



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude technico-économique d'un bâtiment de deux blocs à usage mixte contreventé par des voiles à Sig (Wilaya de Mascara) selon les normes parasismiques Algériennes RPA 2024

Présenté par :

BENMESSAOUD Rabea

CHEURFI Roumaïssa

Soutenu le 18/06/2026 devant le jury composé de :

✚ Présidente : Dr. DJILALI Nassira	MCB	UMAB
✚ Examineur: Dr. REZIGUA Ahmed	MAA	UMAB
✚ Encadrant : Dr. BENSOUA Mohamed	Pr	UMAB

Année Universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَإِخْرَجَهُمْ مِنْهَا وَوَعَدَهُمُ الْعَذَابَ الَّذِي لَعَنُوا وَلَمْ يُؤْمَرْ بِإِخْرَاجِهِمْ مِنْهَا حَتَّى يَأْتِيَ الْوَعْدَ لَعَنُوا



Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir donné la force, la patience et le courage nécessaires pour accomplir ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadrant Dr. BENSOUA Mohamed pour son suivi, sa disponibilité, ses précieux conseils et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce mémoire. Ses orientations et son soutien nous ont permis d'avancer avec confiance et sérieux dans ce travail.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude au bureau d'étude ainsi qu'aux ingénieurs Boulofa Abdelhadi et Bouazza Malik pour leur disponibilité, leur suivi et leurs conseils durant toute cette période. Leur expérience et leur accompagnement nous ont été d'une grande aide dans l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce mémoire et pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil de l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, pour les connaissances qu'ils nous ont transmises durant notre parcours universitaire.

Nous exprimons une profonde gratitude à nos familles, particulièrement à nos parents, pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements et leur soutien permanent. Leur confiance et leurs prières ont toujours été une source de motivation et de réussite.

Nous tenons également à remercier nos amis et toutes les personnes qui nous ont aidés, soutenus et encouragés de près ou de loin durant l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, ce travail représente l'aboutissement de plusieurs années d'efforts, de persévérance et de collaboration, et nous espérons qu'il sera à la hauteur des attentes.

Merci à tous.



Dédicaces

À tous ceux qui sont chers, ceux à qui je dois mon succès :
À moi-même, pour tous les efforts, la patience et la persévérance
dont j'ai fait preuve tout au long de ce parcours. Je suis fière d'être
arrivée jusqu'ici.

À mes très chers parents, pour votre amour infini, vos sacrifices,
votre patience et votre soutien tout au long de mon parcours. Merci
d'avoir toujours été présents à mes côtés.

À mes chères sœurs Asma, Imane et Nour, merci pour votre
affection, votre soutien. Vous êtes ma force et mon bonheur.

À mon grand-père, toujours présent dans mon cœur et mes pensées.
Cette réussite vous est aussi dédiée.

À mes amies Marwa, Ines, Dounia merci pour votre présence, votre
soutien et tous les souvenirs inoubliables vécus ensemble.

À toute la promotion de Génie Civil 2025/2026, avec qui j'ai partagé
de magnifiques années universitaires.

Et enfin, à mon binôme Roumaïssa, merci pour ton sérieux, ta
patience et tous les efforts fournis durant cette aventure. Tu es
devenue bien plus qu'un simple binôme, tu es devenue une personne
très chère à mon cœur.

Rabea♥



Dédicaces

Je dédie Tout d'abord à moi-même, pour tous les efforts fournis, les nuits de fatigue, les moments de doute et la patience que j'ai eus tout au long de ce parcours. Parce que malgré les difficultés, je n'ai jamais abandonné.

À mes très chers parents, pour leur amour, leurs sacrifices, leurs encouragements et leurs prières qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours.

Ma famille, notamment à mes chères tantes, à ma sœur Kamer et à mon frère Yahya, pour leur soutien, leur présence et leur affection.

À mes merveilleuses amies : Bassmalah, Hadil, Rahma, Nesrine et Marwa, pour tous les beaux moments, les encouragements et les souvenirs inoubliables partagés ensemble.

