left(1 + \frac{3 \times 61.25}{61.25} \right) . 1.192 = 1.65 \text{ KN /m}$$

III.3. CALCUL DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENT SECONDAIRES

Le calcul du ferrailage des éléments secondaires est réalisé à partir des sollicitations obtenues suite à l'analyse de la structure. Cette étape vise à déterminer les sections d'armatures nécessaires pour assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de ces éléments, tout en garantissant leur conformité aux exigences réglementaires en vigueur.

III.3.1. Escaliers

a. Evaluation des sollicitations

➤ Chargement G

Pour une bande de 1 ml de largeur de la volée on a :

$$P_{\text{paillasse}} = 8.09 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 8.09 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{\text{palier}} = 4.38 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} = 4.38 \text{ KN/ml.}$$

➤ Chargement Q

$$Q = 2.50 \text{ t/m}^2$$

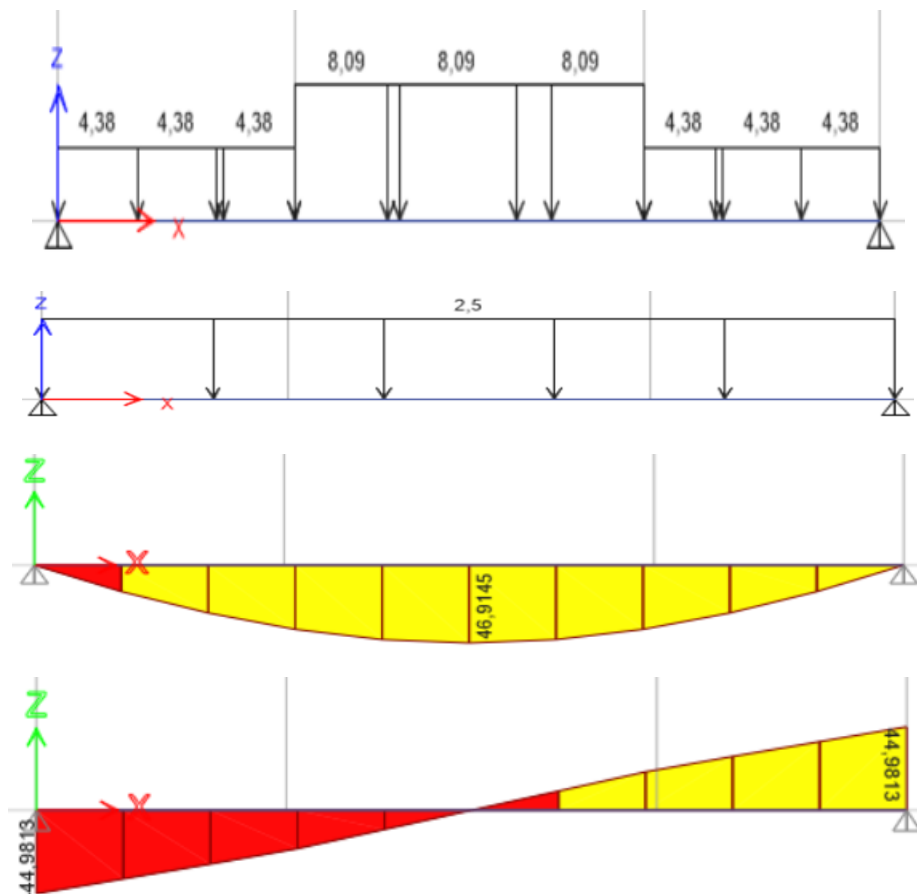


Figure III.4: schéma statique et le diagramme du moment fléchissant à ELU.

b. Ferrailage

En application de l'article B.6.2.10 du BAEL, les moments fléchissant de calcul

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = -0.5M_{max} \\ \text{En travées : } M_t = 0.75M_{max} \end{cases}$$

Le dimensionnement de l'escalier est réalisé en flexion simple pour une section rectangulaire de $(100 \times 17 \text{ cm}^2)$. La détermination du ferrailage a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT EXPET.

Tableau III.2 : Armatures principales et de répartition de l'escalier.

	M_u (KN.m)	Armatures principales				Armature de répartition		
		As (cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)	St (cm)	Ar(cm ²)	Choix	As adopté (cm ²)
En travée	32.84	6.8	6HA12	6.79	15	1.7	4HA8	2.01
Sur appui	-23.46	4.7	6HA12	6.79	15	1.7	4HA6	2.01

c. Vérification de l'espacement

Selon l'Article A.7.2.4.2 du règlement CBA 93, l'espacement maximale admissible :

- **Armatures principales**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(51 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(68 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification la condition de non-fragilité

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire à la condition de non-fragilité conformément à l'article A.4.2.1 du BAEL 91/99 : $A_s > A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$A_S > A_{min}$ Les armatures vérifiant la condition de non-fragilité sont inférieures à celles calculées à L'ELU.

e. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,00 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b d} = \frac{37,05}{1 \times 0,153} = 242.16 \text{ KN}$$

Avec

$V_{u\max}$: l'effort tranchant maximal à ELU

$$\tau_u = 0.24 \text{ MN} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

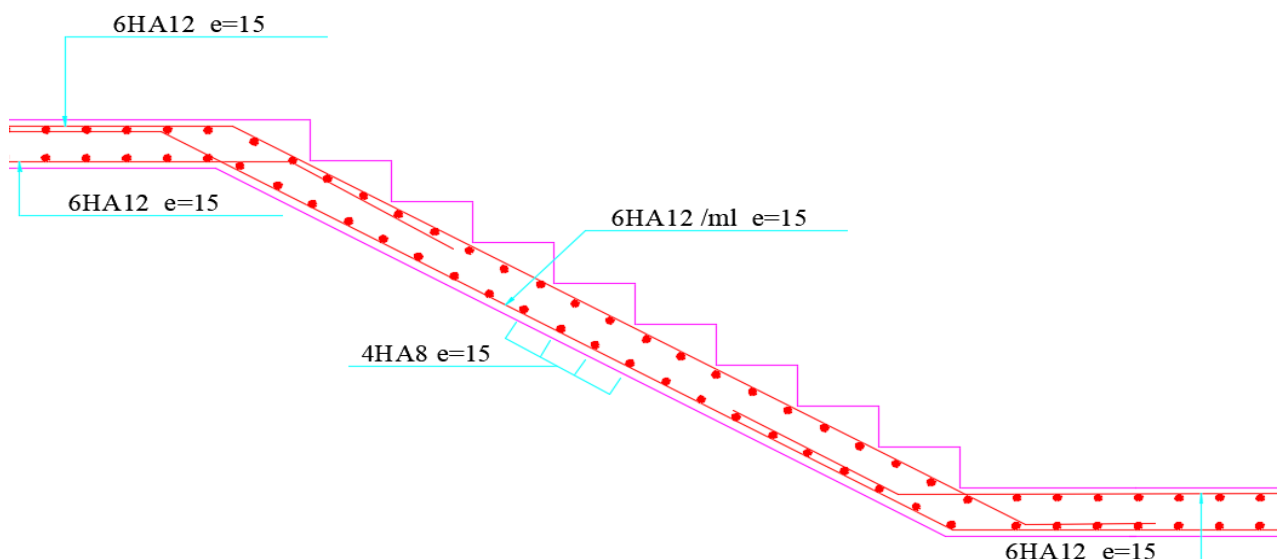


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3.2. Poutrelles

a. Evaluation des sollicitations (un étage courant)

➤ Chargement G

Pour une bande de 0,65 de largeur (entraxe de la poutrelle), la charge linéaire vaut :

$$G = 0.65 \times 5.77 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

➤ Chargement Q

De la même manière, la surcharge d'exploitation agissant sur cette bande d'entraxe s'élève à :

$$Q = 0.65 \times 1.50 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

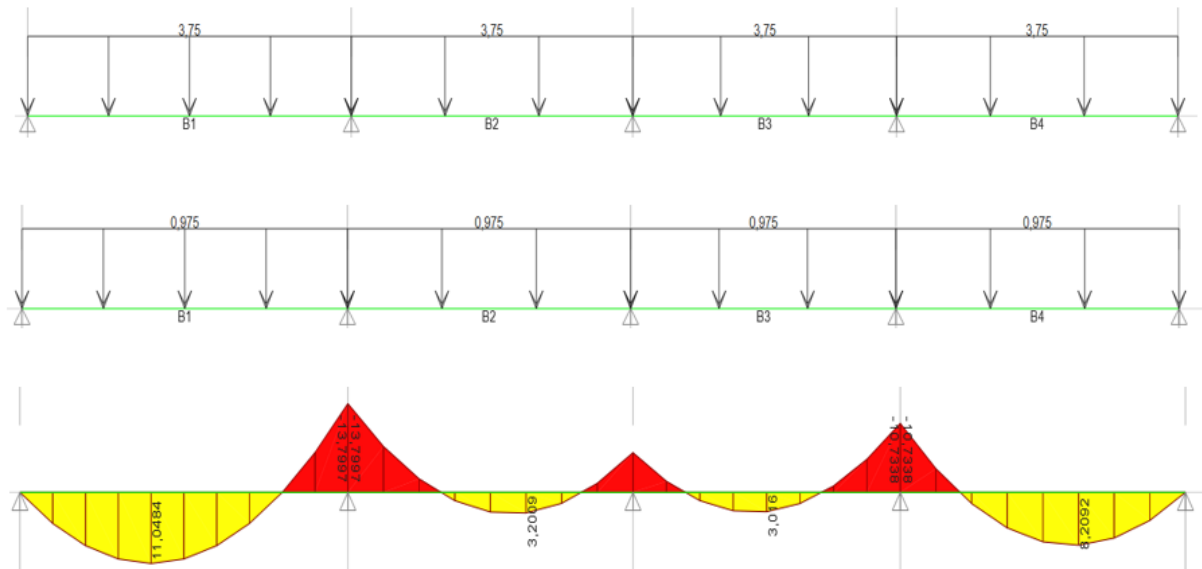


Figure III.6: schéma statique et le diagramme du moment fléchissant à ELU.

Le dimensionnement des armatures est réalisé en flexion simple pour une section en T
 Pour : $b=65\text{cm}$; $b_0=12$; $h=21\text{cm}$, $h_0=5\text{cm}$; la fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tableau III.3 : Armatures principales et de répartition des poutrelles.

	Mu(KN.m)	As(cm ²)	Choix	As adopté	Amin (cm ²)	Vérification
En travée	11,04	1.9	3HA12	3.39	2.58	OK
Sur appui	-13,79	2.5	2HA12	2.26	2.58	OK

b. Calcul des armatures transversales

D'après la formule du BAEL99 les armatures transversales doivent respecter la condition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max}\right) = \min\left(\frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 14\right) = 6\text{mm}$$

On adopte un cadre en $\phi 8$ à deux brins verticaux, ce qui correspond à une section réelle de $A_t = 1,08\text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales

Selon l'article 4.5.1.2.2 du CBA93, l'espacement des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{ cm}) = \min(17.01, 40\text{ cm}) = 17.01\text{cm}$$

Nous retenons un espacement uniforme de $S_t = 15\text{ cm}$ pour la disposition des armatures transversales.

c. Vérification de cisaillement et la flèche

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4,00 \text{ MPa}$ et la flèche calculée ne doit pas dépasser la flèche admissible qui est de L/f_e .

Tableau III.4: vérification de cisaillement et la flèche des poutrelles.

$V_{umax}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Flèche calculé(mm)	Flèche admissible(mm)	Vérification
15,00	0,122	4,00	8,7	9,2	Condition vérifiée

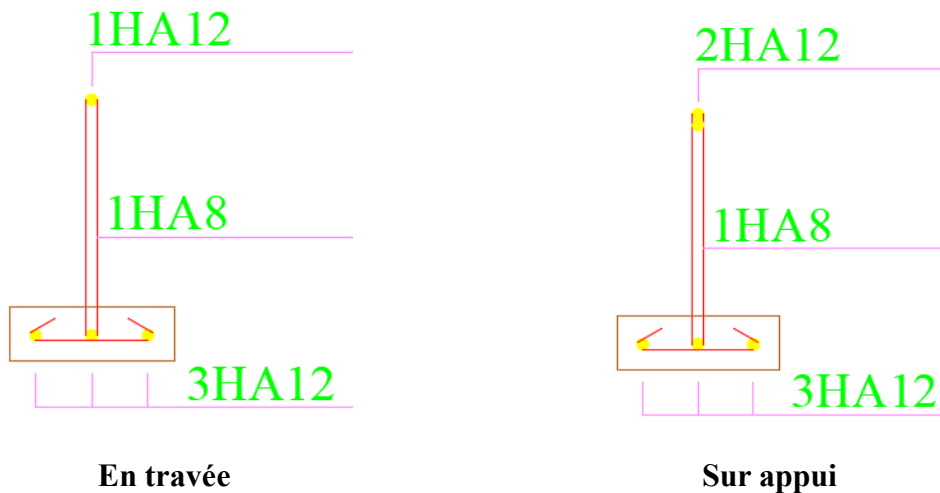


Figure III.7: Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.3.3. Acrotère

a. Evaluation des sollicitations

Les sollicitations issues du calcul des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q sont résumées ci-dessous :

- Efforts normaux : $N_G = 1.192 \text{ KN}$; $N_Q = 0 \text{ KN}$
- Efforts tranchants : $V_G = 0 \text{ KN}$; $V_Q = 1 \text{ KN}$
- Moments de flexion :

$$M_G = 0 \text{ KN.m} ; M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m} ; M_F = F_{pk} \times \frac{h}{2} = 0.495 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5: les sollicitations de l'acrotère.

Combinaison	Les moments (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
ELU (1.35G+1.5Q)	0.9	1.5
ELS (G+Q)	0.6	1
Accidentelles (G + 0.3Q +E)	0.675	1.95

b. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage sera effectué pour une section transversale en flexion composée de dimensions (100cm x 10cm) est résumé dans le tableau (III-6)

Tableau III.6 : Le ferrailage de l'acrotère.

sollicitations		Armatures principales			Armature de répartition				Vérification
M_u (KN.m)	N (KN)	As (cm ²)	Choix	As adopté	A_r (cm ²)	Choix	As adopté	Amin	
0.9	1.5	0.6	4HA8	2,01	0.5	4HA6	1.13	1	Condition vérifiée

c. Vérification de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3,00 MPa$

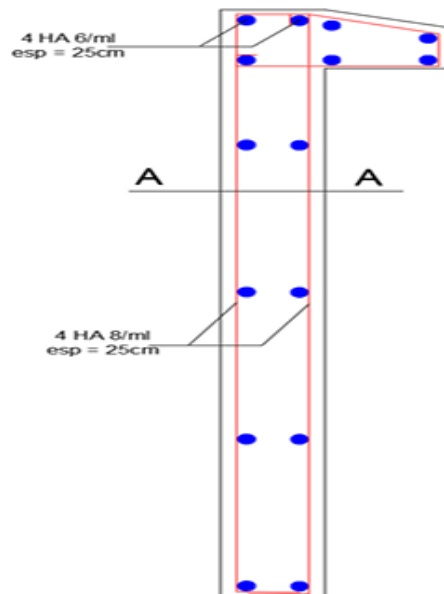
$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b d} = \frac{1.5}{0,1 \times 0,9} = 16.67 KN$$

Avec

$V_{u\max}$: l'effort tranchant maximal à ELU

$$\tau_u = 0.016 MN \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

il n'y a pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Figure III.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

IV.5. CONCLUSION

L'étude des éléments secondaires a mis en évidence leur importance dans la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Leur conception et leur dimensionnement, conformément aux règlements en vigueur, permettent d'assurer leur résistance aux différentes sollicitations et de garantir le bon comportement global de la structure.

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

Les séismes représentent l'un des phénomènes naturels les plus imprévisibles et dévastateurs pour l'environnement bâti. Résultant d'une libération brutale d'énergie au sein de la croûte terrestre, les ondes sismiques imposent aux ouvrages des sollicitations dynamiques complexes qui mettent à l'épreuve leur stabilité et l'intégrité des vies humaines. Dans ce contexte, l'ingénierie parasismique ne se limite plus à une simple vérification de résistance, mais devient un défi de conception visant à maîtriser le transfert d'énergie entre le sol et la structure.

L'Algérie, marquée par une activité sismique historique importante, a su faire évoluer son arsenal réglementaire depuis de quatre décennies. Ce chapitre s'inscrit dans cette dynamique d'excellence technique en adoptant les prescriptions du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**.

L'objectif principal de cette étude sismique est d'évaluer avec précision la réponse dynamique de l'ouvrage afin de garantir sa stabilité globale. Il s'agit de s'assurer que la structure possède la rigidité et la ductilité nécessaires pour absorber et dissiper l'énergie sismique, tout en limitant les dommages structuraux et les déplacements conformément aux seuils de sécurité imposés par la nouvelle réglementation.

IV.2. METHODES DE CALCUL

Conformément aux dispositions du **RPA 2024**, le calcul des efforts sismiques peut être conduit selon trois méthodologies d'analyse, choisies en fonction de la complexité et de la régularité de la structure :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente

a. Principe

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibrante transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

b. Modélisation

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

c. Calcul de la force sismique totale

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

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

Avec :

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

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

λ : Coefficient de correction.

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

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

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

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure.

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Selon l'article 4.1.2 du RPA 2024

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

Tableau IV.1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente.

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et $\leq 11m$	≤ 5 niveaux et $\leq 17m$	≤ 7 niveaux et $\leq 23m$	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et $\leq 8m$	≤ 3 niveaux et $\leq 11m$	≤ 5 niveaux et $\leq 17m$	≤ 5 niveaux et $\leq 17m$

- ❖ Bien que la hauteur de notre structure soit de 61.37m, la méthode statique équivalente n'est pas retenue comme méthode de calcul principale car les conditions restrictives du RPA 2024 pour les ouvrages de grande hauteur ne sont pas satisfaites. Néanmoins, son utilisation est maintenue pour satisfaire aux certaines vérifications de sécurité imposée par le RPA 2024.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

a. Principe

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

b. Modélisation

Selon l'article 4.3.2 du RPA 2024, la modélisation doit considérer divers aspects :

- Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

c. Résultante des forces sismiques de calcul

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

IV.2.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE

L'élaboration d'un modèle numérique constitue une phase déterminante de cette étude, visant à simuler avec rigueur le comportement global de l'ouvrage. L'ingénierie moderne s'appuie désormais sur la puissance des logiciels de calcul par élément finis pour garantir une analyse structurelle à la fois fiable et précise. Ce chapitre détaille de modélisation entrepris via

le logiciel ETABS, suivie d'une étude modale approfondie. L'objectif est de quantifier les périodes et les modes de vibration propres, paramètres essentiels pour valider la conformité de la structure face aux exigences parasismiques.

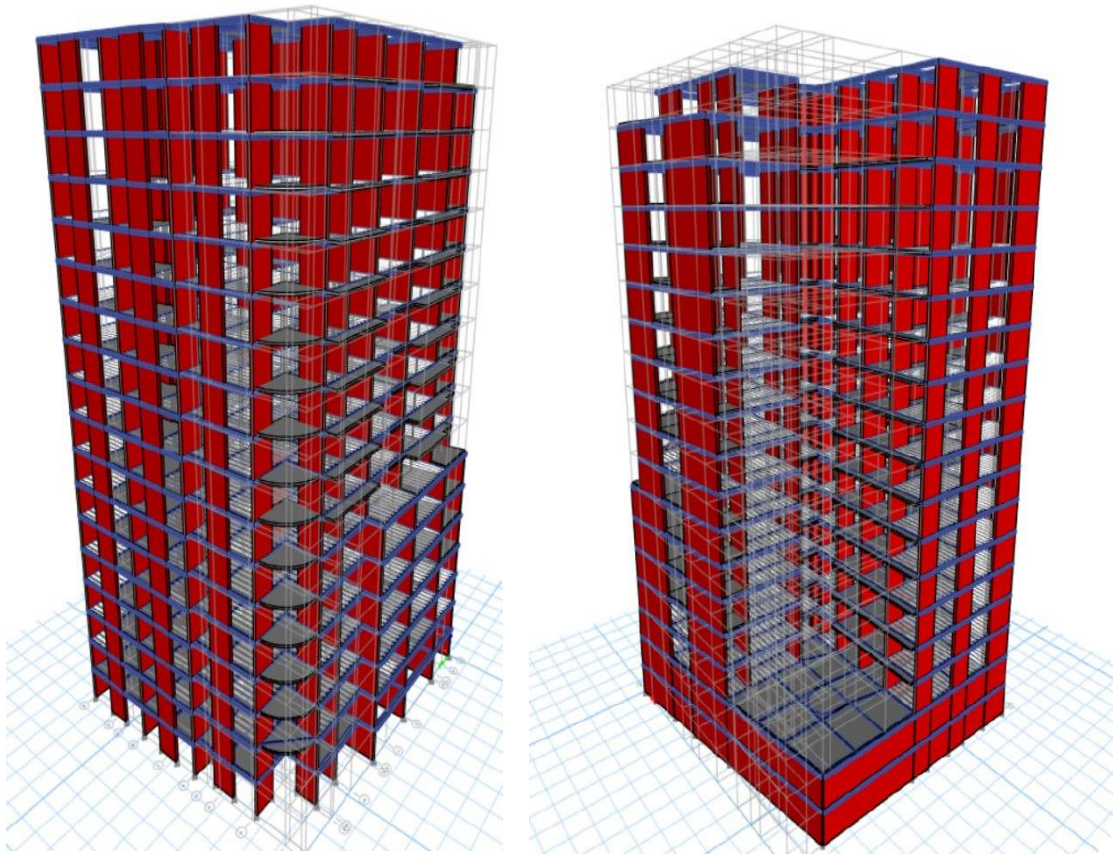


Figure IV.1 : Vue en 3D du bâtiment.

IV.4. ANALYSE NUMERIQUE MODALE

L'analyse modale est une étape fondamentale dans l'étude du comportement dynamique des structures. Elle consiste à caractériser les propriétés vibratoires intrinsèques de la structure. En assimilant l'ouvrage à un système à plusieurs degrés de liberté, cette procédure permet d'extraire les périodes fondamentales, les fréquences propres ainsi que les formes modales associées. La maîtrise de ces paramètres est indispensable pour anticiper la réponse du bâtiment face aux excitations extérieures, notamment les secousses sismiques. Conformément aux exigences normatives, l'analyse vise également à identifier les facteurs de participation massique, en veillant à ce que le nombre de modes retenus soit suffisant pour mobiliser au moins 90% de la masse totale de la structure.