À mon binôme Rabaa, pour sa patience, sa coopération, son soutien et tous les efforts fournis durant la réalisation de ce mémoire. Ce travail restera un souvenir précieux de notre parcours.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

Roumaïssa♥

Résumé

Ce mémoire consiste à l'étude technico-économique d'un bâtiment de deux blocs en béton armé à usage mixte (parking, locaux commerciaux et habitation), implanté à Sig dans la wilaya de Mascara. L'ouvrage est constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée avec mezzanine à usage commercial et de six étages à usage d'habitation avec terrasses accessibles.

Le site est classé en zone de forte sismicité selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024. La stabilité de la structure vis-à-vis des actions horizontales est assurée par un système de contreventement composé de voiles porteurs en béton armé.

Avant d'entamer les calculs, un prédimensionnement des éléments constitutif du bâtiment a été réalisé puis une étude dynamique approfondie de la structure a été menée en utilisant le logiciel de simulation « Robot Structural Analysis Professional 2025 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitation et sismiques, ce qui a permis ensuite de réaliser l'étude et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL 91/99 et DTR B.C.2.2). Enfin une étude économique permettant l'évaluation du coût global des grands ouvres du projet a été réalisé.

Mots clés :

Structure, RPA 2024, voile, analyse dynamique, béton armé.

Abstract

This thesis focuses on the technical and economic study of a complex comprising two mixed-use reinforced concrete buildings (car park, commercial premises and residential units), located in Sig, in the wilaya of Mascara. The complex comprises a basement, a ground floor with a mezzanine for commercial use, and six residential floors featuring accessible terraces.

The site is classified as a high-seismicity zone according to the Algerian seismic code RPA 2024. The stability of the structure against horizontal forces is ensured by a hybrid bracing system comprising load-bearing reinforced concrete walls.

Before commencing the calculations, a preliminary sizing of the building's components was carried out, followed by an in-depth dynamic analysis of the structure using the simulation software 'Robot Structural Analysis Professional 2025' to determine the various stresses caused by permanent, operational and seismic loads, which then enabled the design and reinforcement of the structural and non-structural elements to be carried out in accordance with current Algerian regulations (BAEL 91/99 and DTR B.C.2.2). Finally, a cost analysis was carried out to assess the overall cost of the project's major works.

Keywords:

Structure, RPA 2024, shear wall, dynamic analysis, reinforced concrete.

ملخص

تتناول هذه الدراسة التحليل الفني والاقتصادي لمجمع مكون من مبنيين من الخرسانة المسلحة متعدد الاستخدامات (موقف سيارات، محلات تجارية، ومسكن)، يقع في مدينة سيق بولاية معسكر. يتألف المجمع من طابق سفلي، وطابق أرضي مع طابق نصفي مخصص للاستخدام التجاري، وستة طوابق مخصصة للسكن مع شرفات يمكن الوصول إليها.

يُصنف الموقع ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي شديد وفقاً للوائح المقاومة للزلازل الجزائرية RPA 2024. ويتم ضمان استقرار الهيكل في مواجهة التأثيرات الأفقية من خلال نظام تقوية مختلط يتكون من جدران حاملة من الخرسانة المسلحة.

قبل البدء في الحسابات، تم إجراء تقدير أولي لأبعاد العناصر المكونة للمبنى، ثم أجريت دراسة ديناميكية متعمقة للهيكل باستخدام برنامج المحاكاة « Robot Structural Analysis Professional 2025 » لتحديد مختلف الأحمال الناتجة عن الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية، مما سمح بعد ذلك بإجراء الدراسة وتسليح للعناصر الهيكلية وغير الهيكلية وفقاً للوائح الجزائرية (BAEL 91/99 و DTR B.C.2.2). وأخيراً، تم إجراء دراسة اقتصادية لتقييم التكلفة الإجمالية للأعمال الإنشائية الكبرى للمشروع.

الكلمات المفتاحية:

الهيكل، RPA 2024، الجدران، التحليل الديناميكي، الخرسانة المسلحة.