Après l'analyse par le logiciel ETABS :

Tableau IV.2 : Mode de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y	R_z
1	1,616	0,066	0,4911	0,066	0,4911	0,1422
2	1,191	0,5508	0,0757	0,6168	0,5668	0,0039
3	0,921	0,0158	0,1019	0,6326	0,6687	0,4729
4	0,476	0,0053	0,0913	0,6379	0,76	0,0279
5	0,312	0,1349	0,0111	0,7728	0,7711	0,0027
6	0,244	0,0159	0,0256	0,7887	0,7967	0,0973
7	0,237	3,631E-05	0,0387	0,7887	0,8353	0,0218
8	0,147	0,0171	0,0121	0,8058	0,8474	0,0112
9	0,137	0,0323	0,0263	0,838	0,8737	0,001
10	0,108	0,0173	0,0039	0,8553	0,8776	0,0446
11	0,098	0,0006	0,0212	0,8559	0,8989	0,0053
12	0,081	0,029	0,0074	0,8849	0,9062	0,0056
13	0,071	0,0001	0,0202	0,8849	0,9264	0,0016
14	0,063	0,0207	0,0017	0,9056	0,9281	0,0318

Ces derniers résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation de 49.11% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 55.08% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- Le taux de participation massique cumulé atteint les 90% dans le 14^{ème} mode.

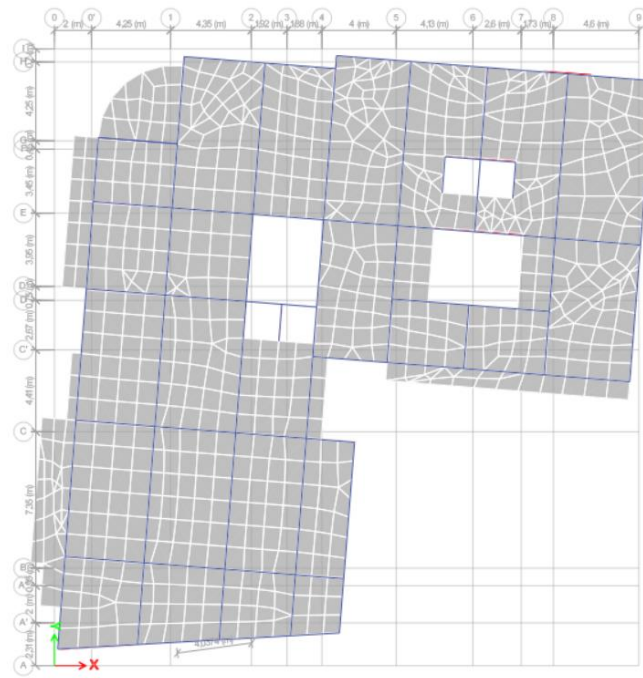


Figure IV.2: Schéma de la rotation : 3ème mode.

IV.5. CALCUL ANALYTIQUE DES MODES DE VIBRATION

Selon l'article 4.2.4 du RPA 2024, la période fondamentale empirique est donnée par l'équation ci-dessous :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_n^{3/4}$$

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$: Période fondamentale empirique
- h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table 4.3 selon RPA 2024.

D'après le tableau 4.3 RPA2024, nous avons une structure contreventée par noyau centrale (cas autres) :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 61.37 \text{ m}$$

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = 0.050 \times (61.37)^{3/4} = 1.1 \text{ s}$$

Conformément au tableau 4.4 du RPA 2024, les valeurs de la condition T_0 calculée numériquement ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée de la formule empirique.

Tableau IV.3: Valeurs des périodes numériques et la période empirique.

$T_x(s)$	$T_y(s)$	$1.3T_{empirique}(s)$
1.191	1.616	1.430

Comme :

- $T_x \leq 1.3T_{empirique}$
- $T_y > 1.3T_{empirique}$

Donc on retient :

- $T_{0x} = T_{calcul} = 1.191 \text{ s}$
- $T_{0y} = 1.3T_{empirique} = 1.43 \text{ s}$

IV.6. ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.6.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

L'effort tranchant à la base est déterminé conformément aux prescriptions du RPA 2024 par la formule suivante :

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

IV.6.1.1. Paramètres de calcul

La détermination des actions sismiques repose sur une classification précise de l'ouvrage, établie selon les critères du RPA 2024. En fonction de l'implantation géographiques et des caractéristiques structurelles de notre projet, les paramètres retenus sont les suivants :

➤ Zonage sismique

Le projet étant situé dans la wilaya d'Alger, il est classé en **Zone VI**, correspondant à une sismicité élevée (article 3.1) avec un coefficient d'accélération **A = 0.3** (article 3.3).

➤ Groupe d'usage

De par sa destination et son importance, le bâtiment est répertorié dans **Groupe 1B** (Bâtiment de grande importance). Le coefficient d'importance associé est **I = 1.2**, conformément à l'article 3.4.

➤ Nature du sol

Sur la base des conclusions du rapport géotechnique, le site est caractérisé par un sol meuble, classé en **catégorie S2** (article 3.2.1). Pour une zone sismique VI, le spectre de réponse à utiliser est de Type 1, dont les paramètres descriptifs sont :

- Coefficient du site : **S = 1.2**
- Période T_1 : 0.10 s

- Période T_2 : 0.50 s
- Période T_3 : 2.00 s

➤ **Système de contreventement**

La structure est identifiée comme un système à effet noyau (article 3.5).

➤ **Coefficient de correction λ**

Selon le RPA 2024, sa valeur est définie comme suit :

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

On a $T_0 = 1.43$ et $T_2 = 0.5$ s

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

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

En nous référant aux **tableau 3.17 de RPA 2024**, et compte tenue de la configuration de notre bâtiment en système à effet noyau, le coefficient de comportement global est fixé à **$R=3$** .

➤ **Facteur de qualité Q_F**

Il est calculé selon l'**article 3.8 du RPA 2024** par la formule suivante :

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

L'analyse de notre bâtiment par rapport aux critères de la catégorie (b) du **tableau 3.18 du RPA 2024** donne les résultats suivants :

- Régularité en plan : Non observé.
- Régularité en élévation : Non observé.
- 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 contreventement, (4) et (5).

Donc on obtient :

$$Q_F = 1 + 0.05 + 0.20 = 1.25$$

➤ **Pourcentage d'amortissement critique ξ**

Le pourcentage d'amortissement critique ξ est déterminé en fonction du système de contreventement et de la nature des matériaux constitutifs. Conformément au **tableau 3.5 du RPA 2024**, pour une structure dont le contreventement est assuré par des voiles en béton armé, la valeur retenue est $\xi = 10\%$.

➤ **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est déterminé par la formule (3.9) selon RPA 2024 :

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

Dans notre cas : $\eta = 0.763$.

➤ **Combinaisons d'actions**

Conformément à l'**Article 5.2.1 du RPA 2024**, les composantes horizontales de l'action sismique E_x et E_y sont considérées comme indépendantes. Toutefois, pour tenir compte de la probabilité de leur occurrence simultanée, elles sont combinées aux charges permanentes G et d'exploitation Q selon les modèles mathématiques suivants :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \quad \text{où :} \quad \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y \\ E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitation non pondérées.
- ψ : coefficient d'accompagnement, déterminé selon la nature et la durée de la charge d'exploitation.

En appliquant ces formules, les combinaisons directionnelles à intégrer dans le calcul structural sont les suivants :

- | | |
|-------------------------------|-------------------------------|
| - $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$. | - $G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$. |
| - $G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y$. | - $G + 0,3Q + 0,3E_x - E_y$. |
| - $G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y$. | - $G + 0,3Q - 0,3E_x + E_y$. |
| - $G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y$. | - $G + 0,3Q - 0,3E_x - E_y$. |

➤ **Spectre de calcul**

Conformément aux dispositions du RPA 2024, le spectre de réponse est défini à partir :

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

➤ **Suivant X-X :**

Comme $T = 1.191s \Rightarrow T_2 \leq T < T_3$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \frac{T_2}{T} = 0.3 \times 1.2 \times 1.2 \times \left[2,5 \frac{1.25}{3} \right] \cdot \frac{0.5}{1.191} = 0.189$$

➤ **Suivant Y-Y :**

Comme $T = 1.43s \Rightarrow T_2 \leq T < T_3$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \frac{T_2}{T} = 0.3 \times 1.2 \times 1.2 \times \left[2,5 \frac{1.25}{3} \right] \cdot \frac{0.5}{1.43} = 0.157$$

➤ **Poids sismique total du bâtiment**

Le poids total de la structure est évalué par le logiciel ETABS

$$W = 160645,7148 \text{ KN}$$

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

➤ **Suivant X-X :**

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.189 \times 160656,69 = 30364.11 \text{ KN}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.157 \times 160656,6914 = 25223.10 \text{ KN}$$

IV.6.2. Méthode d'analyse modale spectrale

IV.6.2.1. Paramètres du spectre

Tableau IV.4: Paramètres du spectre.

Facteur de qualité Q_f	1.25
Coefficient de comportement globale R	3
Coefficient d'accélération	0.3
Coefficient du site	1.2
Coefficient d'importance	1.2
T_1	0.1
T_2	0.5
T_3	2.00

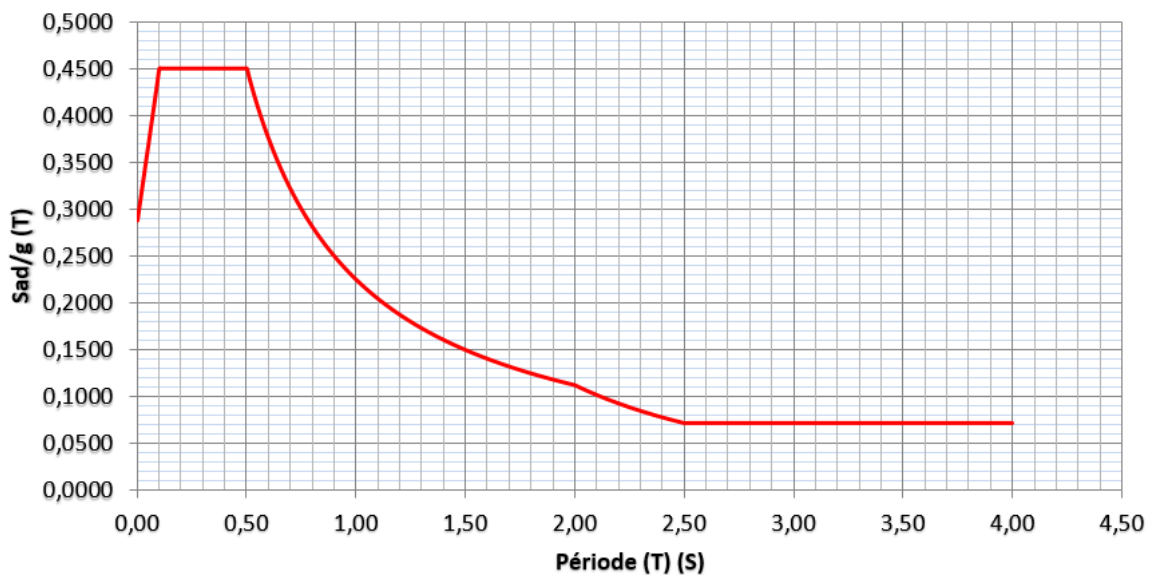


Figure IV.3 : spectre de calcul horizontal pour un système à effet noyau R=3.

➤ Distribution horizontale des forces sismiques

Conformément aux prescriptions de l'Article 4.2.6, la force sismique totale à la base V doit être répartie sur toute la hauteur de l'ouvrage selon la relation suivante :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure, permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : ($F_t = 0.07 T_0.V$), où

T_0 est la période fondamentale de la structure (T_0 : unité en secondes ; le coefficient 0.07 étant lui exprimé en unités s^{-1}).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas (0.25V) et sera prise égale à 0 pour ($T_0 \leq 0.7s$). La partie restante de V, soit ($V - F_t$), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) * W_i * h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_t .

h_j : niveau du plancher quelconque.

W_i et W_j : poids revenant aux planchers i et j, respectivement.

En remplaçant :

$$F_{tx} = 0.07 \times 1.191 \times 30364.11 = 2531.46 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 1.616 \times 25223.10 = 2853.24 \text{ KN}$$

Ce tableau confirme que la force concentrée au sommet F_t respecte le seuil maximal de 25% de l'effet tranchant total à la base imposé par le RPA.

Tableau IV.5: Vérification de la condition $F_t \leq 0.25V$.

Sens	$F_t(\text{KN})$	V(KN)	0,25V(KN)	Vérification
X-X	2531.46	30364.11	7591,03	Vérifiée
Y-Y	2853.24	25223.10	6305,78	Vérifiée

Tableau IV.6: distribution horizontale des forces sismiques.

Niveau	W_i (KN)	$h_i(m)$	$W_i * h_i$	V_x	V_y	$F_x(\text{KN})$	$F_y(\text{KN})$
Etage 15	6436,87	3,40	21885,38	30364.11	25223.10	137,45	110,48
Etage 14	14785,93	3,40	50272,19	30364.11	25223.10	315,73	253,78
Etage 13	23372,14	3,40	79465,29	30364.11	25223.10	499,07	401,15
Etage 12	31958,34	3,40	108658,38	30364.11	25223.10	682,42	548,52
Etage 11	40544,55	3,40	137851,48	30364.11	25223.10	865,76	695,89

Etage 10	49130,75	3,40	167044,57	30364.11	25223.10	1049,11	843,26
Etage 9	57716,96	3,40	196237,67	30364.11	25223.10	1232,46	990,63
Etage 8	66303,16	3,40	225430,77	30364.11	25223.10	1415,80	1138,00
Etage 7	74889,37	3,40	254623,86	30364.11	25223.10	1599,15	1285,37
Etage 6	83475,57	3,40	283816,96	30364.11	25223.10	1782,49	1432,74
Etage 5	92061,78	3,40	313010,06	30364.11	25223.10	1965,84	1580,11
Etage 4	100862,74	3,40	342933,34	30364.11	25223.10	2153,77	1731,17
Etage 3	109663,71	3,40	372856,61	30364.11	25223.10	2341,70	1882,22
Etage 2	118464,67	3,40	402779,89	30364.11	25223.10	2529,64	2033,28
Etage 1	127265,63	3,40	432703,17	30364.11	25223.10	2717,57	2184,34
RDC	136066,60	3,40	462626,44	30364.11	25223.10	2905,50	2335,39
Entre-sol 2	148679,23	3,40	505509,41	30364.11	25223.10	3174,83	2551,87
Entre-sol 1	160656,69	3,57	573544,38	30364.11	25223.10	3602,12	2895,34
SOMME			4431313,91			27832,65	22369,86

Tableau IV.7 : Vérification de la distribution des efforts tranchants.

Sens	$\sum F_i$ (KN)	F_t (KN)	V_k (KN)	V(KN)	Vérification $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$
X-X	27832,65	2531,46	30364,11	30364,11	Vérifiée
Y-Y	22369,86	2853,24	25223,10	25223,10	Vérifiée

V.6.2.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

La force sismique dynamique selon X et Y est évalué par le logiciel ETABS :

$$V_{tx} = 22441.55 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 17560.83 \text{ KN}$$

Tableau IV.8: Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	V(KN)	0.8V(KN)	V_t (KN)	Vérification $0.8V \leq V_t$
X-X	30364.11	24291.29	22441.55	Non vérifiée
Y-Y	25223.10	20178.48	17560.83	Non vérifiée

Comme la condition $0.8V \leq V_t$ n'est pas vérifiée, selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport $\left(\frac{0.8V}{V_t}\right)$.

$$\text{Selon X-X : } \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = \frac{24291.29}{22441.55} = 1.082$$

$$\text{Selon Y-Y : } \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = \frac{0.8V_x}{V_{tx}} = \frac{20178.48}{17560.83} = 1.149$$

Tableau IV.9: Vérification de la résultante des forces sismiques après correction.

Sens	V(KN)	0.8V(KN)	V_t (KN)	Vérification $0.8V \leq V_t$
X-X	30364.11	24291.29	24441..25	vérifiée
Y-Y	25223.10	20178.48	20180.90	Vérifiée

IV.6.2.3. Vérification de la stabilité au renversement

La structure doit présenter une résistance suffisante face au risque de basculement induit par les actions sismiques. Conformément aux exigences de l'article 5.5 du RPA 2024, la stabilité est assurée si le rapport entre le moment stabilisant et le moment de renversement respecte la condition suivante dans les deux directions principales (x et y) :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.3$$

Avec :

M_{stab} : Le moment stabilisant.

$$M_{stab} = W \cdot X_G \text{ (ou } W \cdot Y_G)$$

- W : Poids total de bâtiment.
- X_G ou Y_G : Coordonnées du centre de gravité de la structure.

M_{renv} : Le moment de renversement, au niveau des fondations.

$$M_{renv} = \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i$$

- F_i : Force sismique au niveau i.
- h_i : Hauteur du niveau i.

Vérification suivant le sens X-X

Tableau IV.10: Vérification de la stabilité au renversement suivant le sens X-X.

Niveau	H(m)	V(KN)	W(KN)	X_g (m)	M_{renv} (KN.m)	M_{stab} (KN.m)
Etage 15	61,37	2746,27	160656.69	14,97	168538,83	2405303,79
Etage 14	57,97	6135,62			196480,62	
Etage 13	54,57	8778,70			144232,70	
Etage 12	51,17	10767,30			101756,61	
Etage 11	47,77	12342,06			75226,53	
Etage 10	44,37	13651,96			58120,08	
Etage 9	40,97	14769,56			45787,88	
Etage 8	37,57	15768,95			37547,40	
Etage 7	34,17	16751,53			33574,56	
Etage 6	30,77	17792,48			32030,07	
Etage 5	27,37	18893,77			30142,25	
Etage 4	23,97	20019,09			26974,05	
Etage 3	20,57	21124,86			22745,54	
Etage 2	17,17	22153,76			17666,30	
Etage 1	13,77	23046,35			12290,92	
RDC	10,37	23720,98			6995,95	
Entre-sol 2	6,97	24242,50			3634,98	
Entre-sol 1	3,57	24441,25			709,53	
SOMME					1014454,80	

Suivant le sens Y-Y

Tableau IV.11: Vérification de la stabilité au renversement suivant le sens Y-Y.

Niveau	H(m)	V(KN)	W(KN)	Y_g (m)	M_{renv} (KN.m)	M_{stab} (KN.m)
Etage 15	61,37	2239,53	160656.69	19.08		3065779,51
Etage 14	57,97	4910,03			154808,82	
Etage 13	54,57	6961,72			111960,63	
Etage 12	51,17	8622,18			84965,86	
Etage 11	47,77	9978,85			64807,72	
Etage 10	44,37	11026,59			46488,44	
Etage 9	40,97	11849,34			33708,19	
Etage 8	37,57	12539,80			25940,40	
Etage 7	34,17	13175,14			21709,63	
Etage 6	30,77	13847,66			20693,55	
Etage 5	27,37	14601,45			20631,17	
Etage 4	23,97	15451,52			20376,23	
Etage 3	20,57	16406,77			19649,36	
Etage 2	17,17	17399,86			17051,37	
Etage 1	13,77	18323,30			12715,82	
RDC	10,37	19074,03			7785,01	
Entre-sol 2	6,97	19732,66			4590,66	
Entre-sol 1	3,57	20180,90			1600,24	
SOMME					806923,33	

Tableau IV.12 : Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	M_{stab}	M_{renv}	$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.3$	Vérification $\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.3$
X-X	2405303,79	1014454,80	2,37	Vérifiée
Y-Y	3065779,51	806923,33	3,80	Vérifiée

IV.6.2.4. Vérification des déplacements inter étage

➤ Justification de non-effondrement

Conformément à l'article 4.5.2 du RPA 2024, le déplacement horizontal total δ_K à chaque niveau est calculé par la formule :

$$\delta_K = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta_{eK}$$

Où :

R : Le coefficient de comportement de la structure.

Q_f : Le coefficient de qualité.

δ_{eK} : Le déplacement élastique induit par les forces sismiques.

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs est donné par $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon l'article 5.10.1 du RPA 2024, ce déplacement doit être limité avec la condition à vérifier suivante :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

- h_k : La hauteur du niveau k.

Dans notre cas, pour un bâtiment en béton armé, ce déplacement ne doit pas dépasser 1.5% de la hauteur d'étage

$$\overline{\Delta_k} = 0.015 h_k$$

➤ Justification de limitation des dommages

Selon l'article 5.10.2 du RPA 2024, Pour limiter les dégradations matérielles lors d'un séisme, le déplacement relatif doit satisfaire les conditions suivantes selon la nature des éléments non structuraux :

- Pour les matériaux fragiles fixés à la structure :

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

- Pour les éléments ductiles :

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

Où : Le coefficient réducteur v_A égal à 0.5

Suivant le sens X-X

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter étage suivant le sens X-X.

Niveau	h_k (m)	$\frac{R}{Q_f}$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$0.015h_k(cm)$	$v_A \cdot \Delta_k$	$0.005h_k$ (cm)	Vérification
Etage 15	3,40	2,40	14,688	35,25	1,668	5,100	0,834	2,550	OK
Etage 14	3,40	2,40	13,993	33,58	1,742	5,100	0,871	2,550	OK
Etage 13	3,40	2,40	13,267	31,84	1,838	5,100	0,919	2,550	OK
Etage 12	3,40	2,40	12,501	30,00	1,949	5,100	0,974	2,550	OK
Etage 11	3,40	2,40	11,689	28,05	2,057	5,100	1,028	2,550	OK
Etage 10	3,40	2,40	10,832	25,99	2,165	5,100	1,082	2,550	OK
Etage 9	3,40	2,40	9,930	23,83	2,256	5,100	1,128	2,550	OK
Etage 8	3,40	2,40	8,990	21,57	2,338	5,100	1,169	2,550	OK
Etage 7	3,40	2,40	8,016	19,23	2,395	5,100	1,198	2,550	OK
Etage 6	3,40	2,40	7,018	16,84	2,429	5,100	1,214	2,550	OK
Etage 5	3,40	2,40	6,006	14,41	2,431	5,100	1,216	2,550	OK
Etage 4	3,40	2,40	4,993	11,98	2,383	5,100	1,192	2,550	OK
Etage 3	3,40	2,40	4,000	9,60	2,302	5,100	1,151	2,550	OK
Etage 2	3,40	2,40	3,041	7,29	2,155	5,100	1,078	2,550	OK
Etage 1	3,40	2,40	2,143	5,14	1,930	5,100	0,965	2,550	OK

RDC	3,40	2,40	1,339	3,21	1,594	5,100	0,797	2,550	OK
Entre-sol 2	3,40	2,40	0,675	1,62	1,121	5,100	0,560	2,550	OK
Entre-sol 1	3,57	2,40	0,208	0,49	0,499	5,355	0,250	2,678	OK

Suivant le sens Y-Y

Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter étage suivant le sens Y-Y.

Niveau	H(m)	$\frac{R}{Q_f}$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$0.015h_k(cm)$	$v_A \cdot \Delta_k$	$0.005h_k(cm)$	Vérification
Etage 15	3,40	2,40	19,647	47,15	1,778	5,100	0,889	2,550	OK
Etage 14	3,40	2,40	18,906	45,37	1,946	5,100	0,973	2,550	OK
Etage 13	3,40	2,40	18,095	43,42	2,141	5,100	1,070	2,550	OK
Etage 12	3,40	2,40	17,203	41,28	2,352	5,100	1,176	2,550	OK
Etage 11	3,40	2,40	16,223	38,93	2,568	5,100	1,284	2,550	OK
Etage 10	3,40	2,40	15,153	36,36	2,774	5,100	1,387	2,550	OK
Etage 9	3,40	2,40	13,997	33,59	2,964	5,100	1,482	2,550	OK
Etage 8	3,40	2,40	12,762	30,62	3,134	5,100	1,567	2,550	OK
Etage 7	3,40	2,40	11,456	27,49	3,278	5,100	1,639	2,550	OK
Etage 6	3,40	2,40	10,090	24,21	3,394	5,100	1,697	2,550	OK
Etage 5	3,40	2,40	8,676	20,80	2,482	5,100	1,241	2,550	OK
Etage 4	3,40	2,40	7,642	18,34	3,643	5,100	1,822	2,550	OK
Etage 3	3,40	2,40	6,124	14,69	3,576	5,100	1,788	2,550	OK
Etage 2	3,40	2,40	4,634	11,12	3,386	5,100	1,693	2,550	OK
Etage 1	3,40	2,40	3,223	7,73	3,017	5,100	1,508	2,550	OK
RDC	3,40	2,40	1,966	4,71	2,412	5,100	1,206	2,550	OK

Entre-sol 2	3,40	2,40	0,961	2,30	1,596	5,100	0,798	2,550	OK
Entre-sol 1	3,57	2,40	0,296	0,71	0,710	5,355	0,355	2,678	OK

Au vu des résultats présentés, il apparaît que les déplacements entre niveaux restent dans les limites admissibles. Cette vérification confirme la capacité de la structure à limiter les dommages et à prévenir tout risque d'effondrement pour chaque étage.

IV.6.2.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

Selon l'article 5.9 du RPA 2024, l'effet P-Delta ou les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

- 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 » : $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » : $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$
- h_K : Hauteur de l'étage « k ».

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

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

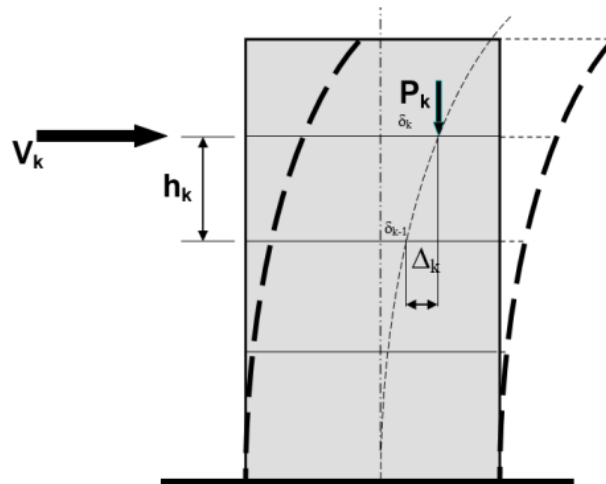


Figure IV.4: Effet P-Δ.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15: Justification vis-à-vis l'effet P-Δ.

Niveau	$V_k(KN)$		$\Delta_k(mm)$		h_{etage} (m)	$P_k(KN)$	θ		Vérification	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y			X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Etage 15	2746,27	2239,53	1,668	1,778	3.40	6436,88	0,0115	0,0150	OK	OK
Etage 14	6135,62	4910,03	1,742	1,946	3.40	14785,94	0,0123	0,0172	OK	OK
Etage 13	8778,70	6961,72	1,838	2,141	3.40	23372,14	0,0144	0,0211	OK	OK
Etage 12	10767,30	8622,18	1,949	2,352	3.40	31958,35	0,0170	0,0256	OK	OK
Etage 11	12342,06	9978,85	2,057	2,568	3.40	40544,55	0,0199	0,0307	OK	OK
Etage 10	13651,96	11026,59	2,165	2,774	3.40	49130,76	0,0229	0,0364	OK	OK
Etage 9	14769,56	11849,34	2,256	2,964	3.40	57716,96	0,0259	0,0425	OK	OK
Etage 8	15768,95	12539,80	2,338	3,134	3.40	66303,17	0,0289	0,0487	OK	OK
Etage 7	16751,53	13175,14	2,395	3,278	3.40	74889,37	0,0315	0,0548	OK	OK
Etage 6	17792,48	13847,66	2,429	3,394	3.40	83475,58	0,0335	0,0602	OK	OK
Etage 5	18893,77	14601,45	2,431	2,482	3.40	92061,78	0,0348	0,0460	OK	OK
Etage 4	20019,09	15451,52	2,383	3,643	3.40	100862,75	0,0353	0,0699	OK	OK
Etage 3	21124,86	16406,77	2,302	3,576	3.40	109663,71	0,0351	0,0703	OK	OK
Etage 2	22153,76	17399,86	2,155	3,386	3.40	118464,67	0,0339	0,0678	OK	OK
Etage 1	23046,35	18323,30	1,930	3,017	3.40	127265,64	0,0313	0,0616	OK	OK
RDC	23720,98	19074,03	1,594	2,412	3.40	136066,60	0,0269	0,0506	OK	OK
Entre-sol 2	24242,50	19732,66	1,121	1,596	3.40	148679,24	0,0202	0,0354	OK	OK
Entre-sol 1	24441,25	20180,90	0,499	0,710	3.57	160656,69	0,0092	0,0158	OK	OK

La condition $\theta \leq 0,10$ est vérifiée à tous les niveaux et dans les deux sens, donc les effets du 2° ordre « ou effet P-Δ » peuvent être négligés.

IV.7. CONCLUSION

En conclusion, la conformité de la structure aux exigences du **RPA 2024** est pleinement établie. Les résultats des calculs confirment que la conception adoptée répond aux objectifs de sécurité et assure un comportement parasismique satisfaisant.

**CHAPITRE V : ÉTUDE
COMPARATIVE CONCERNANT
LA PRISE EN COMPTE DES
SOUS-SOLS**

V.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à une étude comparative portant sur l'influence de la prise en compte des sous-sols dans la modélisation numérique d'un bâtiment contreventé par des voiles. En pratique, les études sismiques sont généralement réalisées sur la superstructure seule, sans intégration des sous-sols, ce qui peut conduire à des résultats éloignés du comportement réel de la structure.

Afin d'évaluer l'impact de différentes hypothèses de modélisation sur la réponse sismique, trois modèles ont été définis et analysés, allant du modèle le plus simplifié au modèle le plus représentatif de la réalité. Cette approche permettra de mettre en évidence l'apport de chaque hypothèse de modélisation sur le comportement sismique global de la structure.

V.2. PRINCIPE DE L'ÉTUDE COMPARATIVE

L'étude repose sur la définition de trois modèles distincts, chacun correspondant à un niveau de complexité croissant. Le calcul numérique se fait avec le logiciel ETABS. Le premier modèle constitue une référence simplifiée, tandis que les modèles suivants intègrent progressivement des effets supplémentaires tels que :

- Modèle 1 : Superstructure encastrée sur une base fixe.
- Modèle 2 : Superstructure + sous-sols + action des terres environnantes.
- Modèle 3 : Superstructure + sous-sols + fondation de Winkler.

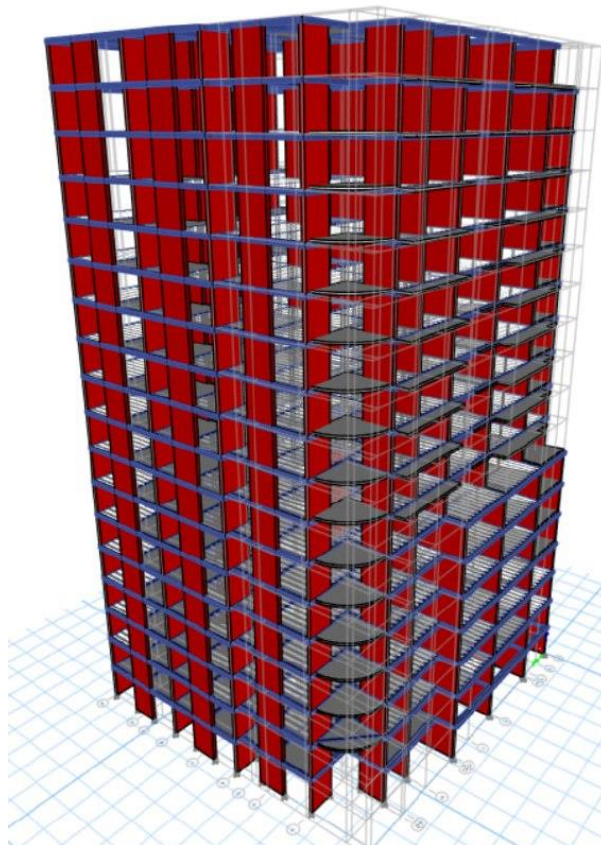


Figure V.1: Modèle 1 : superstructure encastrée sur une base fixe.

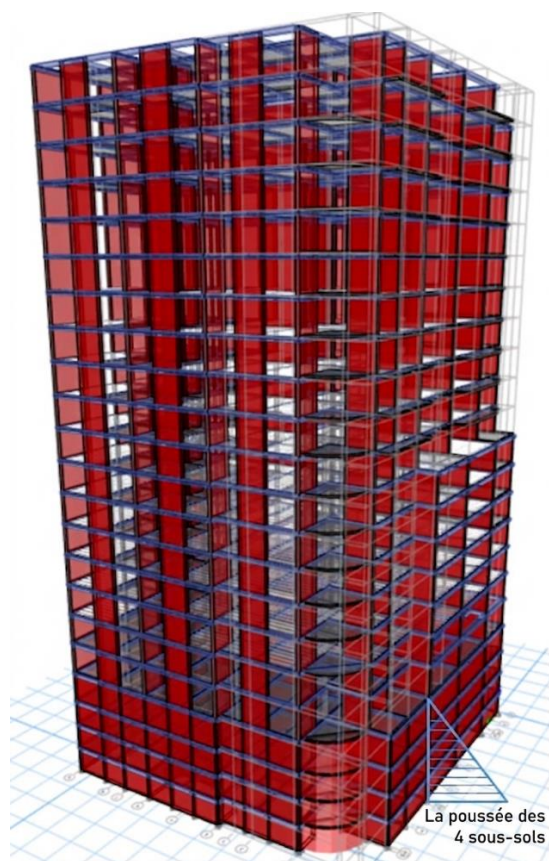


Figure V.2: Modèle 2: superstructure + sous-sols + action des terres environnantes.

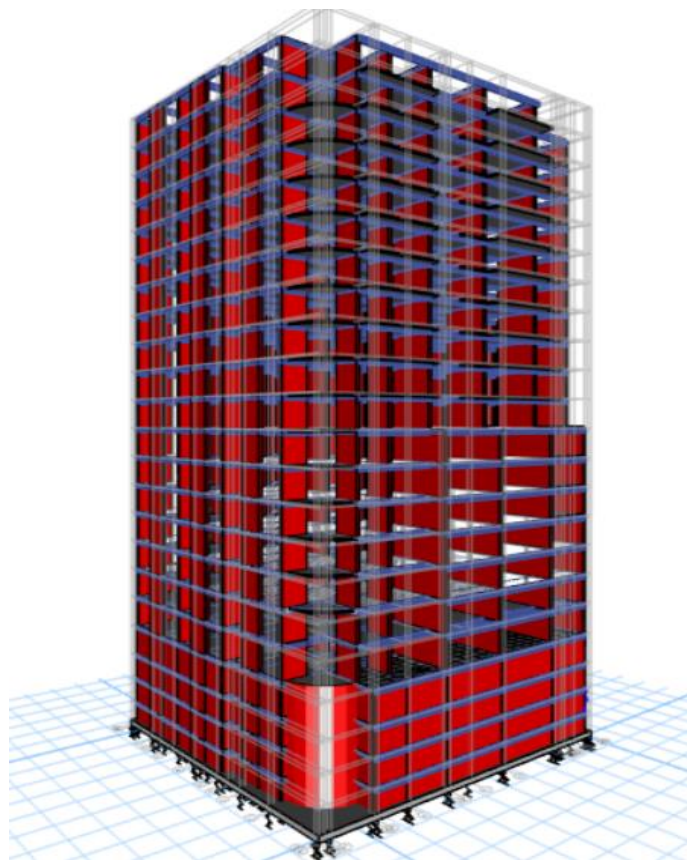


Figure V.3: Modèle 3: Superstructure + sous-sols + fondation de Winkler.

V.3. MEDELE 1 : BATIMENT ENCASTRE SUR UNE BASE FIXE

Ce modelé correspond à l'approche usuelle adoptée en pratique courant. Il se limite à la modélisation de la superstructure, supposée parfaitement encastrée à sa base, sans considération des niveaux de sous-sols.

Cette hypothèse est conforme aux prescriptions du RPA 2024 et constitue **le modèle de référence** pour l'évaluation comparative des (02) autres configurations étudiées. Ce modèle de calcul fera l'objet de la suite de nos calculs pour les chapitres ultérieurs. Il sera détaillé dans le chapitre suivant.

V.3.1. Les modes propres

Tableau V.1: Mode de vibration et taux de participation massique de modèle 1.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z
1	1,616	0,066	0,4911	0,1422
2	1,191	0,5508	0,0757	0,0039
3	0,921	0,0158	0,1019	0,4729

Ces résultats montrent que :

- Le 1er mode est un mode de translation selon Y-Y.
- Le 2ème mode est un mode de translation selon X-X.
- Le 3ème mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir du 14ème mode.

V.3.2. La force sismique

La force sismique dynamique selon X et Y est évalué par le logiciel ETABS :

$$V_{tx} = 22441,55 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 17560,83 \text{ KN}$$

V.3.3. Déplacements aux étages supérieurs

Les déplacements des étages pour la force sismique suivant X sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: Déplacements aux étages supérieurs de modèle 1.

NIVEAU	DIRECTION X		DIRECTION Y	
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$
Etage 15	13,39	32,14	17,23	41,35
Etage 14	12,76	30,62	16,58	39,79
Etage 13	12,10	29,04	15,87	38,09

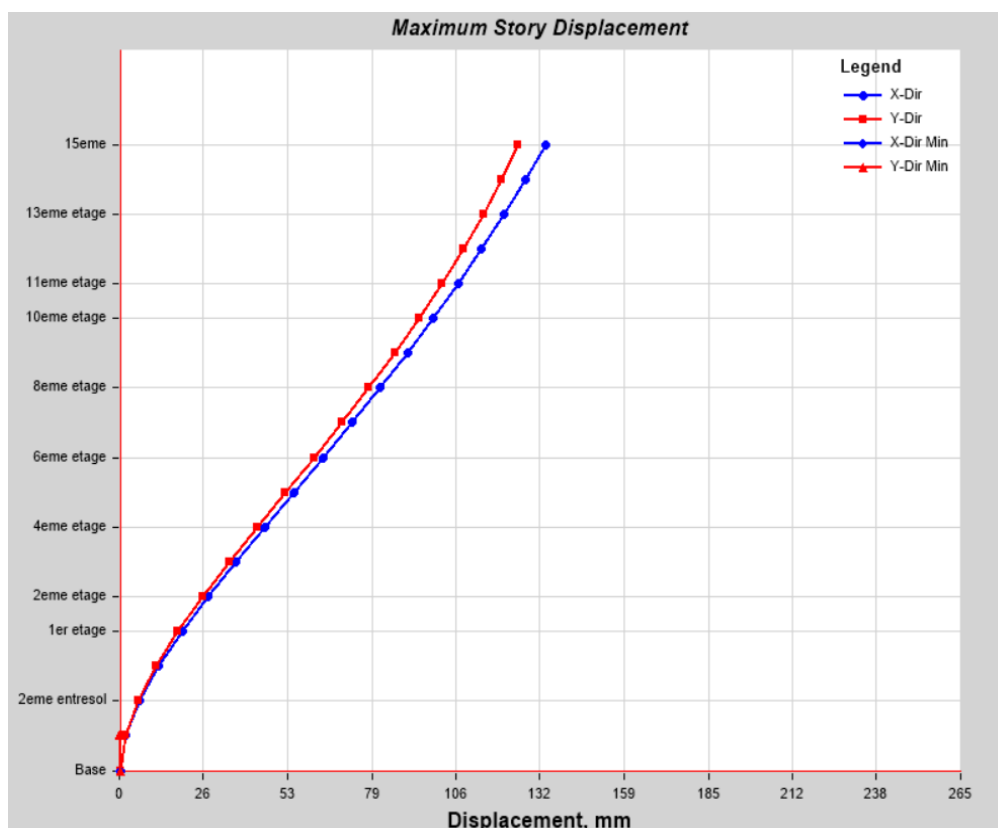


Figure V.4: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.

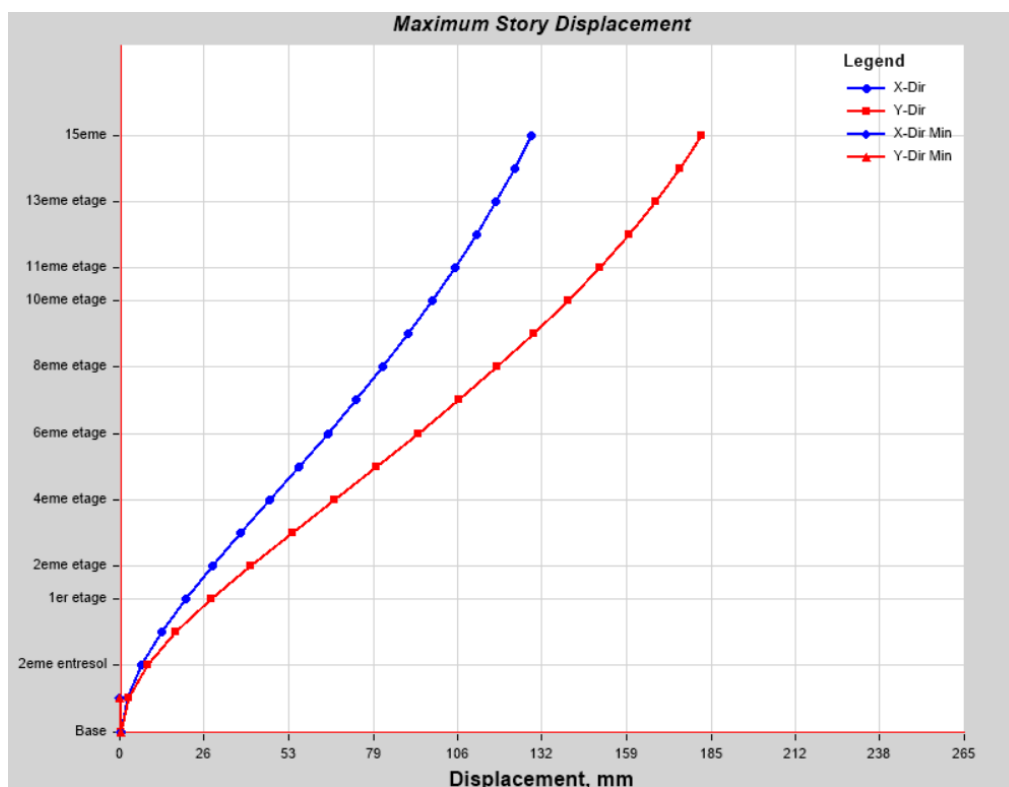


Figure V.5: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.

V.4. MODELE 2 : SUPERSTRUCTURE + SOUS-SOLS + POUSSEE DES TERRES

Ce modèle intègre les quatre sous-sols à la superstructure, avec un encastrement à la base. Par rapport au modèle précédent, il prend en compte l'effet de la poussée des terres sur les voiles périphériques des sous-sols et les entresols, afin de se rapprocher davantage des conditions réelles de sollicitation de la structure.

V.4.1. Calcul de la poussée des terres

Conformément à l'Art. 10.4 du RPA 2024 pour les infrastructures rigides ne pouvant pas se déplacer par rapport au sol, la poussée des terres est prise à l'état de repos et considérée égale à :

$$P_{ae} = P_0 + \Delta P_{ae}$$

P_0 : la poussée des terres au repos.

ΔP_{ae} : la poussée dynamique.

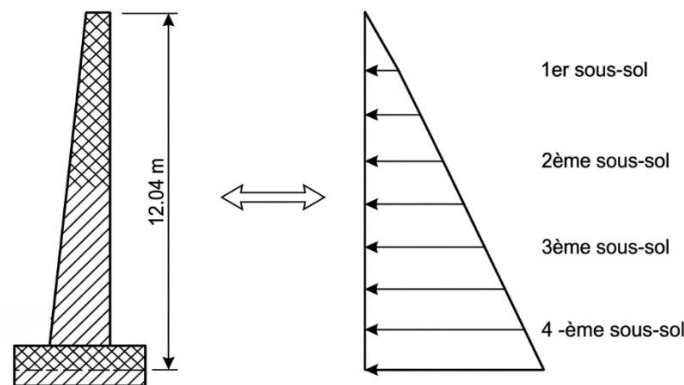


Figure V.6 : la poussée des terres.