Table des matières

Remerciements	I
Dédicaces.....	II
Dédicaces.....	III
Abstract.....	V
ملخص	VI
Table des matières	VII
Symboles et notations.....	XII
Liste des Figures.....	XIII
Liste des Tableaux.....	XV

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Introduction	5
I.2. Implantation de l'ouvrage	5
I.3. Nature de l'ouvrage.....	6
I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	7
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol	7
I.6. Caractéristiques structurales.....	7
I.6.1. Plancher	7
I.6.1.1 Planchers à corps creux	8
I.6.1.2 Planchers à dalle pleine	8
I.6.2. Escaliers.....	9
I.6.3 Maçonnerie	9
I.6.4. Revêtement	10
I.6.5. Contreventement.....	10
I.6.6. Balcon.....	10
I.6.7. Fondation.....	10
I.6.8. Ascenseur	10
I.7. Règlements utilisés.....	10
I.8. Logiciels utilisés.....	11
I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux	11
I.9.1. Le béton	11
I.9.1.1. Matériaux composant le béton	11
I.9.1.2. Eléments utilisés en béton armé.....	11

I.9.1.3. Comportement du béton.....	12
I.9.1.4. Résistance à la compression f_{cj}	12
I.9.1.5. Résistance à la traction f_{tj}	12
I.9.1.6. Contrainte limite de compression	12
I.9.1.7. Contrainte limite de cisaillement	13
I.9.1.8. Module d'élasticité	13
I.9.2. L'acier.....	13
I.9.2.1. Limite élastique f_e	13
I.9.2.2. Etat limite ultime (ELU)	13
I.9.2.3. Etat limite service (ELS).....	14
I.9.2.4. Protection des armatures	14
I.10. Conclusion.....	15

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	17
II.2. Prédimensionnement des poutres.....	17
II.3. Prédimensionnement des planchers	19
II.3.1. Plancher à corps creux	19
II.3.2. Plancher à dalle pleine	21
II.4. Charges et Surcharges des dalles	22
II.4.1. Plancher terrasse accessible	22
II.4.2. Plancher étage courant	24
II. 5. Prédimensionnement des balcons	25
II.6. Prédimensionnement des escaliers.....	26
II.7. Prédimensionnement des voiles.....	28
II.8. Murs extérieurs (double parois).....	30
II.9. Conclusion	31

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	34
III.2. Étude du plancher	34
III.2.1. Etude du Plancher à corps creux	34
III.2.2. Etude du Plancher à dalle pleine	38
III.3. Balcons	45
III.3.1. Détermination des efforts.....	45
III.4. Escaliers.....	47
III.4.1 Combinaisons de charges.....	47

III.4.2 Calcul des sollicitations des escaliers	48
III.4.3 Etude et ferrailage de l'escalier	48
III.5 Conclusion	50

CHAPITRE IV
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction	52
IV.2. Modélisation à l'aide du logiciel ROBOT	52
IV.2.1. Description du logiciel ROBOT	52
IV.2.2. Modélisation de la structure.....	52
IV.3. Les méthodes de calcul des forces sismique	56
IV.4. Justification du coefficient de comportement R.....	56
IV.5. Vérification de la liaison rigide	57
IV.6. Résultats de la modélisation numérique.....	59
IV.6.1. Groupe et coefficient d'importance de l'usage.....	60
IV.6.2. Coefficient de comportement	60
IV.6.3. Calcul du facteur de Qualité	60
IV.7. La méthode modale spectrale	61
IV.7.1. La force sismique totale.....	61
IV.7.2. Période fondamentale de la structure.....	61
IV.7.3. Vérification de la période	62
IV.7.4. Calcul de poids total W de la structure.....	63
IV.7.5. Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent.....	63
IV.8. Vérification du taux de participation modale	63
IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	64
IV.10. Vérification de la Structure	65
IV.10.1. Combinaisons d'actions.....	65
IV.10.2. Justification vis-à-vis de la résistance.....	66
IV.10.3. Justification vis-à-vis de la ductilité	66
IV.10.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	66
IV.10.5. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers.....	66
IV.10.6. Justification de la stabilité des fondations	67
IV.10.7. Vérification de l'effet P-D.....	68
IV.10.8. Stabilité au renversement.....	70
IV.11. Conclusion.....	71

CHAPITRE V
ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction	74
-------------------------	----

V.2. Étude des poutres.....	74
V.2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024.....	74
V.2.2. Ferrailage des poutres.....	75
V.2.2.1. Armatures longitudinales.....	75
V.2.2.2. Armatures transversales.....	81
V.2.2.3. Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes.....	82
V.2.2.4. Justifications vis-à-vis la flèche.....	82
V.3. Étude des Voiles.....	83
V.3.1 Procédure de ferrailage.....	83
V.3.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	85
V.3.3. Ferrailage des voiles.....	86
V.3.3.1. Vérification de Coffrage.....	86
V.3.3.2. Les armatures de la zones confinées des voiles.....	88
V.3.3.3 Armatures transversales des armatures confine.....	91
V.3.3.4 Armatures transversales de l'âme.....	92
V.4. Conclusion.....	94

CHAPITRE VI

ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	96
VI.2. Facteurs de choix du type de fondation.....	96
VI.3. Choix du type de fondation.....	96
VI.4. Prédimensionnement du radier.....	97
VI.4.1. Condition forfaitaire.....	97
VI.4.2. Condition de rigidité.....	97
VI.4.3. Vérification des contraintes dans le sol.....	98
VI.4.4. Vérification au non poinçonnement du radier.....	99
VI.5. Ferrailage du radier.....	100
VI.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU.....	102
VI.7. Justification de la largeur des joints sismiques.....	102
VI.8. Conclusion.....	103

CHAPITRE VII

ETUDE ECONOMIQUE

VII.1. Introduction.....	105
VII.2. Objectif de l'étude.....	105
VII.3. Organisation du chantier.....	105
VII.3.1. Clôture du chantier.....	105
VII.3.2. Création des zones.....	105

VII.3.3. Voies de circulation.....	106
VII.3.4. Moyens de manutention	106
VII.3.4.1. Grues à tour	106
VII.3.4.2. Grues mobiles	106
VII.4. Elaboration des devis	106
VII.4.1. Le devis descriptif	107
VII.4.2. Le devis estimatif	107
VII.5. Conclusion	110

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance
ELS : Etat limite de service
MEZ : Mezzanine
RDC : Rez de chaussé
G : Charge permanente
Q, P : Charge d'exploitation
E : Charge sismique
 q_u : Chargement ultime
 q_s : Chargement de service
 M_f : Moment fléchissant
 M_t : Moment de flexion en travée
 M_a : Moment de flexion en appui
N : Effort normal
 f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
 f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
 γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier
 γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton
h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b : Largeur des éléments
 h_0 : Hauteur de la table de compression
 σ_b : Contrainte de calcul dans le béton
 $\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton
 σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier
 τ_u : Contrainte tangentielle de calcul
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite
 \emptyset_t : Diamètre des armatures
S : Espacement entre armatures transversales
 A_u : Armatures calculées à l'ELUR
 A_s : Armatures calculées à ELS
 A_a : Armatures en appuis
 A_t : Armatures en travées
 B_r : Section réduite
 L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
 L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
 Δ_{ft} : Flèche totale
 ρ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)
 λ : Elancement
W : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.