- **Distribution triangulaire de la poussée des terres au 1^{er} sous-sol**

- **Poussée des terres au repos**

Cette charge varie selon la hauteur du voile selon la loi du RPA 2024 :

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

k_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

φ : Angle de frottement.

- **Poussée des terres dynamiques**

$$\Delta P_{ae} = \frac{1}{2} K_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

k_h : coefficient de poussée des terres dynamique (horizontal).

$$K_h = A \times I \times S = 0.3 \times 1.2 \times 1.2 = 0.432$$

- **Distribution trapézoïdale de la poussée des terres aux sous-sols intermédiaires (2^{ème} au 4^{ème})**

➤ **Poussée des terres au repos**

- La poussée en haut

$$\sigma_{h,haut} = K_{02} \cdot \gamma_1 \cdot h_1$$

- La poussée en bas

$$\sigma_{h,haut} = K_{02}(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$$

- La poussée

$$P_{02} = \frac{1}{2}(\sigma_{h,haut} + \sigma_{h,haut}) \cdot h_2$$

➤ **Poussée des terres dynamiques**

- La poussée en haut

$$\Delta\sigma_{h,haut} = K_h \cdot \gamma_1 \cdot h_1$$

- La poussée en bas

$$\Delta\sigma_{h,haut} = K_h(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2)$$

- La poussée

$$\Delta P_{ae2} = \frac{1}{2}(\sigma_{h,haut} + \sigma_{h,haut}) \cdot h_2$$

- **Caractéristiques géotechniques**

Tableau V.3 : Caractéristiques géotechniques des sous-sols et les entresols.

	h (m)	γ (kN/m³)	φ (°)	$K_o = 1 - \sin\varphi$
1^{er} entresol	3.57	20.2	30.375	0.494
2^{ème} entresol	3.40	20.2	30.375	0.494
1^{er} sous-sol	3.40	20.2	30.375	0.494
2^{ème} sous-sol	2.88	20.2	30.375	0.494
3^{ème} sous-sol	2.88	21.0	41.00	0.344
4^{ème} sous-sol	2.88	18.92	12.92	0.776

- Calcul de la poussée

Tableau V.4 : Résultats du calcul de la poussée des terres par sous-sol.

Sous-sol	P_o (kN/ml)	ΔP_{ae} (kN/ml)	P_{ae} (kN/ml)
1 ^{er}	57.60	50.44	108.12
2 ^{ème}	138.97	1221.11	261.21
3 ^{ème}	155.66	195.41	349.75
4 ^{ème}	479.59	267.06	746.72

Tableau V.5: Résultats du calcul de la poussée des terres par sous-sol.

	P_o (kN/ml)	ΔP_{ae} (kN/ml)	P_{ae} (kN/ml)
1 ^{er} entresol	63,58	55,60	119,18
2 ^{ème} entresol	178,78	156,35	335,13
1 ^{er} sous-sol	294.13	257,22	551,35
2 ^{ème} sous-sol	339.37	296,80	636,17
3 ^{ème} sous-sol	295.13	369.89	665,02
4 ^{ème} sous-sol	794.42	289.22	123,57

V.4.2. Modes propres

Tableau V.6: Mode de vibration et taux de participation massique de modèle 2.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z
1	1,692	0,114	0,707	0,179
2	1,266	0,845	0,152	0,003
3	0,952	0,038	0,144	0,818

Ces résultats montrent que :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir du 17^{ème} mode.

V.4.3. La force sismique

La force sismique dynamique selon X et Y est évalué par le logiciel ETABS :

$$V_{tx} = 24574,29 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 19667,59 \text{ KN}$$

V.4.4. Déplacements aux étages supérieurs

Les déplacements des étages pour la force sismique suivant X sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7 : Déplacements aux étages supérieurs de modèle 2.

	DIRECTION X		DIRECTION Y	
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$
Etage 15	14,33	34, 39	18 ,11	43,46
Etage 14	13,68	32,83	17,44	41,86
Etage 13	13,01	31,22	16,70	40,08

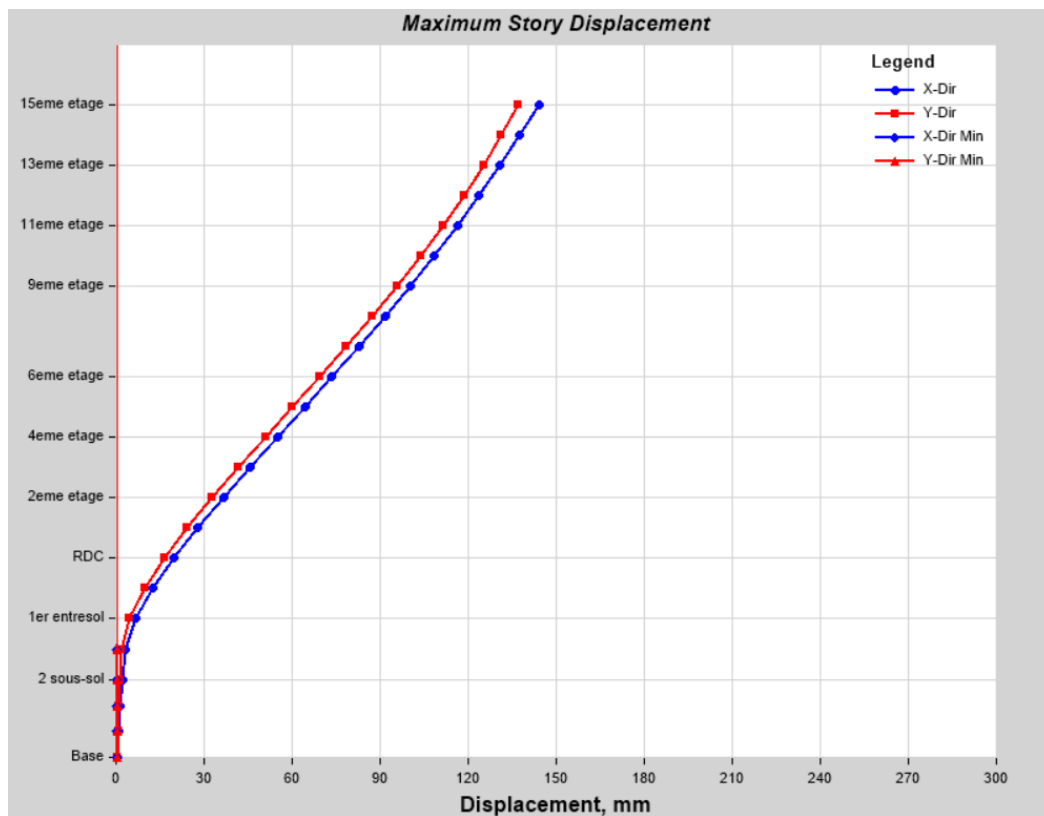


Figure V.7 : Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.

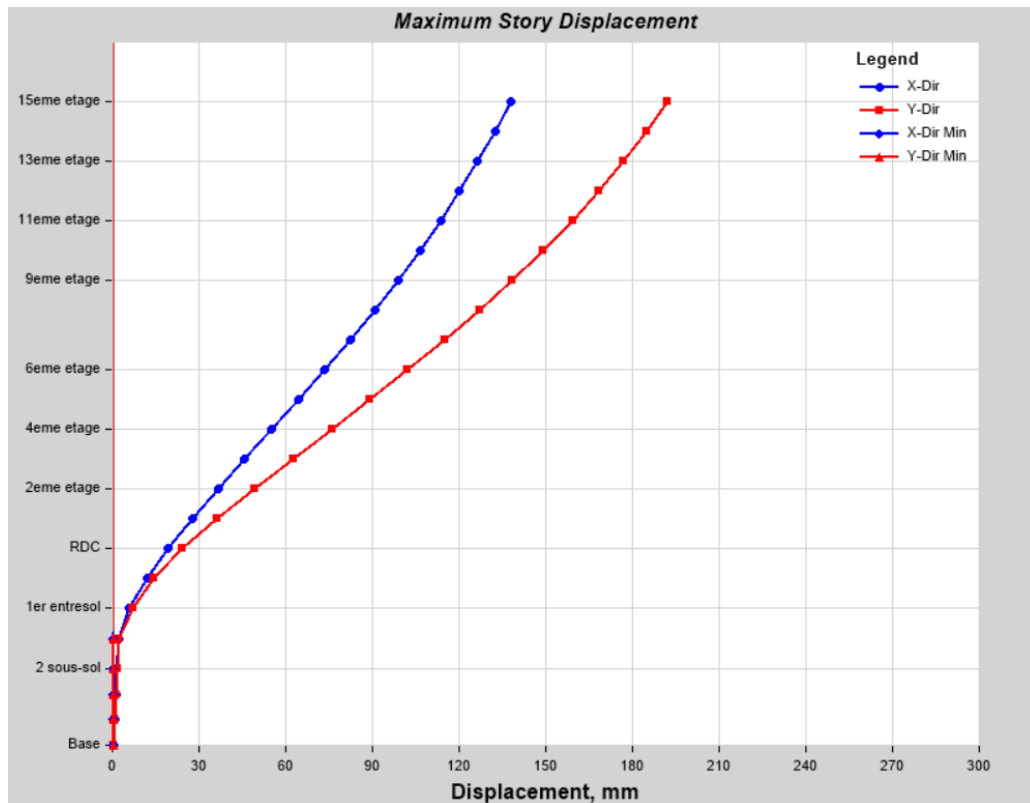


Figure V.8: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.

V.5. MODELISATION PAR LES RESSORTS AMORTIS DE WINKLER

Afin de représenter le sol support de manière plus réaliste, des ressorts amortis de Winkler ont été assignés sous le radier. Cette approche, basée sur la méthode de Newmark-Rosenblueth, permet d'intégrer à la fois la rigidité et l'amortissement du sol, offrant ainsi une simulation plus fidèle des conditions aux limites de la fondation sous sollicitations sismiques.

Cette méthode permet de calculer les raideurs et les amortissements du sol en introduisant une masse virtuelle liée à la fondation.

V.5.1. Calcul des raideurs

Conformément à l'article 5.3.3 de V. Davidovici (Construction en Zone Sismique), deux raideurs dynamiques représentant les modes dominants du système tridimensionnel sont calculées.

- Translation verticale : $K_V = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$
- Translation horizontale : $K_h = 2(1 + \nu) G \beta_x \sqrt{A}$

Avec :

β_z : coefficient verticale.

β_x : coefficient horizontale.

A : aire de fondation : $a \times b = 1335 \text{ m}^2$.

a : dimension parallèle à la direction du séisme = 32.80 m.

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme = 34.60 m.

G : module de cisaillement dynamique de sol = 302,4 MPa.

ν : Coefficient de poisson = 0,35.

➤ Lecture des coefficients β

À partir du rapport a/b , les coefficients β sont lus directement sur l'abaque 5.1 (Construction en Zone Sismique de Victor Davidovici) :

$$\frac{a}{b} = \frac{31.80}{33.60} = 0.94 \quad \Rightarrow \quad \beta_z = 2.18 \quad ; \quad \beta_x = 1$$

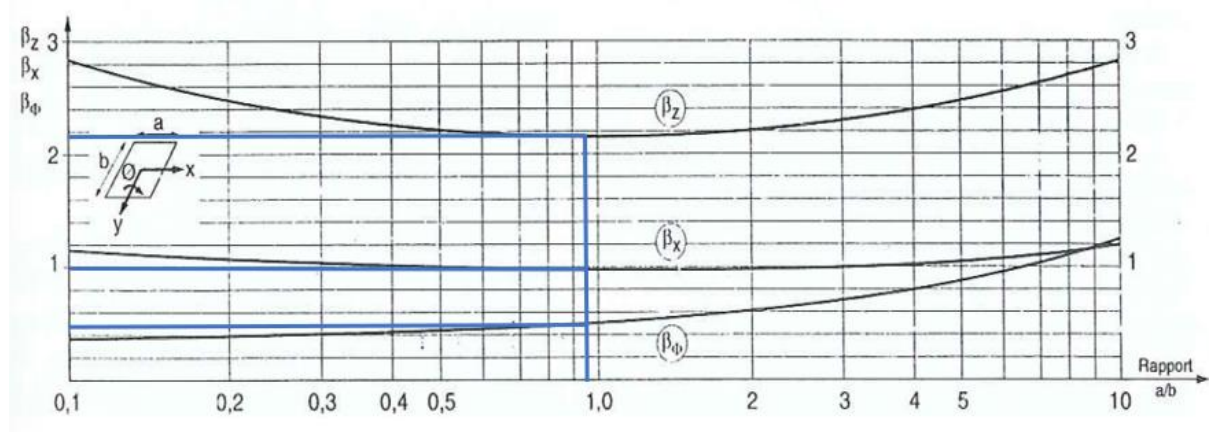


Figure V.9: Abaque des coefficients d'impédance dynamique.

Tableau V.8 : raideurs dynamiques du sol.

	Application numérique	Raideur dynamique MN/m
Translation Verticale	$\frac{302,4}{1 - 0,35} \times 2,18 \times \sqrt{1335}$	37056,60
Translation Horizontale	$2 \times (1 + 0,35) 302,4 \times 1 \times \sqrt{1335}$	29832,26

V.5.2. La masse de sol additionnelle

L'introduction d'une masse virtuelle liée à la fondation permet de calculer les amortissements dynamiques du sol. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$M_{sol} = \rho \times A \times H$$

Avec :

ρ : masse volumique du sol : $\rho = 1.89 \text{ t/m}^3$.

H : La hauteur du prisme H représente l'épaisseur de sol mobilisée sous la fondation.

Tableau V.9: La masse de sol additionnelle.

	Formule de la hauteur H (m)		Masse de sol (t)
Translation Verticale	$0,27\sqrt{A}$	9,86	24878,26
Translation Horizontale	$0,05\sqrt{A}$	1,82	4609,79

V.5.3. Calcul des amortissements

Les coefficients d'amortissement caractérisent la capacité du sol à dissiper l'énergie sismique. Ils sont évalués pour chaque mode de translation selon les relations suivantes :

- Amortissement vertical :

$$C_V = 2 \times \eta_V \sqrt{K_V \times (M_b + M_s)}$$

- Amortissement horizontal :

$$C_h = 2 \times \eta_h \sqrt{K_h \times (M_b + M_s)}$$

Où :

M_b : masse du bâtiment : 16064,57 t.

η_V, η_h : taux d'amortissement relatif verticale et horizontal.

$$\eta_V = 2.71 \times \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$$

$$\eta_h = 20.55 \times \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$$

Tableau V.10: l'amortissement du sol.

Mode de translation	Taux d'amortissement relatif η	Coefficient d'amortissement C (MN.s/m)
Vertical	0.71	1749,08
Horizontal	0.42	659,69

L'intégration des coefficients de raideur K et d'amortissement visqueux C calculés a été matérialisée à la base du modèle numérique sous forme d'appuis élastiques.

Les résultats obtenus après analyse se résument ainsi :

V.5.4. Résultat d'analyse modale

Tableau V.11: Mode de vibration et taux de participation massique de modèle 3.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z
1	1,694	0,0513	0,3143	0,0882
2	1,269	0,3545	0,0579	0,0058
3	0,953	0,0122	0,0579	0,2879

V.5.5. La force sismique

La force sismique dynamique selon X et Y est évaluée par le logiciel ETABS :

$$V_{tx} = 22166,34 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 17141,24 \text{ KN}$$

V.5.6. Déplacements aux étages supérieurs

Les déplacements des étages pour la force sismique suivant X sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.12: Déplacements aux étages supérieurs de modèle 3.

DIRECTION X			DIRECTION Y	
Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	Niveau	$\delta_{ek}(cm)$
Etage 15	14,35	34,44	Etage 15	14,35
Etage 14	13,70	23,88	Etage 14	13,70
Etage 13	13,03	31,27	Etage 13	13,03

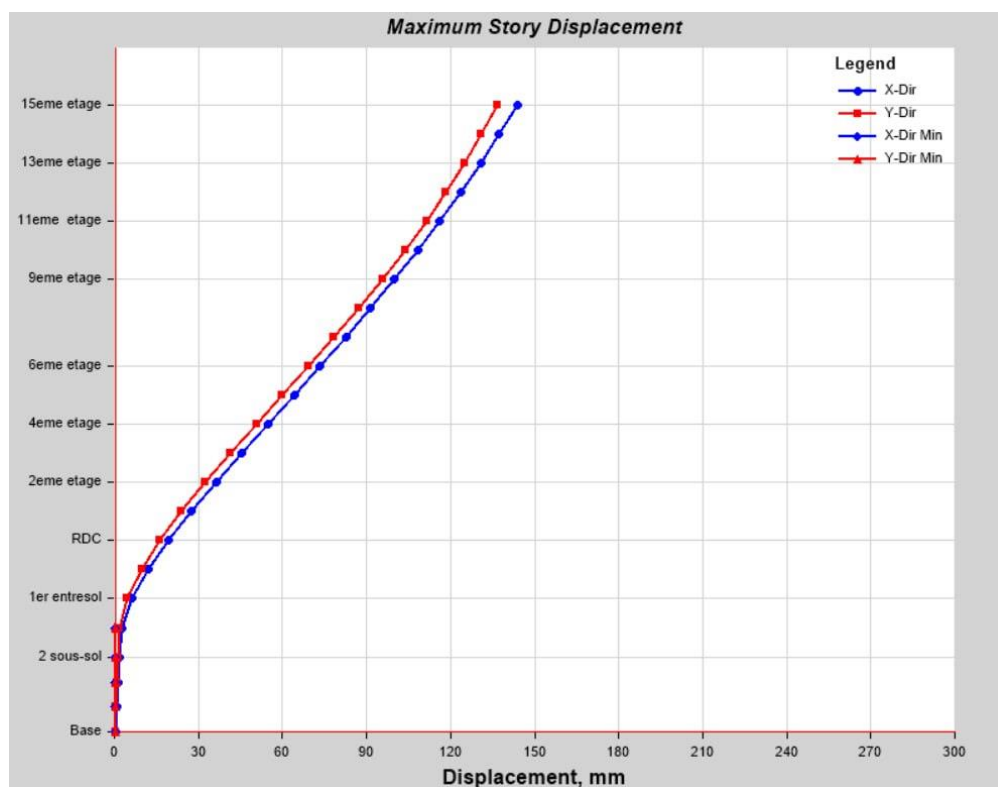


Figure V.10 : Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant X.

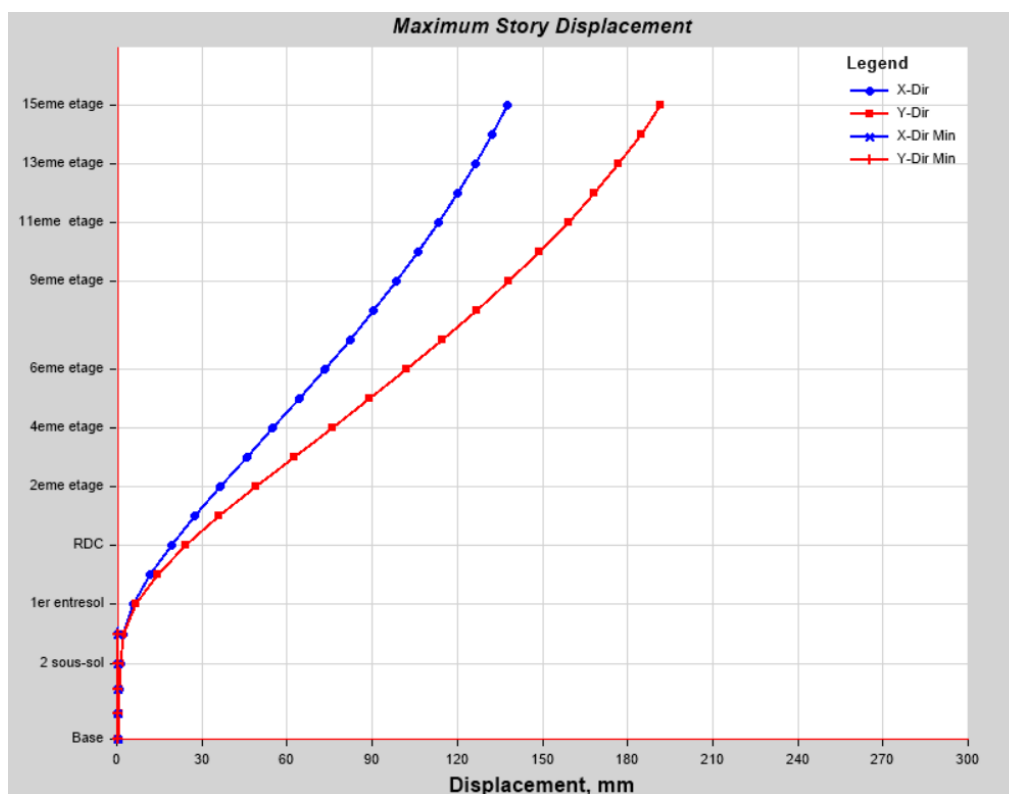


Figure V.11: Déplacements des étages dus aux forces sismiques suivant Y.

V.6. SYNTHÈSE DES RESULTATS

Cette section présente une synthèse comparative des résultats obtenus pour les trois modèles étudiés (Modèles 1, 2 et 3), en termes de périodes propres, efforts tranchants à la base et déplacements inter-étages, afin d'évaluer l'influence des hypothèses de modélisation sur la réponse sismique de la structure.

V.6.1. Comparaison des périodes propres et des modes de vibration

Tableau V.13: Comparaison des périodes fondamentales et des modes de vibration.

Modelés	1	2	3
Période (s)	1,616	1,692	1,694
Pourcentage de Variation	Référence	+ 4,7 %	+ 4,8 %

Les résultats montrent une augmentation progressive de la période fondamentale en passant du Modèle 1 au Modèle 3, ce qui traduit une réduction de la rigidité globale du système à mesure que la modélisation se complexifie.

Dans le Modèle 1, la structure est supposée parfaitement encastree à sa base, ce qui représente la configuration la plus rigide. L'introduction des sous-sols et de la poussée des terres dans le Modèle 2 augmente la masse totale du système sans apport de rigidité proportionnel, ce qui allonge légèrement la période (+4,7 %). Dans le Modèle 3, la substitution de l'encastrement rigide par des ressorts de Winkler introduit une flexibilité supplémentaire à la base de la structure, résultant en une légère augmentation additionnelle de la période (+4,8 % par rapport au Modèle 1). L'appui élastique est toujours moins rigide qu'un encastrement parfait, ce qui allonge la période fondamentale.