Liste des Figures

Figure 1 : Implantation du projet.....	5
Figure 2: Vue de façade des deux bâtiments.....	6
Figure 3 : Vue en plan des deux bâtiments.....	6
Figure 4 : Plancher à corps creux	8
Figure 5: Ferrailage de dalle pleine	8
Figure 6 : Escalier à paillasse porteuse.....	9
Figure 7: Mur extérieur et Figure 8: Mur intérieur.....	9
Figure 9: Diagramme contraintes déformations à l'ELU	13
Figure 10: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS	14
Figure 11: Dimensions d'une poutre.	17
Figure 12: Section transversale de la poutre 30 x 50 cm ²	18
Figure 13: Section transversale de la poutre 30 x 40 cm ²	18
Figure 14: Section transversale de la poutre 30 x 30 cm ²	19
Figure 15: Section transversale de la poutre 30 x 55 cm ²	19
Figure 16: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	20
Figure 17: Schéma de la poutrelle.	20
Figure 18: Composition d'une dalle pleine.	22
Figure 19 : Plancher terrasse accessible	23
Figure 20 : Modélisation 3D d'un escalier.	26
Figure 21: Schéma statique de l'escalier.	26
Figure 22: Vue en plan de la cage d'escalier.	27
Figure 23: Epaisseur des voiles à adopter en fonction de leurs formes.....	29
Figure 24: Coupe de voile en élévation.....	29
Figure 25: Disposition des voiles de contreventement des Blocs A et B.....	30
Figure 26: Cloisons extérieures.....	31
Figure 27: Coupe transversale du plancher à corps creux.....	34
Figure 28: Types de poutrelles.	34
Figure 29 : Section transversale de ferrailage de la poutrelle.	36
Figure 30 : Ferrailage de la poutrelle.	36
Figure 31: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	37
Figure 32 : Photo réelle d'un espacement des armatures fixé à 15 cm.	38
Figure 33 : Exemple distribution des moments fléchissant du Bloc A	39
Figure 34: Exemple distribution des moments fléchissant (talon) du Bloc A.....	39
Figure 35: Exemple distribution des moments fléchissant du Bloc B.....	39
Figure 36 : Exemple distribution des moments fléchissant (talons) du Bloc B.	40
Figure 37: Exemple distribution des moments fléchissant (rampe) Du Bloc B.	40
Figure 38: Capture d'écran du résultat de ferrailage de la dalle pleine du Bloc A.	41
Figure 39 : Capture d'écran du résultat de ferrailage de la dalle pleine du Bloc B.....	42
Figure 40 : Déformation à l'ELS [cm] (cartographe) du Bloc A	43
Figure 41: Déformation à l'ELS [cm] (cartographe) du Bloc B.....	43
Figure 42: Ferrailage de dalle pleine.....	44
Figure 43: Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon	45
Figure 44 : Capture d'écran d'un exemple de ferrailage du balcon.	46
Figure 45: Ferrailage de balcon.....	47
Figure 46: Schéma statique des deux cas l'escalier.	48
Figure 47: Moment fléchissant et effort tranchant en ELU de l'escalier	48
Figure 48: Captures d'écran du ferrailage de l'escalier en appui et en travée.	49

Figure 49 : Vues en 3-D du modèle numérique de la structure Bloc A.	54
Figure 50: Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure Bloc A.	54
Figure 51: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure Bloc B.....	55
Figure 52: Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure Bloc B.	55
Figure 53: Définition des différents paramètres.	56
Figure 54: Cartographe de moment le plus des défavorables du poutre 30 x 40.	76
Figure 55 : Capture d'écran du résultat de ferrailage de poutre 30 x 30	79
Figure 56 : Ferrailage d'une poutre (30 X 50) du Bloc A.	81
Figure 57: Armature transversale des poutres du deux Blocs.	81
Figure 58 : Condition des sollicitations tangentes du deux Bloc.	82
Figure 59: Schéma d'un voile.....	83
Figure 60: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	85
Figure 61 : Capture d'écran d'un exemple de calcul de la zone confinée de voile 1,8 m... ..	88
Figure 62 : Ferrailage du voile du RDC (Bloc B).	90
Figure 63 : Schéma du radier général.	97
Figure 64: Capture d'écran de résultat de vérification de rigidité de radier du Bloc A.	98
Figure 65: Distribution des contraintes à l'ELS du Bloc A.....	98
Figure 66: Distribution des contraintes à l'ELS du Bloc B.....	99
Figure 67 : Cartographie des moments dans le sens x-x à l'ELS du Bloc A.	101
Figure 68: Ferrailage de la dalle du radier du Bloc A et le Bloc B.	102
Figure 69 : Largeur minimum du joint sismique.....	103

Liste des Tableaux

Tableau 1. Charges du plancher en corps creux de la terrasse accessible.	23
Tableau 2. Charges du plancher en dalle pleine de la terrasse accessible.	23
Tableau 3. Charges du plancher dalle pleine du RDC et MEZ (commerciale).....	24
Tableau 4. Charges du plancher en dalle pleine de l'étage courant	24
Tableau 5. Charges du plancher en corps creux de l'étage courant	25
Tableau 6. Charges de la dalle pleine du balcon	25
Tableau 7. Caractéristiques de l'escaliers.....	27
Tableau 8. Charges de la dalle pleine du palier des escaliers.....	28
Tableau 9. Charges de la dalle pleine de la paillasse des escaliers	28
Tableau 10. Charges des murs extérieures.	31
Tableau 11. Distribution de la charge des murs sur les poutres.	31
Tableau 12. Moments fléchissants et efforts tranchants de chaque type de poutrelle.....	35
Tableau 13. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	36
Tableau 14. Récapitulatif des moments fléchissants du Bloc A	40
Tableau 15. Récapitulatif des moments du Bloc B.	41
Tableau 16. Ferrailage adopté de la dalle pleine Bloc A.....	42
Tableau 17. Ferrailage adopté de la dalle pleine Bloc B.....	42
Tableau 18. Récapitulatif des vérifications de la flèche de la dalle pleine du Bloc A.	44
Tableau 19. Récapitulatif des vérifications de la flèche de la dalle pleine du Bloc B.	44
Tableau 20. Eléments de réduction (M,T) du balcon.	46
Tableau 21. Ferrailage de différents types de balcons.	47
Tableau 22. Moments fléchissants des efforts tranchants des escaliers.	49
Tableau 23. Ferrailage adopté des escaliers	49
Tableau 24. Récapitulatif des résultats de l'effet noyau du Bloc A	57
Tableau 25. Récapitulatif des résultats de l'effet noyau du Bloc B	57
Tableau 26. Les résultats de vérification de la liaison rigide Bloc A.....	58
Tableau 27. Les résultats de vérification de la liaison rigide du Bloc B.....	58
Tableau 28. Valeurs du coefficient d'importance (RPA 2024).	60
Tableau 29. Valeurs des pénalités du RPA 2024.....	61
Tableau 30. Valeurs des pénalités Pq de la structure.	61
Tableau 31. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	62
Tableau 32. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique.....	62
Tableau 33. Taux de participation modale du Bloc A.....	63
Tableau 34. Taux de participation modale du Bloc B.....	64
Tableau 35. Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc A.....	64
Tableau 36. Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration du Bloc A.	65
Tableau 37. Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc B.....	65
Tableau 38. La vérification de la stabilité des fondations du Bloc A.....	67
Tableau 39. La vérification de la stabilité des fondations du Bloc B.....	67
Tableau 40. Vérification de l'effet P- Δ sens XX du Bloc A.....	68
Tableau 41. Vérification de l'effet P- Δ sens YY du Bloc A.....	69
Tableau 42. Vérification de l'effet P- Δ sens XX du Bloc B.....	69
Tableau 43. Vérification de l'effet P- Δ sens YY du Bloc B.....	69
Tableau 44. Vérification de renversement selon x du Bloc A.....	70
Tableau 45. Vérification de renversement selon y du Bloc A.....	70
Tableau 46. Vérification de renversement selon x du Bloc B.....	71
Tableau 47. Vérification de renversement selon y du Bloc B.....	71