V.6.2. Comparaison des efforts tranchants à la base

Tableau V.14 : Comparaison des efforts sismique.

Modelés	1	2	3
$V_{tx} (kN)$	22441,55	24574,29	22166,34
$V_{ty} (kN)$	17560,83	19667,59	17141,24

L'analyse comparative montre que le Modèle 2 génère les sollicitations les plus importantes (+9,5 % en X et +12,0 % en Y), une augmentation directement liée à l'accroissement de la masse mobilisée par les infrastructures en sous-sol qui amplifie les forces sismiques. À l'inverse, bien que le Modèle 3 conserve cette même configuration de masse, on observe une réduction des efforts tranchants : ce comportement s'explique par la prise en compte de l'amortissement du sol, dont la capacité de dissipation d'énergie atténue la transmission des efforts à la structure par rapport à un modèle à encastrement rigide.

V.6.3. Comparaison des déplacements des étages

Tableau V.15 : Comparaison des déplacements maximaux des étages(δ_k).

Modèle	$\delta_{k,x}(cm)$	Variation (%)	$\delta_{k,y}(cm)$	Variation (%)
Modèle 1	32,14	Référence	41,35	Référence
Modèle 2	34,39	+ 7,0 %	43,46	+ 5,1 %
Modèle 3	34,44	+ 7,2 %	43,51	+ 5,2 %

Les Modèles 2 et 3 affichent une augmentation des déplacements par rapport au modèle de référence (Modèle 1), atteignant +7,0 % dans la direction X et +5,1 % dans la direction Y. Cette hausse globale s'explique par l'introduction des sous-sols puis des ressorts de Winkler, qui apportent une flexibilité supplémentaire à la base de la structure et réduisent sa rigidité globale.

V.7. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à une étude comparative portant sur l'influence des hypothèses de modélisation sur la réponse sismique d'un bâtiment en R+15 avec 4 sous-sols, implanté sur un site de catégorie S2 (sol ferme). Trois modèles de complexité croissante ont été développés et analysés sous ETABS, allant du modèle de référence simplifié (base fixe au niveau de la superstructure) au modèle détaillé intégrant l'infrastructure et la modélisation des conditions aux limites réelles.

L'analyse comparative montre que les écarts en termes de déplacements latéraux et d'efforts tranchants restent minimes entre le modèle de référence et le modèle complet. En raison de la nature ferme du terrain (sol type S2), l'influence de l'infrastructure sur le comportement dynamique global demeure limitée, malgré la profondeur importante des niveaux enterrés.

Par conséquent, l'hypothèse d'encastrement à la base préconisée par le règlement parasismique fournit une approximation suffisamment précise et valide pour l'analyse globale de la structure. L'utilisation du modèle simplifiée à la base fixe est donc pleinement justifiée dans ce cas de figure, le modèle détaillé avec infrastructures restant néanmoins indispensable pour le dimensionnement et le ferrailage local des voiles périphériques soumis aux poussées des terres.

Le sol étant ferme (S2), les pourcentages de variation ne sont pas très importants comparés au modèle de référence. Pour un sol par exemple S3, les écarts auraient été plus importants.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre traite du ferraillage des éléments structuraux majeurs de notre ouvrage, à savoir les poutres, les voiles et les dalles. L'objectif est de déterminer les sections d'acier optimales capables de reprendre les sollicitations calculées précédemment, tout en garantissant la durabilité et la stabilité du bâtiment. Ce calcul est conduit selon les principes de **BAEL 91** et **CBA 93** et respecte rigoureusement les dispositions constructives imposées par le **RPA 2024** pour assurer un comportement ductile de la structure.

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont soumises à une flexion simple résultant de l'action combinée d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le calcul du ferraillage, effectuée à l'Etat Limite Ultime (ELU) puis à l'Etat Limite de Service (ELS), repose sur deux principes fondamentaux :

- Le moment fléchissant sert à déterminer la section des armatures longitudinales.
- L'effort tranchant conditionne le dimensionnement des armatures transversales.

L'ensemble de l'étude est réalisé conformément aux prescriptions réglementaires de **RPA 2024** et du **CBA 93**. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul (M, N et T) sont données par le **CBA 93** et **RPA 2024** :

- Combinaisons fondamentales
 - $1.35G+1.5Q$
 - $G+Q$
- Composantes horizontales de l'action sismique
 - $G+\psi Q+E_1$
 - $G+\psi Q+E_2$

Avec $\psi_1=0.3$ et $\psi_2=0.4$, les effets sismiques sont définis par :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $E_2 = \pm E_y \pm 0.3E_x$

VI.2.1. Exigences de ductilité pour la zone critique

Conformément à l'article 7.5.2 du **RPA 2024**, les zones critiques des poutres sont les parties de la poutre où les sollicitations sismiques sont les plus sévères, nécessitant des dispositions de ferraillage spécifiques pour garantir une ductilité suffisante à la structure.

Ces zones s'étendent à partir de la section transversale de connexion avec le nœud voile-poutre sur une distance L_{cr} . Cette longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_{cr} = 1.5 \times h$$

Où h représente la hauteur de la poutre.

Tableau VI.1 : Synthèse des longueurs critiques des poutres.

Nature des poutres	Hauteur h (cm)	Longueur critique $L_{cr}(cm)$
Poutres principales	55	82.5
Poutres secondaires	40	60

VI.2.2. Sollicitations de calcul

Le dimensionnement des armatures des poutres a été effectué sur les portiques du sens Y-Y, en adoptant une section de 35×55 cm.

Les résultats des moments de calcul ont été obtenus à l'aide du logiciel **ETABS V22.1** et sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Sollicitations extrêmes sur les poutres 35×55 cm.

Position	Etat limite	Combinaison	Moment de calcul (KN.m)
Sur appui	ELU	1.35G+1.5Q	-293,83
	ELS	G+Q	-207,06
	ELA	G+ ψ Q+E	-359,33
En travée	ELU	1.35G+1.5Q	165,88
	ELS	G+Q	116,82
	ELA	G+ ψ Q+E	127,68

Avec :

$M < 0$: Tend les fibres supérieures (nappe d'armatures supérieure).

$M > 0$: Tend les fibres inférieures (nappe d'armatures inférieure).

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Le dimensionnement des armatures longitudinales est régi par les prescriptions de **l'article 7.5.2 du RPA 2024**. Les conditions normatives suivantes doivent être impérativement respectées :

- Le pourcentage minimal total d'acier, sur toute la portée de la poutre, est fixé à 0.5%. Concernant le pourcentage maximal, il ne doit pas excéder 4% en zone courante et 6% dans les zones de recouvrement.
- La poutre doit comporter au minimum deux barres longitudinales de haute adhérence (HA) de diamètre 14mm, positionnées en travées supérieures et inférieures sur toute sa longueur.

- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures relevée sur appuis doit être prolongé de manière continue sur l'ensemble de la poutre.
- Pour la zone VI, La longueur minimale de recouvrement est établie à 60ϕ .

➤ **Ferraillage maximale et minimale**

Tableau VI.3: Ferraillage maximale et minimale pour les poutre $35 \times 55 \text{ cm}^2$.

Section d'armatures	Poutre $35 \times 55 \text{ cm}^2$
$A_{min}(0.5\%)$	9,63
A_{max} pour la zone courante(4%)	77
A_{max} pour la zone de recouvrement(5%)	115,5

➤ **Ferraillage calculé**

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé le logiciel **ROBOT expert**.

Tableau VI.4 : Les sections des armatures adoptées.

Position	A_s calculée (cm^2)	A_s' calculée (cm^2)	Choix des barres		A_s adoptée (cm^2)	A_s' adoptée (cm^2)
			Sup	Inf		
En travée	7,70	0	4HA20	4HA20	12,57	12,57
Sur appui	0	14,30	6HA20	4HA20	18,85	12,57

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Tableau VI.5: Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Vérification	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
En travée	207,07	2,60	18,00	Vérifiée	108,30	201,63	Vérifiée
Sur appui	116,82	1,50	18,00	Vérifiée	61,20	201,63	Vérifiée

➤ Vérification de la flèche

Conformément aux règles réglementaires de l'article B.6.5.1 du BAEL91/99, l'évaluation explicite de la flèche d'une poutre peut être omise si les trois conditions suivantes sont simultanément satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h : hauteur de la section.
- L : La portée entre nus d'appuis.
- M_t : Moment maximum en travée, $M_t = KM_0$.
- K : Coefficient réducteur $0.75 \leq K \leq 0.85$, on prend $K=0.75$.
- M_0 : Moment isostatique en travée.
- A_s : Section d'armatures tendues correspondantes

Donc :

$$\frac{h}{L} = \frac{0,55}{7,35} = 0,0748 \text{ et } \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0,55}{7,35} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\text{Sur appui : } \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8,84}{35 \times 51} = 0,0106 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } \frac{A_s}{b \times d} = \frac{10,65}{35 \times 51} = 0,006 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour une condition non vérifiée, la vérification de la flèche est nécessaire :

$$\text{La flèche totale } \Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} + f_{ji}.$$

Avec :

- Δf_t : flèche nuisible.
- f_{gv} : flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{gi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges (permanent et variables).
- f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes à la pose des cloisons.

Et la valeur seuil de la flèche admissible $\bar{f}$ est définie par :

$$\bar{f} = \frac{L}{f_e}$$

Tableau VI.6 : Vérification de la flèche.

Poutre	f_{gv}	f_{gi}	f_{pi}	Δf_t	$\bar{f}$	Vérification
35×55	4,70	2,20	6,50	9,00	14,70	Vérifiée

VI.2.4. Calcul des armatures transversales

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton

Selon l'Article A.5.1 du CBA93, la résistance des éléments fléchis soumis à des efforts tranchants doit être impérativement validée vis-à-vis de l'Etat Limite Ultime. Cette étape réglementaire vise à dimensionner les armatures transversales de l'âme tout en assurant que le béton ne court aucun risque de rupture par compression diagonale.

La contrainte tangente de calcul sous l'effort tranchant ultime maximum est définie par :

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

Où :

- b_0 : la largeur de l'âme.
- V_u : l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

La fissuration étant jugée préjudiciable, la contrainte tangente limite admissible $\bar{\tau}_u$ est déterminée conformément à l'Article A.5.2.1.1 du CBA93 et vaut :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} [0,15 f_{cj}; 4 \text{ MPa}]$$

Dans notre cas :

$$V_u = 207,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0,20755}{0,35 \times 0,9 \times 0,55} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} [0,15 \times \frac{30}{1,5}; 4 \text{ MPa}] = 3,00 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes des poutres 35×55 cm².

Poutre	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification τ _u < $\overline{\tau}_u$
35×55	207,55	1,20	3,00	Vérifiée

➤ **Détermination de armatures transversales**

Selon l'Article A.7.1.1 du CBA93, le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right]$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On opte pour des aciers de haute adhérence de nuance FeE500 avec un diamètre de $\phi_t = 8$ mm

L'espacement maximal théorique de construction imposé par le **CBA 93** est :

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

D'après l'Article A.5.1.2.2 du CBA93, l'espacement maximal s_t des cours transversaux est limité par la section minimale d'armatures A_t selon la relation suivante :

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

Donc :

$$s_t \leq \frac{2,01 \times 500}{0,4 \times 350} = 71,79 \text{ cm}.$$

Selon l'Article A.5.1.2.3 du CBA93, la vérification de la résistance des armatures d'âme vis-à-vis de l'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0,9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Tel que

- $k=1$ en flexion simple et sans reprise de bétonnage.
- α : angle d'inclinaison des armatures transversales par rapport à l'axe longitudinal de la poutre (souvent $\alpha = 90^\circ$ pour les cadres verticaux).

Donc :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} = \frac{1,15 \cdot (1,2 - 0,3 \times 2,4 \times 1)}{0,9 \times 500 \times 1}$$

$$s_t = 46,8 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq 0,003.s.b$$

Avec :

s : espacement des armatures transversales.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé conformément aux exigences réglementaires comme suit :

- Dans la zone nodale

$$s = \text{Min}\left[\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5\text{cm} ; 6\phi_l\right]$$

Avec :

ϕ_t : Le diamètre des armatures de confinement.

ϕ_l : Le diamètre des barres longitudinales.

Donc :

$$s = \text{Min}\left[\frac{55}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5\text{cm} ; 6 \times 1,4\right] = 8,4\text{cm}.$$

- Dans la zone courante

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

Où :

$$s' = \text{Min}\left[\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right]$$

Donc :

$$s' = \text{Min}\left[\frac{55}{4} ; 12 \times 1,4\right] = 13,75\text{cm} < 27,5\text{cm}$$

Tableau VI.8 : Ferraillage transversales pour les poutres 35×55 cm².

Poutre	ϕ_t (mm)	Choix de barres	A_t (cm ²)	s_1 (cm)	s_2 (cm)	s_3 (cm)	s' (cm)	s (cm)	s' adopté (cm)	s adopté (cm)	A_{tmin} (cm ²)
35×55	8	4HA8	2,01	40	71,79	25,40	27,50	8,40	15	8	1,58

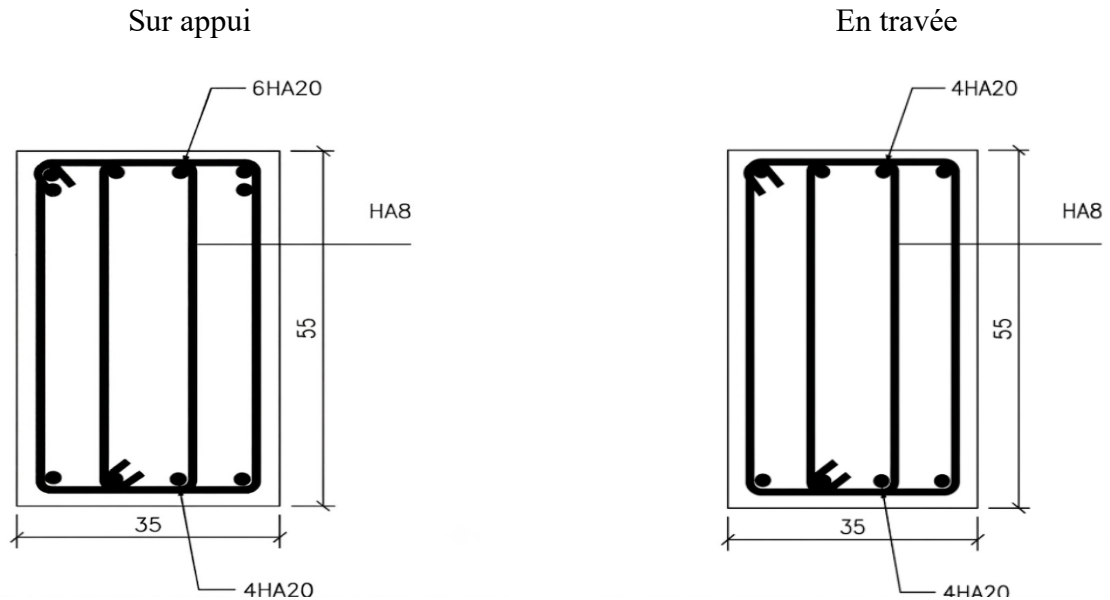


Figure VI.1: Ferraillage des poutres $35 \times 55 \text{ cm}^2$.

VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES

Cette partie détaille le ferraillage du voile V_{02} (RDC), dimensionné selon le **BAEL91 modifié 99** et le **RPA2024** à travers deux types d'acier :

- Les armatures verticales : pour reprendre la flexion composée (N et M).
- Les armatures longitudinales : Pour résister à l'effort tranchant (V).

Les calculs intègrent les vérifications d'élancement, de cisaillement et de ductilité afin de confiner la zone de rotule plastique sur la hauteur critique, maintenant le reste du voile en comportement élastique.

La figure VI.2 représente la nomenclature des voiles du RDC ainsi que la localisation du voile de référence choisie dans nos calculs de ferraillage.

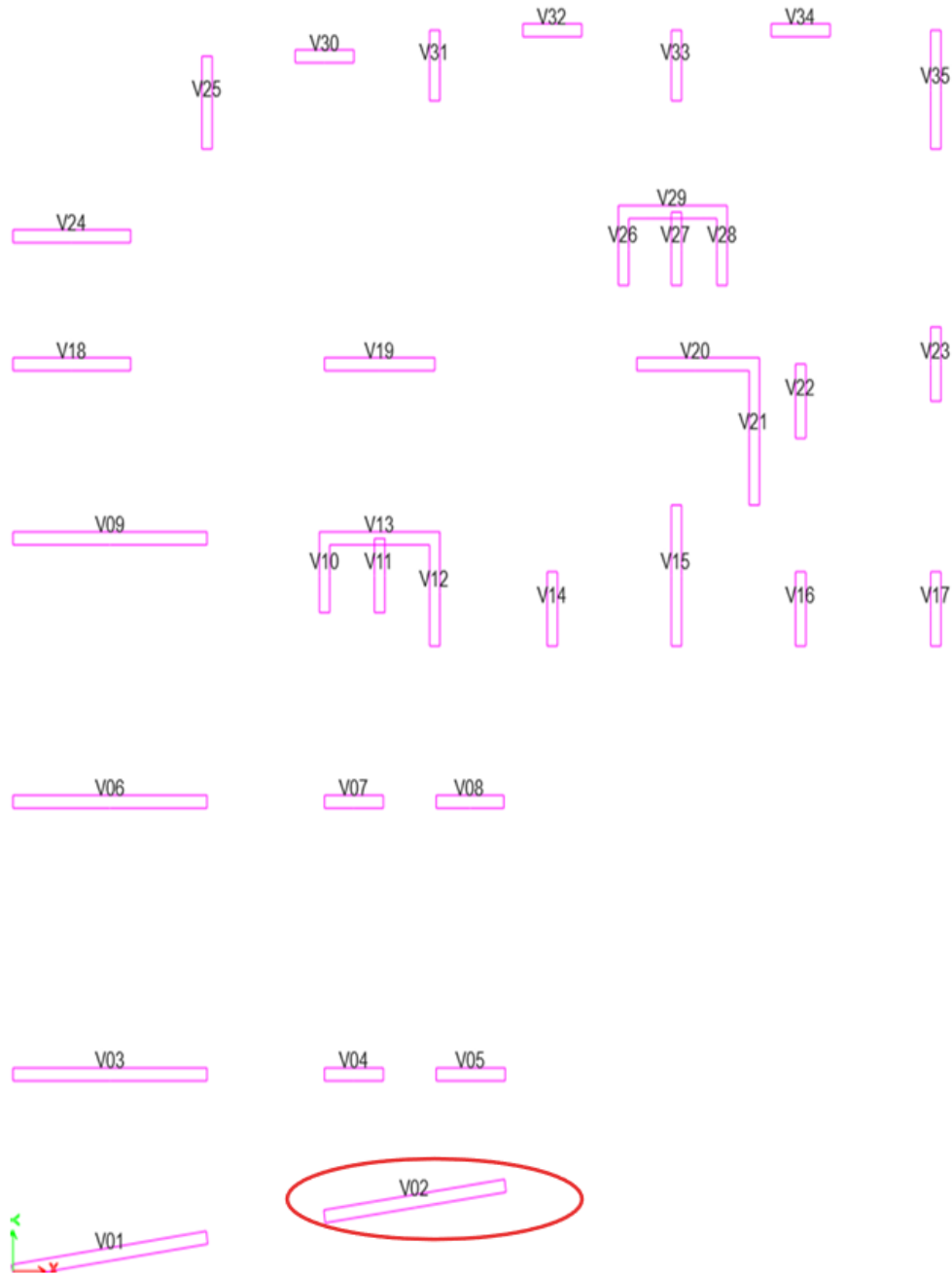


Figure VI.2: Nomenclature des voiles du RDC et localisation du voile V_{02} .

VI.3.1. Vérification de l'effort normal réduit

Afin de prémunir la structure contre tout risque de rupture fragile ou d'écrasement prématuré des voiles sous l'effet des sollicitations dynamiques induites par le séisme, le niveau de compression subi par le béton est sévèrement encadré. Conformément aux impératifs réglementaires de l'**Article 7.7.3 du RPA2024**, l'effort normal réduit de calcul noté ν , doit impérativement respecter le seuil admissible suivant :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Avec :

- N_d : L'effort axial de compression maximal agissant sur la section.
- B_c : L'aire de la section transversale brute de béton du voile considéré.

Donc :

$$\nu = \frac{15256,76}{2,275 \times 30} = 0,22 \leq 0,40 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.2. Vérification de la condition d'élancement

Selon l'article 7.7.4 du RPA 2024, les voiles et les trumeaux sont dimensionnés en flexion composée sous l'effet d'un effort tranchant agissant dans leur plan moyen. L'analyse tient compte du rapport h_w / l_w (hauteur totale sur longueur) pour identifier les zones dissipatives. Une attention particulière est portée à la **hauteur critique** h_{cr} , zone où les déformations inélastiques sont les plus importantes, définie par :

Selon le RPA 2024, les voiles sont dimensionnées en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression admissible est strictement limité par les prescriptions du règlement.

Le RPA 2024 distingue trois catégories de voiles selon leur rapport d'élancement $\frac{h_w}{l_w}$. Ce critère est fondamental car il conditionne le modèle de calcul et les enveloppes de moments à adopter :

- Voiles élancés : $\frac{h_w}{l_w} > 2$.
- Voiles courts : $\frac{h_w}{l_w} \leq 2$.
- Voiles de grandes dimensions $\frac{h_w}{l_w} \leq 2/3$.

Dans notre cas $\frac{h_w}{l_w} = 8,92 > 2$ donc le voile P_{xy2} est un voile élancé.

VII.3.3. Calcul de la hauteur critique

La hauteur de la zone critique (h_{cr}), mesurée à partir de la base du voile, est estimée par :

$$h_{cr} = \text{Max} \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right)$$

Et :

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

Où :

- h_e : la hauteur libre de chaque niveau.
- h_w : la hauteur du voile.