Tableau 48. Sollicitations de calcul maximales des poutres du Bloc A.....	76
Tableau 49. Sollicitations de calcul maximales des poutres du Bloc B.....	77
Tableau 50. Récapitulatif du ferrailage des poutres du Bloc A.....	79
Tableau 51. Récapitulatif du ferrailage des poutres du Bloc B.....	80
Tableau 52. Récapitulatif des vérifications de la flèche des poutres du Bloc A.....	82
Tableau 53. Récapitulatif des vérifications de la flèche des poutres du Bloc B.....	83
Tableau 54. Vérifications des efforts normaux réduits du Bloc A.....	86
Tableau 55. Vérifications des contraintes de compression a l'ELS du Bloc A.....	87
Tableau 56. Vérifications des contraintes en situation accidentelle du Bloc A.....	87
Tableau 57. Vérifications des efforts normaux réduits du Bloc B.....	87
Tableau 58. Vérifications des contraintes de compression a l'ELS du Bloc B.....	87
Tableau 59. Vérifications des contraintes en situation accidentelle du Bloc B.....	88
Tableau 60. Section et ferrailage des voiles du Bloc A.....	89
Tableau 61. Section et ferrailage des voiles du Bloc B.....	90
Tableau 62. Armatures transversales des armatures confinées du Bloc A.....	91
Tableau 63. Armatures transversales des armatures confine du Bloc B.....	92
Tableau 64. Armatures transversales de l'âme du Bloc A.....	92
Tableau 65. Armatures transversales de l'âme du Bloc B.....	93
Tableau 66. Impact du Voile sur la dalle du radier du Bloc A.....	100
Tableau 67. Impact du Voile sur la dalle du radier du Bloc B.....	100
Tableau 68. Récapitulatif des moments le plus défavorable du Bloc A.....	101
Tableau 69. Récapitulatif des moments le plus défavorable du Bloc B.....	101
Tableau 70. Ferrailage du Radier du Bloc A.....	101
Tableau 71. Ferrailage du Radier du Bloc B.....	102
Tableau 72. Vérifications des contraintes de cisaillement en ELU du Bloc A et B.....	102
Tableau 73. Coût d'installation du chantier.....	108
Tableau 74. Coût de Terrassement.....	108
Tableau 75. Coût de l'infrastructure.....	109
Tableau 76. Coût de la superstructure.....	109
Tableau 77. Le montant total du projet des gros œuvres.....	110



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le développement urbain et l'augmentation de la densité de population ont conduit à une évolution importante dans le domaine de la construction, notamment à travers la réalisation de bâtiments de grande hauteur à usage multiple. En Algérie cette évolution nécessite une attention particulière en raison de l'activité sismique que connaît le territoire national. Ainsi, la conception des structures doit répondre à des exigences strictes de sécurité, de stabilité et de durabilité conformément aux règlements en vigueur, en particulier le règlement parasismique Algérien RPA 2024.

Le présent mémoire porte sur l'étude technico-économique d'un bâtiment de deux blocs en béton armé à usage mixte, implanté à Sig dans la wilaya de Mascara. L'ouvrage est constitué d'un sous-sol destiné au stationnement, d'un rez-de-chaussée avec mezzanine destiné à un usage commercial, de six étages à usage d'habitation ainsi que des terrasses accessibles. La structure est contreventée par un système mixte associant voiles et poutres permettant d'assurer une bonne résistance vis-à-vis des actions verticales et horizontales notamment celles dues aux séismes.

L'objectif principal de cette étude est de concevoir une structure capable de satisfaire les exigences réglementaires en matière de résistance, de stabilité et de comportement parasismique, tout en assurant une solution économique et fonctionnelle. Pour cela, plusieurs étapes ont été suivies, allant du choix des matériaux et du prédimensionnement des éléments structuraux jusqu'à l'étude dynamique de la structure, le calcul et le ferrailage des éléments porteurs ainsi que l'étude de l'infrastructure.

L'étude a été réalisée conformément aux règlements BAEL 91, RPA 2024 et DTR B.C.2.2 relatifs au calcul des structures en béton armé, aux actions sismiques et aux charges appliquées aux bâtiments. La modélisation numérique et les différentes vérifications ont été effectuées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025.

Ce mémoire est organisé en plusieurs chapitres. Le premier chapitre présente les caractéristiques générales du projet, les matériaux utilisés et les règlements appliqués. Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des différents éléments de la structure. Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires. Le quatrième chapitre concerne l'étude dynamique et les vérifications réglementaires de la structure. Le cinquième chapitre porte sur l'étude des éléments structuraux et leur ferrailage. Le sixième chapitre est dédié à l'étude de l'infrastructure et du joint de rupture. Enfin, une étude économique portant sur le coût des grands ouvrages vient de compléter ce travail afin d'évaluer l'aspect financier du projet.