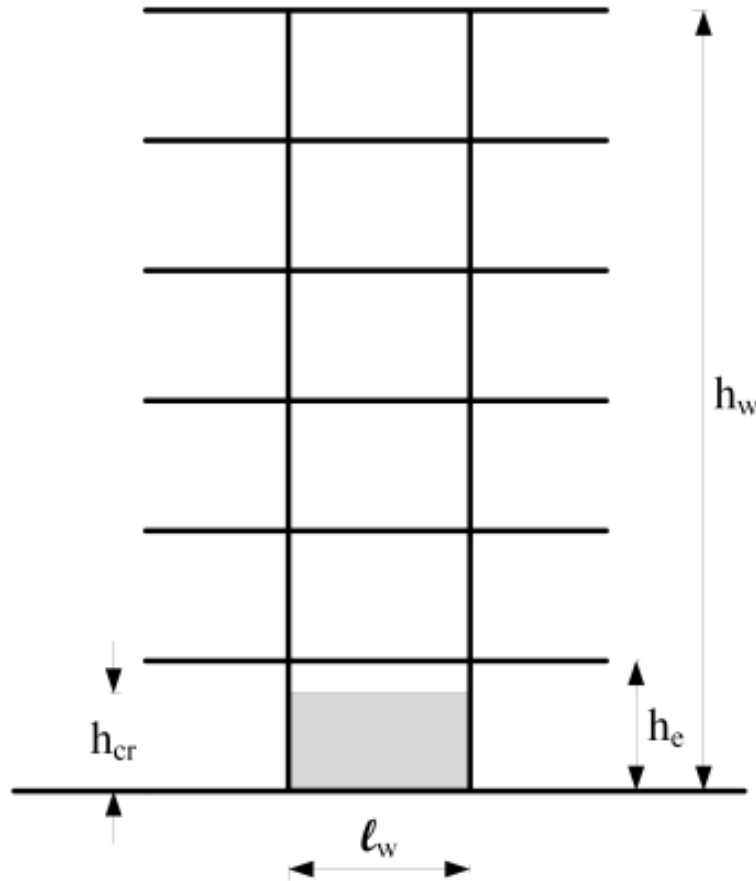


Figure VI.3: Zone critique à la base du voile.

Nous donnons ci-dessous le détail de calcul de h_{cr} . Nous avons choisi la plus grande longueur des voiles est de $l_w=6,5\text{m}$ entre axe qui s'étend sur toute la hauteur du bâtiment soit $h_w=57,97\text{ m}$. Donc la hauteur critique devient :

$$h_{cr} = \max (6,5 \text{ m} ; 9,66 \text{ m}) = 9,66 \text{ m}$$

Cette hauteur critique doit respecter la condition :

$$h_{cr} = 9,66\text{m} \leq \begin{cases} 2 \times 6.5 = 13 \text{ m} \\ 2 \times 3,37 = 6,74 \text{ m} \end{cases}$$

On adopte $h_{cr} = 6,74 \text{ m}$.

Pour les autres voiles le calcul a donné les résultats ci-dessous (voir tableau VI.9) :

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des hauteurs critiques des voiles.

Voile	l_w (m)	h_{cr} (m)
V01	6,60	6,74
V02	6,50	6,74
V03	6,60	6,74
V04	2,00	4,00
V05	2,00	4,00
V06	6,60	6,74
V07	2,00	4,00
V08	2,00	4,00
V09	6,60	6,74
V10	2,00	4,00
V11	2,00	4,00
V12	2,90	5,80
V13	3,75	6,74
V14	2,00	4,00
V15	3,80	6,74
V16	2,00	4,00
V17	2,00	4,00
V18	2,00	4,00
V19	3,75	6,74
V20	4,00	6,74
V21	3,80	6,74
V22	2,00	4,00
V23	2,00	4,00
V24	2,00	4,00
V25	2,50	5,00

V26	2,00	4,00
V27	2,00	4,00
V28	2,00	4,00
V29	3,35	6,70
V30	2,00	4,00
V31	1,90	3,80
V32	2,00	4,00
V33	1,90	3,80
V34	2,00	4,00
V35	3,20	3,80

VI.3.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissants

La définition des moments fléchissant de calcul est cruciale lors de l'étude parasismique des voiles, car elle fixe le seuil des sollicitations extrêmes que la structure doit endurer. Afin d'intégrer le comportement plastique, le **RPA 2024** impose l'adoption d'un diagramme enveloppe rectifié.

En pratique, et conformément aux principes de **la figure 7.13 du RPA 2024**, cette méthode vise à couvrir les risques de rupture en flexion dans la région de base du voile. Le tracé s'effectue à travers ces deux étapes :

- On trace d'abord une droite de référence qui relie le moment fléchissant maximum relevé au niveau de la base de voile jusqu'à la valeur du moment au point le plus haut de la structure.
- Ce profil linéaire subit ensuite un déplacement géométrique vers le haut sur une longueur équivalente à la hauteur critique. Cette opération de décalage permet d'obtenir l'enveloppe finale, offrant ainsi une marge de sécurité rigoureuse sur toute la hauteur de refend face aux efforts de traction.

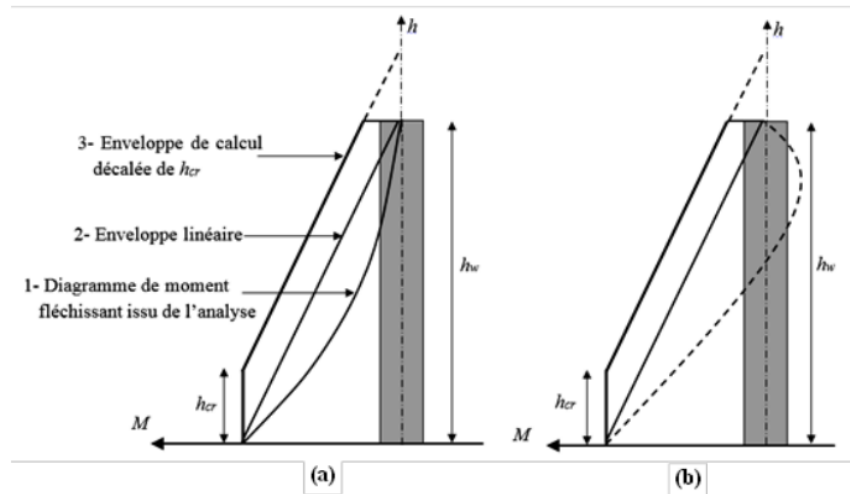


Figure VI.4: Schéma explicative de l'enveloppe de calcul pour les moments fléchissants.

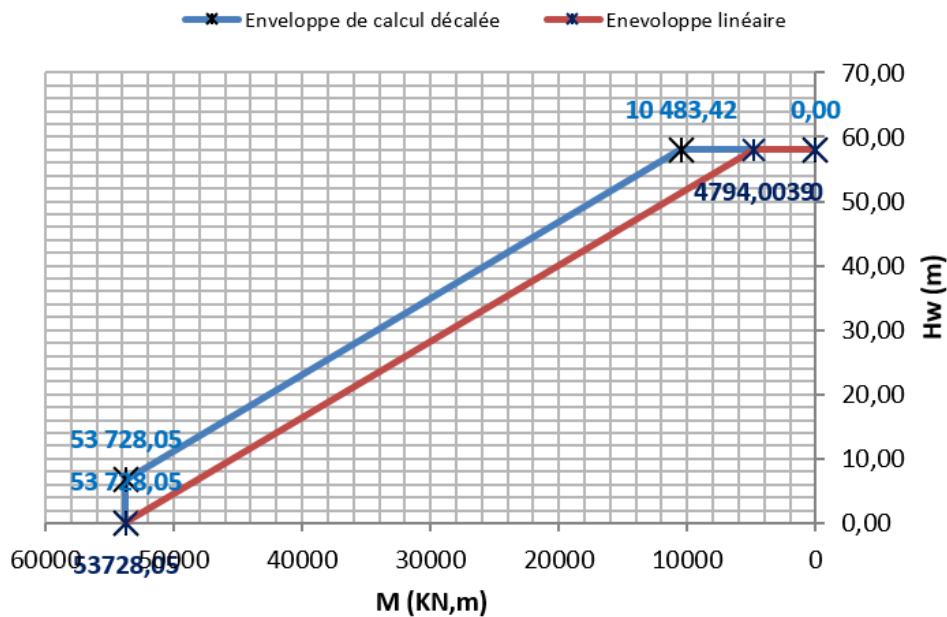


Figure VI.5: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants.

VI.3.5. Exigences de ductilité pour la zone critique

Conformément aux règles parasismiques en vigueur, les extrémités des voiles (éléments de rive) doivent être confinées pour assurer un comportement ductile de la structure sous sollicitations cyclique. Le confinement est réalisé sur une longueur l_c mesurée à partir du bord du voile.

a. Longueur de l'élément de rive l_c

La longueur de la zone confinée l_c doit vérifier la condition suivante :

$$l_c \geq \text{Max} (0,15l_w; 1,5b_w)$$

Donc :

$$l_c \geq \text{Max} (0,975; 0,525) = 9,75\text{cm}$$

On adopte une longueur de l'élément de rive de $l_c=2,5\text{m}$.

b. Epaisseur de l'élément de rive b_c

L'épaisseur des parties confinées doit vérifier :

$$b_c \geq 20\text{cm}$$

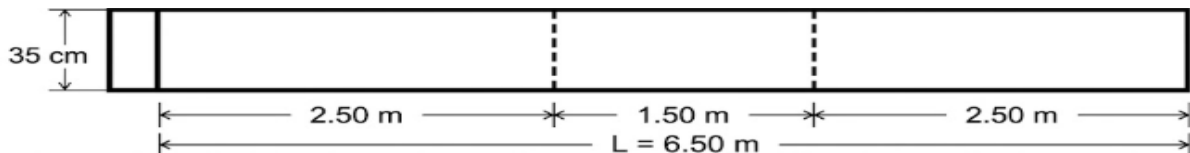
Et :

$$b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

Dans notre cas :

$$b_c \geq \frac{h_e}{10} = 33,7 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de l'élément de rive $b_c = 35\text{cm}$.



VI.3.6. Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive

Le dimensionnement des armatures longitudinales s'effectue en flexion composée sous l'action combinée de l'effort normal N et du moment fléchissant M . L'évaluation est menée sur la base de la configuration de charge la plus pénalisante.

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10: calcul et choix des armatures longitudinales.

$l_c(\text{m})$	$b_c(\text{cm})$	$M(\text{KN})$	$N(\text{KN})$	$A_{s\min}(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ Calculée} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_s \text{ adoptée} (\text{cm}^2)$
2,5	35	53728,05	-1350	26,25	232	48HA25	235.62

VI.3.7. Armatures transversales dans les éléments de rive

- L'espacement vertical maximal entre les nappes d'armatures de confinement s_t est déterminé de manière à satisfaire les exigences constructives réglementaires les plus restrictives :

$$s_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right)$$

Où :

- b_0 : l'épaisseur du noyau de béton confiné, mesurée hors enrobage ($b_0 = b_c - 2c$);
- ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales mis en œuvre dans l'élément de rive avec $\phi_l \geq 12mm$.

De plus la distance horizontale maximale autorisée entre deux barres verticales consécutives liées par une armature transversale ne doit pas dépasser 20 cm.

- La section totale des aciers transversaux A_t , disposée parallèlement à l'épaisseur de la paroi sur toute la hauteur critique h_{cr} , doit impérativement vérifier la plus défavorable des deux conditions suivantes :

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

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

Avec :

- A_g : section brute de l'élément de rive.
- A_c : section du noyau de béton délimité par les armatures de confinement.

Tableau VI.11 : Armatures transversales dans les éléments de rive.

$b_0(\text{cm})$	$s_t(\text{cm})$	$A_g(\text{cm}^2)$	$A_c(\text{cm}^2)$	$A_t \text{ Calculée } (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_t \text{ Adoptée } (\text{cm}^2)$
30	10	5250	4350	1,62	12HA10	3,14

VI.3.8. Ferraillage de l'âme du voile

➤ **Aciers verticaux**

Conformément aux prescriptions réglementaires, les aciers verticaux de la zone courante doivent se composer de deux grilles de barres présentant les mêmes caractéristiques d'adhérence. Ces nappes sont solidarises par les épingles ou des étriers de maintien disposés à raison d'une liaison tous les 500mm environ

Le diamètre maximal admis pour ces armatures, noté ϕ_{max} , est encadré par la condition, suivante :

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

L'espacement de ces barres verticales ne doit pas excéder le seuil minimal défini entre une valeur de 250mm et un pas proportionnel au diamètre des aciers :

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

Sur les plans constructif, les barres verticales parvenant au niveau supérieur de la structure doivent comporter obligatoirement des crochets d'ancrage en tête. Pour l'ensemble des niveaux sous-jacents, la continuité des aciers est assurée par un simple recouvrement droit sans crochets.

Pour notre cas :

$$8\text{mm} \leq \phi_{max} \leq 43,75\text{mm}$$

On adopte des barres HA14($\phi_v = 14\text{mm}$), ce qui respecte la plage réglementaire [8mm ;43,75mm].

Donc :

$$s_v \leq 25\text{cm}$$

On fixe $s_v = 20\text{cm}$.

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

$$A_{min} = 0,2\% \times s \times b_w$$

Tableau VI.12 : Choix des armatures verticales de l'âme du voile.

$\phi_v(\text{cm})$	$s_v(\text{cm})$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix de barres	$A_v(\text{cm}^2)$
14	20	1,4	2HA10	1,57

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Conformément aux l'Article 7.7.2 du RPA 2024, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être limité selon la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \leq 0,2 f_{c28}$$

Avec :

- $\bar{V}$: Effort tranchant majoré, $\bar{V} = 1,4V_u$.
- b_w : Epaisseur du voile.
- d : Hauteur utile avec $d = 0,9h$
- h : Hauteur totale de la section brute.

Donc :

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 3467,34}{0,35 \times 0,9 \times 57,97} = 0,27 \leq 6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Aciers horizontaux**

Calculés principalement pour mobiliser la résistance vis-à-vis du cisaillement, les aciers horizontaux doivent être ancrés de façon rigoureuse aux extrémités du voile et satisfaire la condition d'équilibre suivante :

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

Où :

- $\bar{V}$: Effort tranchant de calcul majoré ;
- z : Bras de levier du couple interne, mesuré entre les centres de gravité des armatures des deux éléments de rive ;
- s : Espacement vertical des lits d'armatures horizontales.

Tableau VI.13 : Choix des armatures horizontales de l'âme du voile.

s(cm)	V(KN)	Z(cm)	f_e (MPa)	A_h Calculée (cm^2)	Choix des barres	A_h Adoptée (cm^2)
20	3467,34	500	500	2,77	4HA10	3,14

VII.3.9. Dimensionnement du voile au-dessus de la zone critique

Au-delà de la hauteur critique, la partie supérieure du voile est calculée dans le domaine élastique selon les règles usuelles du béton armé. Afin de prémunir cette zone de toute plastification prématurée, le dimensionnement s'appuie sur le diagramme enveloppe des moments et sur un effort tranchant majoré.

➤ **Eléments de rive du voile**

Tableau VI.14: Ferraillage longitudinal des éléments de rive du voile au-dessus de la zone critique.

H_i (m)	N_i (KN)	M_i (KN.m)	A_{smin} (cm^2)	A_{sv} (cm^2)
57,97	-68,21	10483,42	26,25	40,23
54,57	-79,54	13353,45	26,25	51,76
51,17	-186,57	16223,48	26,25	62,37
47,77	-264,20	19093,52	26,25	73,56
44,37	-387,79	21963,55	26,25	84,47
40,97	-459,50	24833,58	26,25	96,23

34,17	-564,73	10821,07	26,25	35,68
37,57	-671,84	30573,64	26,25	120
30,77	-798,39	33443,68	26,25	132
27,37	-890,54	36313,71	26,25	145
23,97	-1011,71	39183,74	26,25	158
20,57	-1120,48	42053,77	26,25	171
17,17	-1224,35	44923,80	26,25	185
13,77	-1305,58	47793,84	26,25	199
10,37	Déjà calculée			
6,97				
3,57				
0,00				

➤ L'âme du voile

Tableau VI.15: Ferrailage horizontale de l'âme du voile au-dessus de la zone critique.

$H_i(\text{m})$	$V_i(\text{KN})$	$A_{hmin}(\text{cm}^2)$ e=20cm	$A_h(\text{cm}^2)$
57,97	1048,71	1,4	1,19
54,57	1048,71	1,4	1,19
51,17	766,46	1,4	0,87
47,77	1084,75	1,4	1,23
44,37	1326,56	1,4	1,50
40,97	1518,99	1,4	1,72
34,17	1700,90	1,4	1,92
37,57	1901,18	1,4	2,15
30,77	2129,02	1,4	2,41
27,37	2300,98	1,4	2,60

23,97	1964,68	1,4	2,22
20,57	2656,04	1,4	3,00
17,17	2015,21	1,4	2,28
13,77	2482,65	1,4	2,81
10,37	Déjà calculée		
6,97			
3,57			
0,00			

VI.3.10. Conditions de ductilité locale

Conformément à l'Article 7.7.5 du RPA 2024, la ductilité locale des voiles rectangulaires est assurée en vérifiant le taux d'armatures de confinement des zones de rive par la formule suivante :

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

Cette vérification doit également s'accompagner d'une longueur minimale de zone comprimée définie par la relation :

$$l_{c,calcul} \geq \max (0,15l_w, 1,5b_w)$$

Tableau VI.16: Vérification de la condition de ductilité locale.

$\chi_u(\text{cm})$	240,67
$v_d(\text{KN})$	0,22
ω_v	0,09
ε_{cu}	0,0035
$\omega_{\omega d}$	0,264
$\varepsilon_{cu,c}$	0,0238
α_n	0,944

α_s	0,814
α	0,768
$[30. \mu_{\varphi} . (\nu_d + \omega_v) . \varepsilon_{sy.d} . \frac{b_c}{b_0} - 0,035] / \alpha$	0,059
$\varepsilon_{sy.d}$	0,0025
μ_{θ}	5,444
$l_{c,calcul}(\text{cm})$	205,33
Condition	Vérification
$\omega_{od} \geq [30. \mu_{\varphi} . (\nu_d + \omega_v) . \varepsilon_{sy.d} . \frac{b_c}{b_0} - 0,035] / \alpha$	Vérifiée
$l_{c,calcul} \geq \max (0,15l_w, 1,5b_w)$	Vérifiée

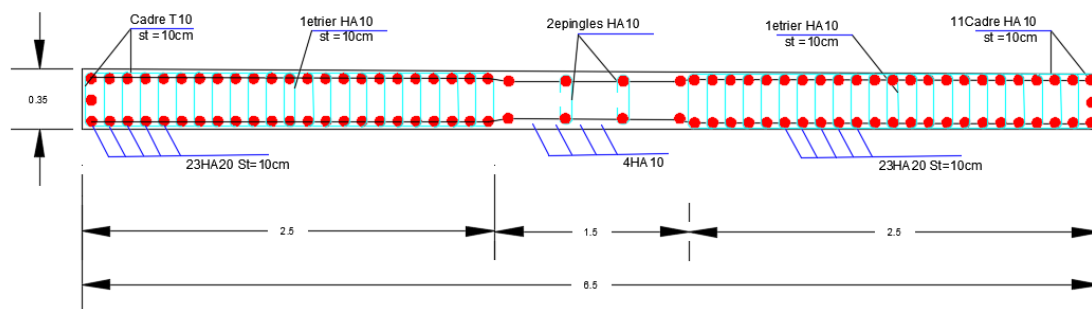


Figure VI.6: Ferrailage du voile (zone critique).

VI.4. FERRAILAGE DES DALLES

Le ferrailage des dalles est mené en stricte conformité avec les critères réglementaires du **CBA 93**, assurant de fait la sécurité, l'équilibre et la pérennité de l'ouvrage sous l'action des différentes charges. Dans le cadre de ce projet, les effort internes selon les directions orthogonales X et Y ont été extraits des résultats du modèle numérique global développé sur le logiciel **ETABS**.

Afin d'illustrer la démarche de calcul, l'étude est présentée sur un panneau de plancher représentatif et particulièrement sollicité, dont les dimensions entre nus d'appuis sont de 7m×6,25m et l'épaisseur est de 20cm.

VI.4.1. Sens de travail

Le comportement du panneau se détermine par le rapport de forme α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6,25}{7} = 0,89$$

La condition $0,4 < \alpha < 1$ étant largement vérifiée, la dalle développe un comportement bidirectionnel. Les moments fléchissants se répartissent ainsi sur les deux axes.

VI.4.2. Ferraillage de la dalle**Tableau VI.17: Ferraillage de la dalle.**

Sens	Position	M(KN.m)	$A_{\min}$ (cm^2/ml)	A_s (cm^2/ml)	Choix des barres	A_s adoptée (cm^2)
X-X	En travée	17,32	2	2,46	7HA12	7,91
	Sur appui	-11,55		1,64		
Y-Y	En travée	13,15	2	1,87	7HA12	7,91
	Sur appui	-8,77		1,25		

VI.4.3. Ecartement des armatures

Selon les prescriptions de l'Article A.7.2.4.2 du CBA 93, l'écartement maximal des barres d'une même nappe est limité afin de prévenir les risques de fissuration préjudiciable. Les limitations pour les dalles soumises exclusivement à des charges réparties sont définies comme suit :

- Suivant X-X :

$$S_t \leq \min(3h_0; 33cm) = \min(60cm; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 15cm \leq 33cm$$

- Suivant Y-Y :

$$S_t \leq \min(4h_0; 40cm) = \min(80cm; 40cm) = 40cm$$

$$S_t = 15cm \leq 40cm$$

VI.4.4. Calcul des armatures transversales (armatures de cisaillement)

Selon l'Article A.5.2.2 du CBA 93, la vérification de la contrainte de cisaillement à l'ELU pour la dalle pleine de 20cm d'épaisseur (6,25×7m) donne les résultats suivants :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,40 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b d} = \frac{25300}{1000 \times 180} = 0,14 \text{ MPa}$$

Avec

$V_{u\max}$: l'effort tranchant maximal à ELU.

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est requise.

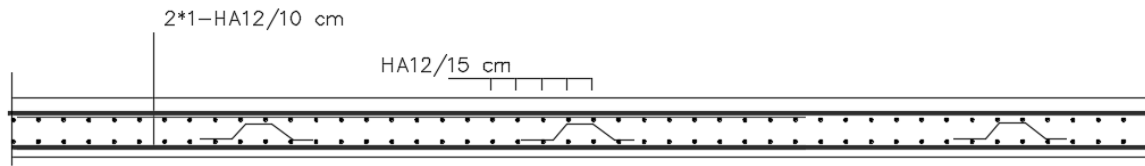


Figure VI.7: Coupe A-A : Ferraillage de la dalle.

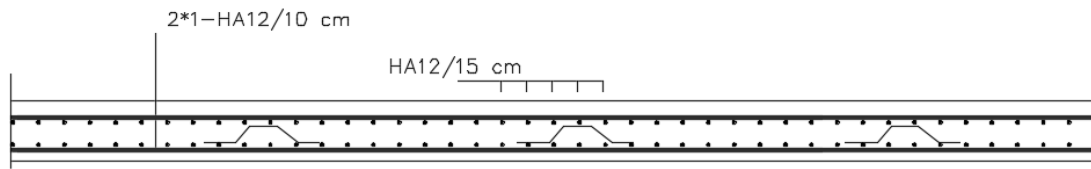


Figure VI.8 : coupe B-B : Ferraillage de la dalle.

VI.5. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement et à la détermination du ferraillage des composants structuraux majeurs de notre ouvrage, à savoir les poutres, les voiles et les dalles. Menée de façon minutieuse, cette étude s'est appuyée rigoureusement sur les critères de déformabilité et de résistance dictés par le **CBA 93**, tout en intégrant les dispositions constructives impératives du **RPA 2024** pour garantir une excellente ductilité globale sous sollicitations sismiques.

A travers une démarche d'optimisation technique, toutes les vérifications indispensables ont été satisfaites : de la maîtrise des contraintes dans le béton jusqu'au respect des ratios d'acier, assurant ainsi la stabilité, la sécurité et la pérennité de la structure.

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA FONDATION

VII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure d'un ouvrage désigne l'ensemble des éléments situés sous le niveau du terrain naturel, dont le rôle principal est de transmettre les charges de la superstructure au sol en assurant la stabilité du bâtiment. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, les charges transmises et la profondeur du bon sol.

On distingue deux grandes familles de fondation :

- **Les fondations superficielles** : telles que les semelles isolées, filantes ou les radiers, utilisées lorsque le sol porteur se trouve à faible profondeur ;
- **Les fondations profondes** : telles que les pieux ou les puits, nécessaires lorsque le bon sol est à grande profondeur.

Ce chapitre présente le choix et le dimensionnement du système de fondation retenu pour notre projet, ne se basant sur les données géotechniques du site et les exigences du RPA 2024, en utilisant les combinaisons de charges suivantes :

$$\begin{cases} G + 0.2Q \pm 1.4E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4E_y \end{cases}$$

VII.2. CHOIX DE TYPES DE FONDATIONS

D'après les résultats géotechniques disponibles, compte tenu de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par une structure lourde et de grande hauteur, l'utilisation de semelles isolées ou filantes aurait conduit à de grands logeurs avec risque de chevauchement des zones d'influence entre semelles voisines.

C'est pourquoi nous avons opté pour un radier nervuré, qui assure une répartition uniforme des charges sur l'ensemble de la surface, limite les tassements différentiels et offre une bonne rigidité d'ensemble tout en facilitant l'exécution des travaux.

VII.3. ETUDE DU RADIER

Le radier nervuré est une dalle en béton armé renforcée par des nervures, couvrant toute la surface de l'ouvrage. Dans notre projet, il est assimilé à un plancher nervuré renversé, soumis à la réaction du sol.

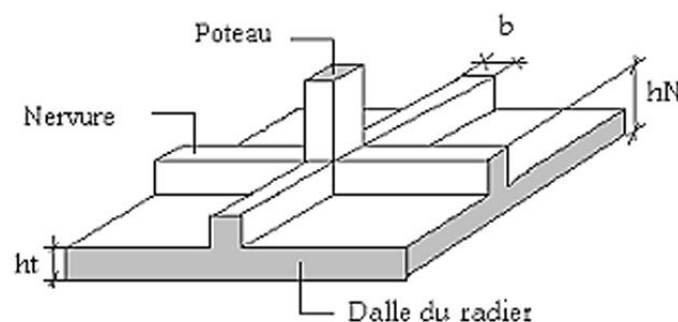


Figure VII.1 : Détails du radier nervuré.

VII.3.1 Prédimensionnement du radier

L'épaisseur de radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire**

- L'épaisseur du radier h_N :

$$h_N \geq \frac{L_{max}}{8}$$

- La hauteur de nervure h_t :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max} = 7.35m$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où $h_N \geq 0.91 m$

$$h_t \geq 0.37 m$$

➤ **Condition de la longueur élastique**

Le calcul est effectué en supposant un uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide si l'inégalité suivant est vérifiée :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad (\text{eq 1})$$

Avec:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} : \text{longueur élastique.}$$

$K = 35 MN/m^3$: coefficient de raideur su sol.

$$I = \frac{b h_N^3}{12} : \text{inertie de radier.}$$

b : bonde unitaire de 1m.

- De la condition (1) on tire h_N :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48K}{\pi^4 E} L_{max}^4} \Rightarrow h_N \geq 1.63 m.$$

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes, la valeur de l'épaisseur du radier à adopter est $h_N = 165cm$ et $h_t = 65 cm$.

VII.3.2 Détermination de la surface de radier

La surface de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N_{ser} : l'effort normal totale à l'ELS.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{236519.13}{300} = 788m^2$$

La surface nécessaire du radier étant supérieur à l'emprise du bâtiment ($1068.48 m^2$), un débord périphérique de 0.5 m est retenu sur chaque côté, conformément aux recommandations usuelles de dimensionnement, ce qui conduit à une surface totale de $1135 m^2$.

VII.3.3 Vérification nécessaires du radier

VII.3.3.1 Condition de non-poinçonnement

D'après CBA93 (article A.5.2.4), afin de s'assurer de résistance du radier au poinçonnement, il est nécessaire de vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile.

h : Hauteur totale du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier :

$$\mu_c = 2[(a + h) + (b + h)]$$

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

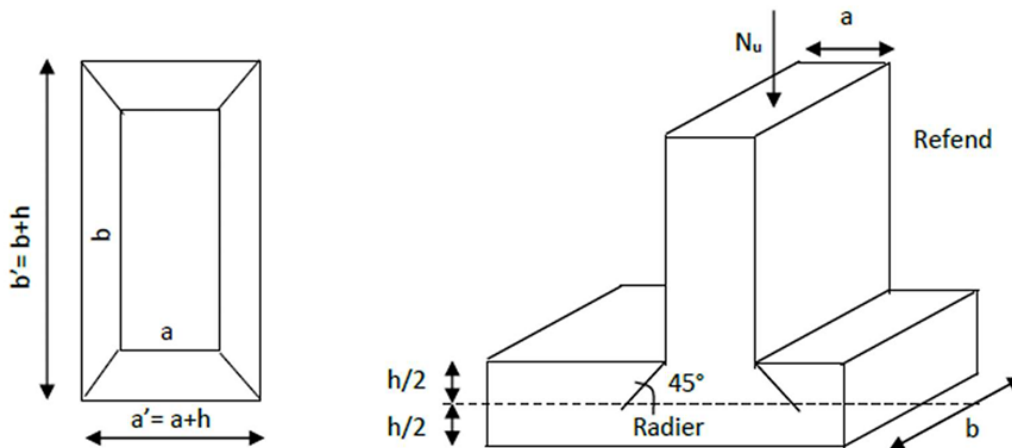


Figure VII.2 : Condition de non-poinçonnement.

Tableau VII.1: Vérification de non-poinçonnement.

Voile	Nu	a	b	h	μ_c	$\frac{0.045\mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
V1	13634,5568	0,35	6,60	1,65	20,5	30442,50	Condition vérifiée
V2	10458,1128	0,35	4,80	1,65	16,9	25096,50	Condition vérifiée
V3	14458,147	0,35	4,10	1,65	15,5	23017,50	Condition vérifiée
V4	9399,2578	0,35	3,80	1,65	14,9	22126,50	Condition vérifiée
V5	8613,9376	0,35	2,60	1,65	12,5	18562,50	Condition vérifiée
V6	4548,2484	0,35	2,00	1,65	11,3	16780,50	Condition vérifiée

VII.3.3.2 Vérification des contraintes de sol sous radier

La vérification de la capacité portante du sol sous radier a été effectuée sur le logiciel ETABS en exploitant l'option « Soil Pressure ». Pour ce faire, le comportement élastique du sol a été modélisé en introduisant un coefficient de réaction vertical de $K = 37 \text{ MPa/m}^2$, conformément aux prescriptions du rapport géotechnique. Les contraintes ont été analysées sous l'ensemble des combinaisons de calcul réglementaires (ELU, ELS et situation accidentelles).

La cartographie des pressions ainsi obtenue montre que les contraintes maximales développées sous la fondation restent inférieures à la contrainte admissible du sol ($\sigma_{adm} = 3 \text{ bars}$).

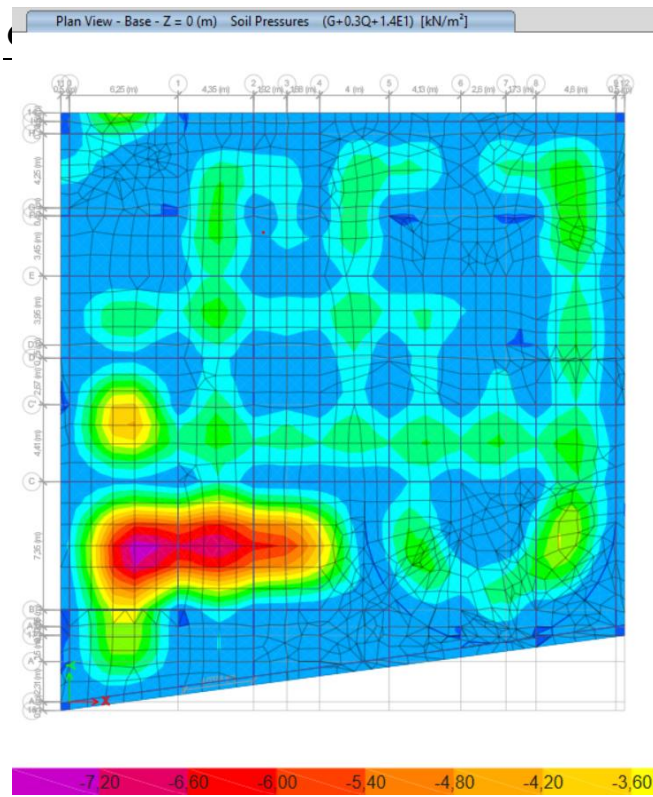


Figure VII.3 : Répartition des contraintes dans le sol – ELU.

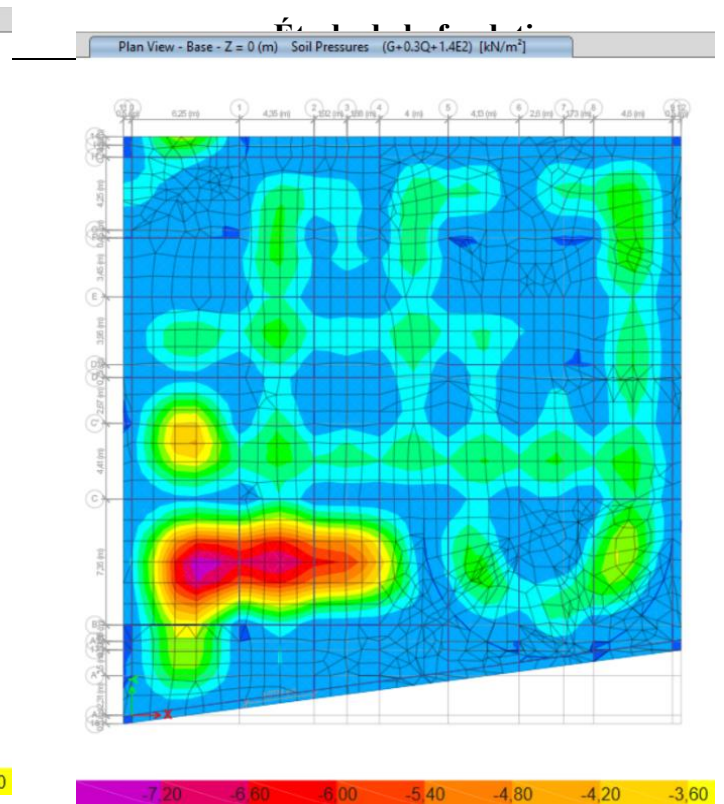


Figure VII.4 : Répartition des contraintes dans le sol – ELS.

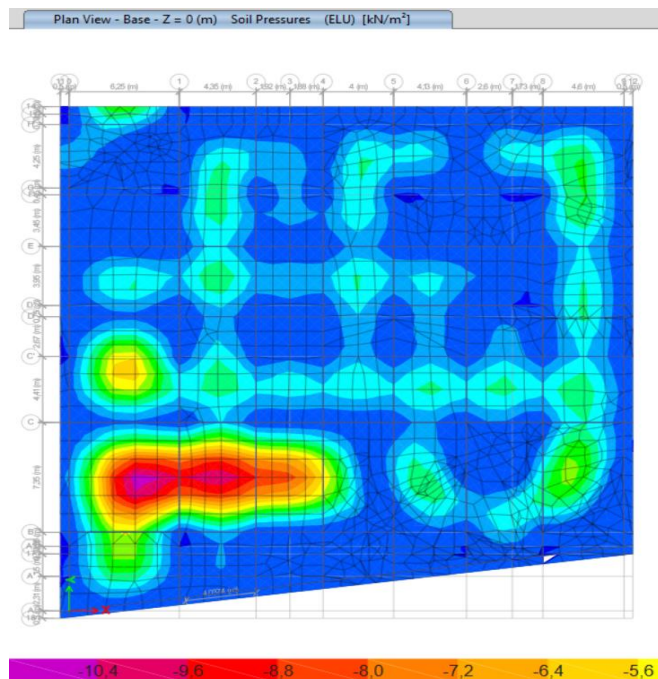


Figure VII.6 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA(E₁).

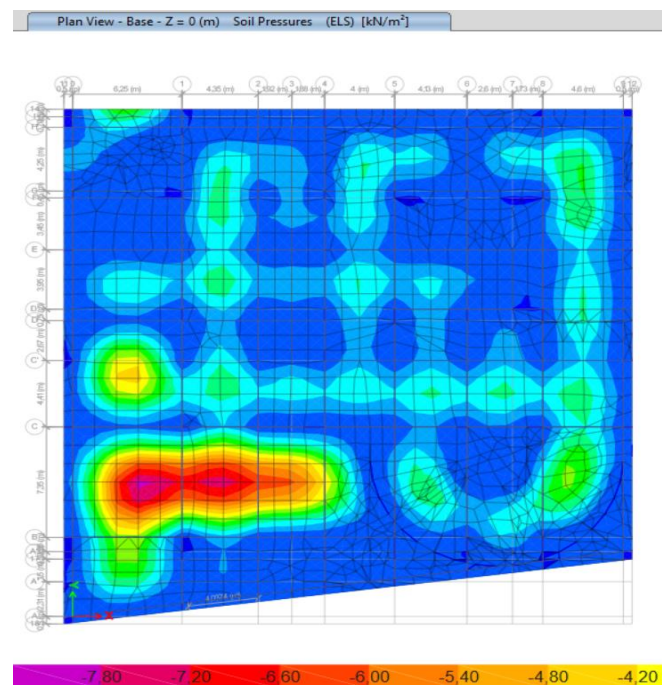


Figure VII.5 : Répartition des contraintes dans le sol – ELA(E₂).

VII.3.3.3 Vérification de la stabilité de radier au renversement et glissement

Conformément à l'article 5.5 du RPA2024, la vérification de l'équilibre d'ensemble du radier vise à assurer la stabilité globale du bâtiment contre le renversement et glissement sous charge sismiques. Les coefficients de sécurité minimaux à respecter sont 1.3 pour le renversement et 1.25 pour le glissement.

➤ **Moment stabilisant M_s :**

$$M_{s,x} = W_{tot} \times X_G$$

$$M_{s,y} = W_{tot} \times Y_G$$

Avec :

W_{tot} : le poids de l'ensemble (Bâtiment + fondation).

X_G, Y_G : coordonnées du centre de gravité de radier.

➤ **Moment de renversement à la base du radier M_r**

$$M_r = P_{ae,totale} \times Z + M_{action\ sismique}$$

Avec :

$P_{ae,totale}$: poussée dynamique des terres : 723.57KN /ml.

$M_{action\ sismique}$: Moment sismique à la base de la structure.

Z : bras de levier de la poussée par rapport à la base de la fondation.

Tableau VII.2 : Vérification vis-à-vis du renversement et glissements.

	M_s (KN. m)	M_r (KN. m)	M_s / M_r	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Sens X-X	5183930.13	1597202.126	3.24	Vérifie	Vérifie
Sens Y-Y	3137132.32	788570.2621	3.97	Vérifie	Vérifie

VII.3.4 Ferrailage du radier

VII.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est modélisé comme une dalle inversée, appuyée sur quatre cotés et sollicitée en flexion simple sous l'effet de la réaction du sol. Les efforts ont été extraits du modèle numérique ETABS, puis le ferrailage a été dimensionné via le logiciel ROBOT EXPERT sur une barre de 1m de largeur pour une section de (1 m x h_t), pour une fissuration préjudiciable.

➤ Suivant l'axe X-X

Tableau VII.3: Les moment fléchissant de la dalle du radier suivant X-X.

Combinaisons	M (KN.m)	
G+Q	Sur appuis	-110,979
	En travée	69,431
1.35G+1.5Q	Sur appuis	-150,924
	En travée	94,366
G+0.3Q±1.4E₁	Sur appuis	-105,834
	En travée	66,469
G+0.3Q±1.4E₂	Sur appuis	-105,834
	En travée	66,469

La section d'acier nécessaires étant respectivement de $6.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ en travée et $7.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur appuis, le ferrailage suivant est adopté :

- En travée (nappe supérieure) : 6HA25 /ml $\rightarrow A_s=29,45 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=15\text{cm}$
- Sur appuis (nappe inférieure) : 6HA25 /ml $\rightarrow A_s=29,45 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=15\text{cm}$

➤ Suivant l'axe Y-Y

Tableau VII.4: Les moment fléchissant de la dalle du radier suivant Y-Y.

Combinaisons	M (KN.m)	
G+Q	Sur appuis	-252,083
	En travée	164,655
1.35G+1.5Q	Sur appuis	-342,694
	En travée	223,806
G+0.3Q±1.4E₁	Sur appuis	-240,97
	En travée	157,557
G+0.3Q±1.4E₂	Sur appuis	-240,97
	En travée	157,557

La section d'acier nécessaires étant respectivement de $11.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$ en travée et $18.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur appuis, le ferrailage suivant est adopté :

- En travée (nappe supérieure) : 6HA25 /ml $\rightarrow A_s=29,45 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=15\text{cm}$
- Sur appuis (nappe inférieure) : 6HA25 /ml $\rightarrow A_s=29,45 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e=15\text{cm}$.

VII.3.4.3. Vérification à l'ELS

Tableau VII.5: Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Position	Mser (Kn.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
X-X	Travée	69,431	6.79	0.9	18	11.9	215.56	Vérifie
	Appuis	-110,979	9.24	1.5	18	18.7	215.56	Vérifie
Y-Y	Travée	164,655	12.06	2.2	18	27.2	215.56	Vérifie
	Appuis	-252,083	18.85	0.2	18	128.7	215.56	Vérifie

VII.3.4.1. Ferrailage de la nervure

On prend pour le calcul les nervures de section 35x165 cm². Elles seront calculées en flexion simple vis-à-vis des états limite ultime (ELU) en considérant une fissuration préjudiciable.

➤ Armatures longitudinales principales :

Les sections d'armatures longitudinales retenues en travée et sur appuis sont récapitulées ci-dessous :

Tableau VII.6 : Ferrailage de la nervure.

Poutre (cm)	M _{Travée} (Kn.m)	M _{appui} (Kn.m)	As (cm ²)		choix	
			Travée	Appuis	Travée	Appuis
35x165	138.34443	-257.8159	6.1	11.9	6HA16	6HA16

➤ Armatures de peau :

En raison de la grande hauteur de la section, des armatures de peau sont obligatoires pour limiter l'ouverture des fissures.

Conformément aux règles du BAEL, une section minimale de 3 cm²/m de hauteur par face est requise :

$$A_{\text{peau}} = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1,65 \text{ m} = 4,95 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

Nous adoptons un ferrailage constructif de 10H12 (soit 5HA12 par face), réparti avec un espacement vertical de 25 cm.

VII.3.4.2. Vérification de Cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,00 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b d} = \frac{272.78}{0.35 \times 1.485} = 524.83 \text{ KN}$$

Avec :

V_{umax} : l'effort tranchant maximal à ELU

$$\tau_u = 0.52MN \leq \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée.

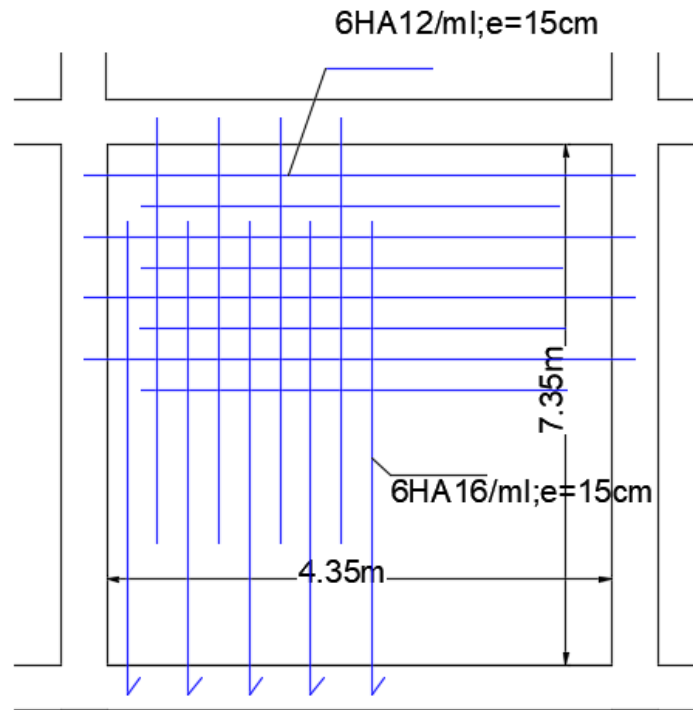


Figure VII.7: Schéma de ferrailage de la dalle du radier pour 1ml.

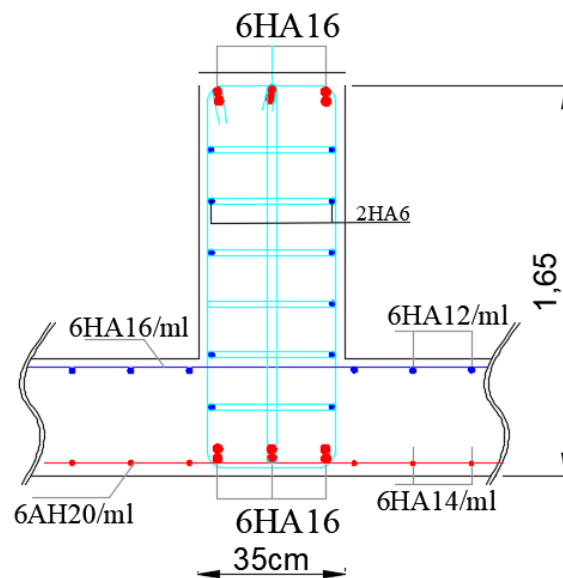


Figure VII.8 : Coupe du ferrailage du radier nervuré.

VII.4. CONCLUSION

Le dimensionnement du système de fondation a permis de retenir un radier nervuré répondant aux exigences de stabilité, de résistance et de portance du sol. Les différentes vérifications effectuées ont montré que les dispositions adoptées sont conformes aux critères de calcul réglementaires et garantissent le bon comportement de l'ouvrage.

CONCLUSIONS GRÉNÉRALES

CONCLUSION SGRÉNÉRALES

Au terme de ce projet de fin d'études, consacré à l'étude parasismique complète d'un bâtiment à usage multiple en béton armé de type R+15 avec quatre niveaux de sous-sols implanté à Chéraga, wilaya d'Alger, en zone sismique VI sur un sol de catégorie S2, il convient de dresser un bilan global des travaux réalisés, des enseignements tirés et des perspectives qu'ils ouvrent.

La démarche engagée a suivi une progression logique et cohérente, allant de la description et de la caractérisation de l'ouvrage jusqu'au dimensionnement complet de ses fondations. Le prédimensionnement des éléments porteurs et la descente de charges ont fourni une base solide pour la modélisation numérique. L'étude des éléments secondaires escaliers, poutrelles et acrotère a quant à elle permis de couvrir l'intégralité des composantes structurales du bâtiment avant d'aborder les phases d'analyse dynamique.

La contribution originale de ce travail réside dans l'étude comparative menée entre trois modèles de modélisation sismique de complexité croissante : un premier modèle à base fixe représentant l'hypothèse réglementaire classique, un deuxième intégrant les sous-sols et la poussée des terres environnantes, et un troisième s'appuyant sur des ressorts amortis de Winkler pour représenter les conditions d'appui réelles. Cette étude a permis de démontrer que, pour un sol ferme de catégorie S2, l'hypothèse d'encastrement à la base préconisée par le RPA 2024 constitue une approximation valide et sécuritaire pour l'analyse sismique globale de la structure. Elle a également mis en évidence que la modélisation complète intégrant les sous-sols reste indispensable pour le dimensionnement local des voiles périphériques soumis aux poussées des terres, ce qui impose en pratique une approche différenciée selon les objectifs poursuivis.

L'analyse sismique conduite par la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale a confirmé la conformité de l'ouvrage aux exigences du RPA 2024, en termes d'efforts sismiques, de déplacements inter-étages et de régularité structurale. Le ferrailage de l'ensemble des éléments structuraux a été établi dans le respect des conditions de ductilité locale en zone critique, conformément aux prescriptions conjointes du RPA 2024 et du BAEL 91 modifié 99 et CBA 93. Le système de fondation retenu, un radier avec nervures, a été dimensionné et vérifié au regard de l'ensemble des critères réglementaires de portance, de stabilité et de résistance.

Ce travail comporte néanmoins certaines limites qu'il convient de reconnaître honnêtement. L'analyse sismique a été conduite dans le cadre d'une approche linéaire pure, qui, bien que conforme aux exigences réglementaires, ne permet pas d'appréhender le comportement non linéaire de la structure au-delà du seuil élastique. Par ailleurs, la modélisation des conditions d'appui élastique a été réalisée de façon simplifiée, sans recourir à une modélisation tridimensionnelle complète du massif de sol.

Ces limites constituent autant de pistes d'approfondissement pour de futurs travaux. Il serait notamment pertinent d'étendre l'étude comparative à des terrains de catégories moins favorables, afin d'évaluer dans quelle mesure la nature du sol amplifie les écarts entre les différentes hypothèses de modélisation.

En définitive, ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appliquer de manière intégrée l'ensemble des compétences acquises en génie civil, depuis la conception structurale jusqu'à l'analyse sismique avancée, en passant par le dimensionnement réglementaire des éléments en béton armé. Il témoigne de la complexité et de la richesse des problématiques posées par la conception parasismique des bâtiments de grande hauteur à sous-sols multiples, et s'inscrit dans la démarche collective visant à renforcer la résilience du cadre bâti algérien face aux aléas sismiques.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

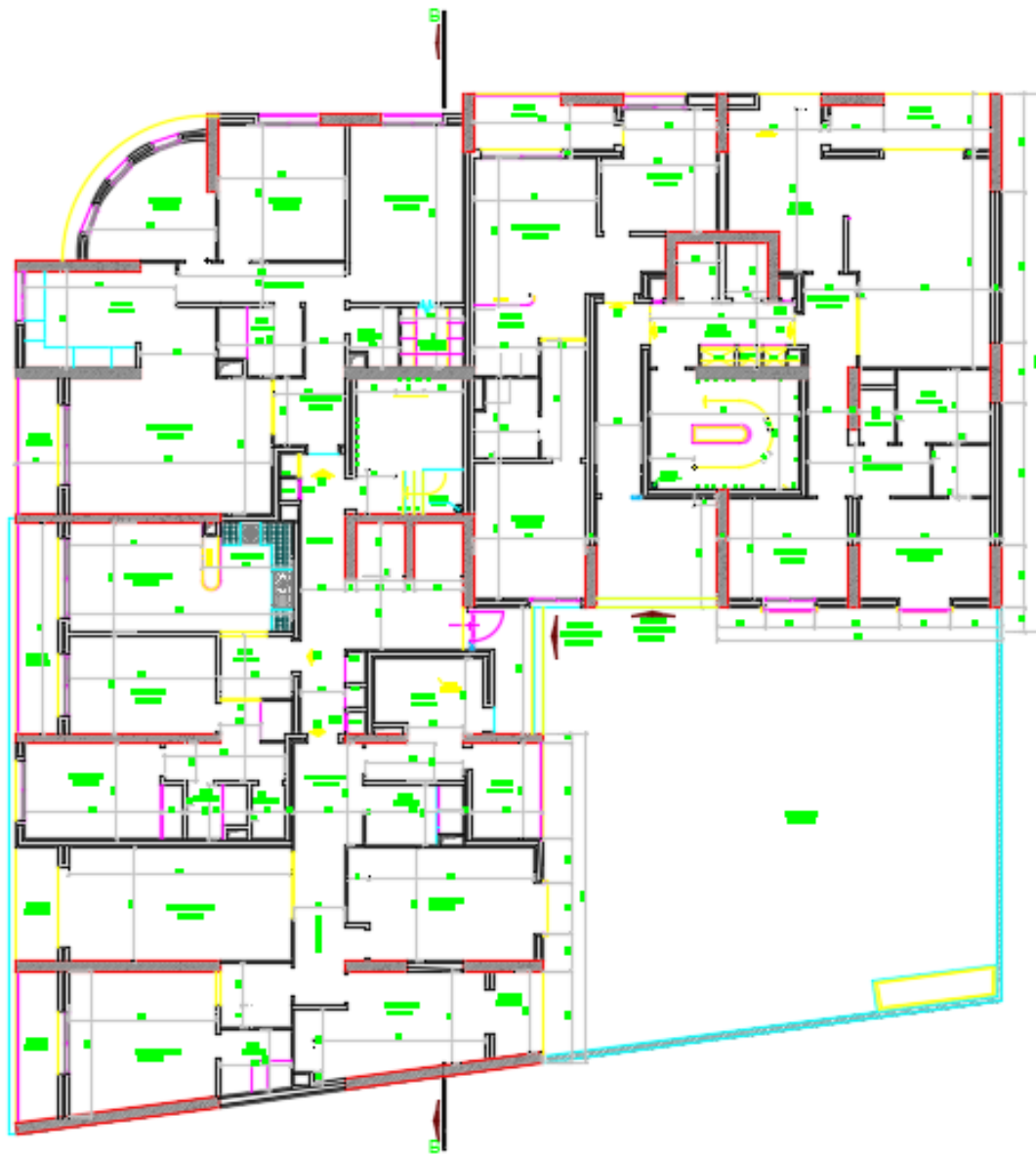
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. RPA 2024, Règlement Parasismiques Algériens.
- [2]. CBA 93, Règles de conception et de calcul de structure en béton armé.
- [3]. BAEL 99, Béton Armé aux États Limites.
- [4]. DTR B.C.2-2, Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation, 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [5]. VICTOR DAVIDOVICI (1999), la conception en zone sismique. Éditions du Moniteur, Paris.
- [6]. Dr. LADJEL Mohamed, Cours de bâtiment 2024-2026.
- [7]. Dr. HAMADI KAMEL Cours de mécanique des sols 2023-2024.
- [8]. Pr. HADID MOHAMED Cours de dynamique des sols 2024-2025.
- [9]. Dr. MESSAOUDI AKILA Cours de mécanique des structures année 2024-2025.
- [10]. Dr. BEN RADOUANE Cours de béton armé 2023-2024.
- [11]. Dr. TAFRAOUT SALIM Cours de calcul d'ouvrage 2025-2026.
- [12]. BOURZAM ABDELKRIM, Cours de Génie Civil, EPN, 2024-2026.
- [13]. OULD-KHELIFA.A et DAMOUS.ch, Etude d'un bâtiment en R+11 avec un sous-sol, contreventé par voiles et implanté à Alger. Projet de Fin d'Études (ENSTP) 2024-2025.
- [14]. MELOUAH.R, Conception et calcul d'un Immeuble de Grande Hauteur (IGH) en R+21 avec 2 sous-sols. Projet de Fin d'Études (ENSTP) 2024-2025.

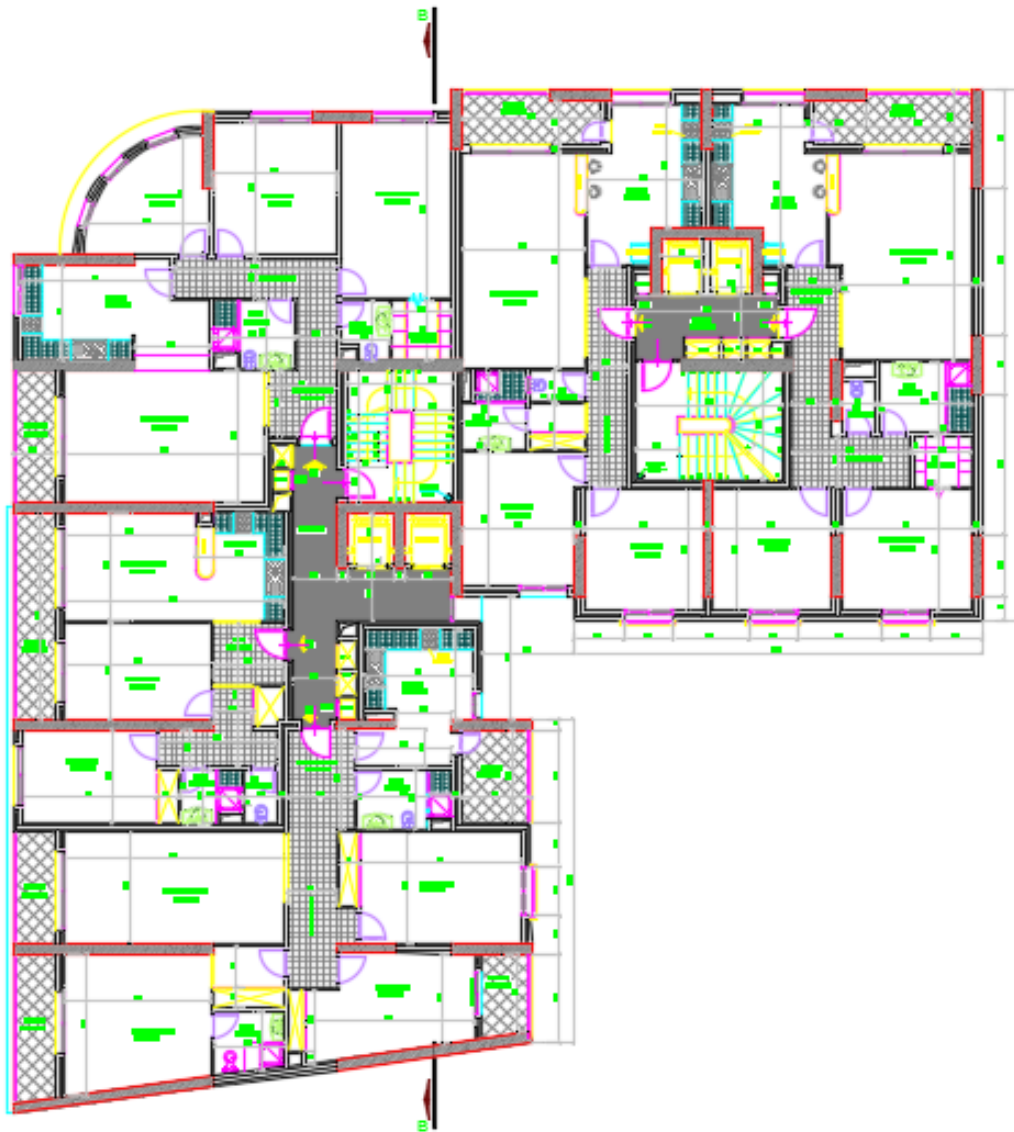
ANNEXES



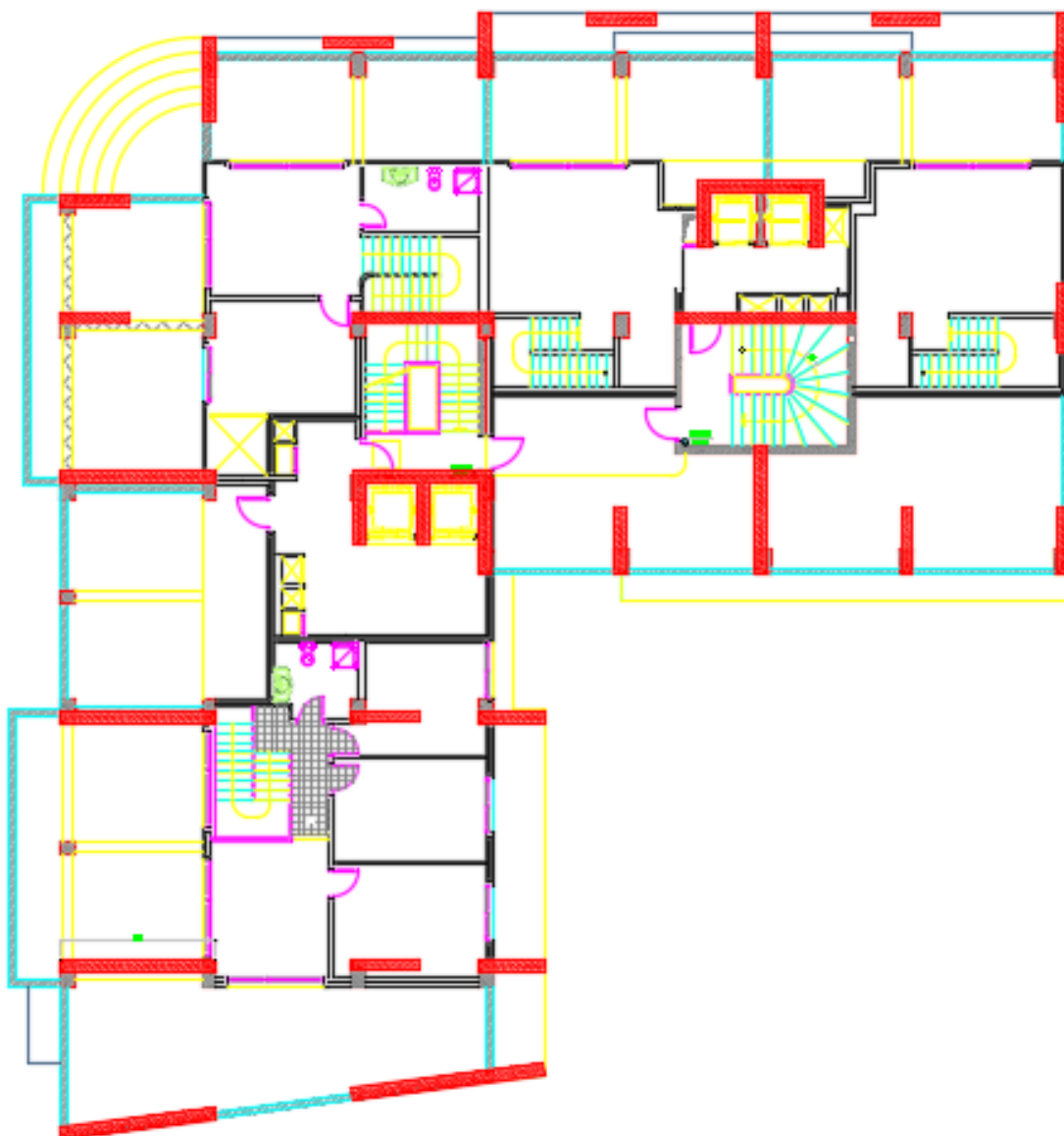
1- Facades de projet.



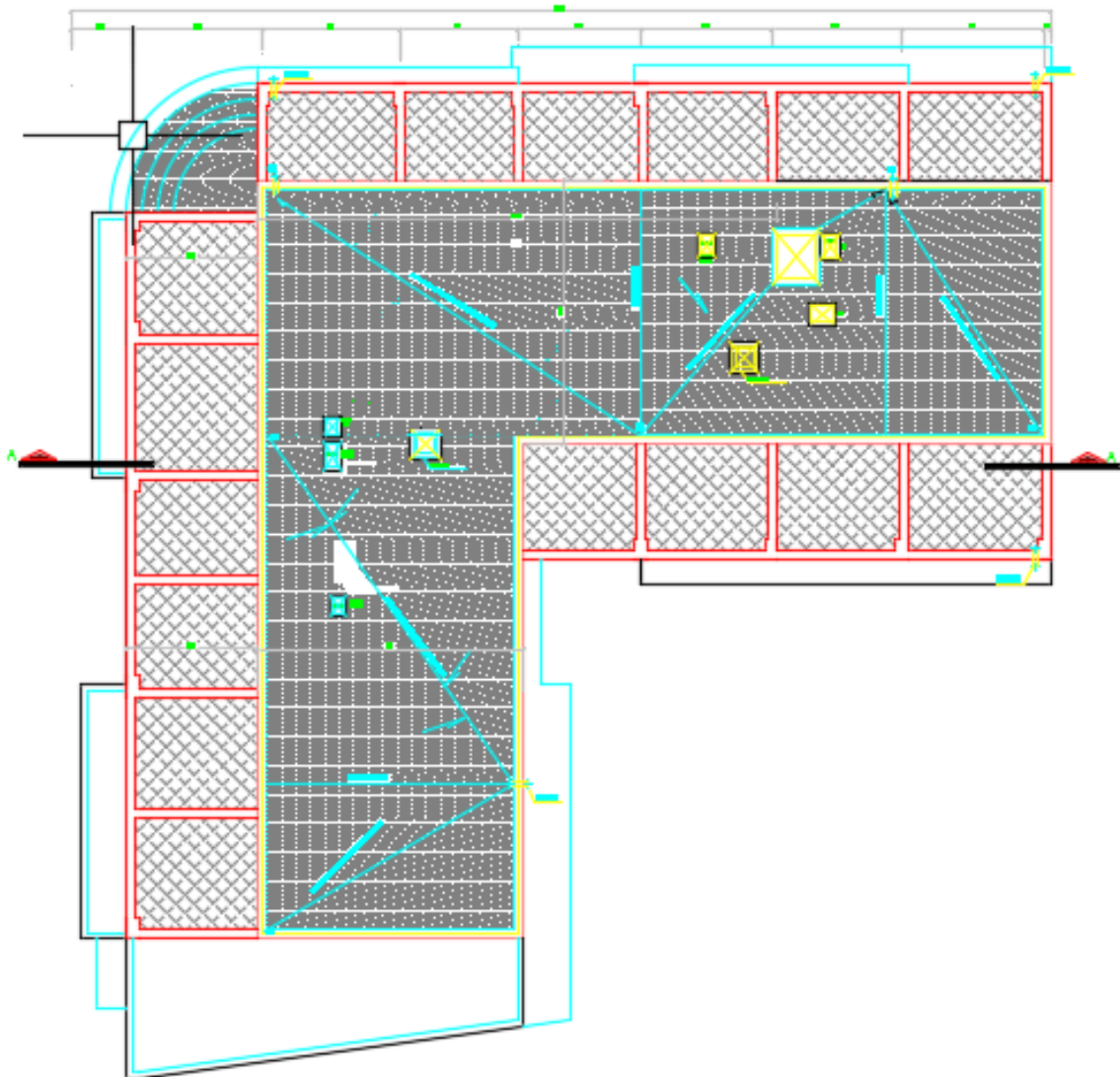
2- Plan de l'entresol.



3- Plan du RDC au 4ème étage.



4- Plan du 5ème au 15ème étage.



5- Toiture terrasse.