CHAPITRE I



PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Introduction

Toute étude d'un projet de bâtiment dont la structure en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie d'espace, cependant il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui induire les séismes et le vent, Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui atténuent la vulnérabilité de la structure vis-à-vis de ces aléas.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Le calcul et la justification des éléments constituant un ouvrage seront effectués selon les règlements BAEL 91, RPA 2024.

I.2. Implantation de l'ouvrage

Le projet porte sur deux blocs en béton armé à usage mixte, comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée avec mezzanine et six étages, situé à Sig dans la wilaya de Mascara. Selon le règlement parasismique Algérien (RPA, 2024), le site est classé en S3 et il se trouve dans une zone de sismicité élevée (Zone VI) et appartient au groupe d'usage 2 (Figure 1).



Figure 1 : Implantation du projet (Source : Google Earth).

I.3. Nature de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment à usage mixte, conçu pour assurer une coexistence fonctionnelle harmonieuse entre différentes activités au sein d'une même structure. Les coupes représentées aux Figures 2 et 3, traduisent les choix architecturaux adoptés ainsi que l'intégration du projet dans son environnement urbain.

Le bâtiment se compose des niveaux suivants :

- ❖ Sous-sol qui servira de parking ;
- ❖ RDC et MEZ à usage de locaux commerciaux ;
- ❖ Six étages à usage d'habitation ;
- ❖ Deux terrasses accessibles.



Figure 2: Vue de façade des deux blocs.

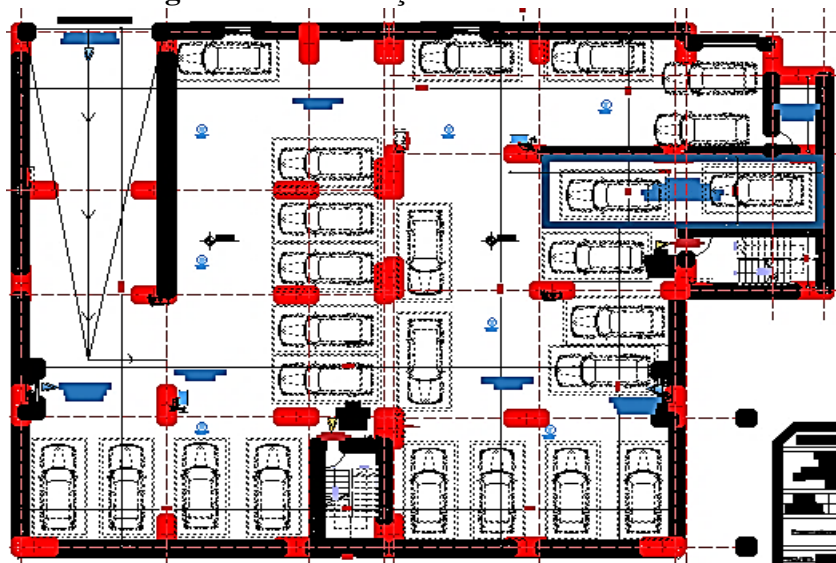


Figure 3 : Vue en plan des deux blocs.

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est composé de deux blocs, le Bloc A et le Bloc B dont les caractéristiques géométriques sont présentées ci-après :

❖ Bloc A

Dimensions en plan

- Longueur en plan : $L_x = 16,62$ m
- Largeur en plan : $L_y = 26,14$ m

Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : $H_T = 29,07$ m
- Hauteur du sous-sol : $H_{SS} = 3,3$ m
- Hauteur du RDC : $H_{RDC} = 3,23$ m
- Hauteur des étages courants : $H_{EC} = 3,23$ m

❖ Bloc B

Dimensions en plan

- Longueur en plan : $L_x = 19,80$ m
- Largeur en plan : $L_y = 26,14$ m

Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : $H_T = 29,07$ m
- Hauteur du sous-sol : $H_{SS} = 3,3$ m
- Hauteur du RDC : $H_{RDC} = 3,23$ m
- Hauteur des étages courants : $H_{EC} = 3,23$ m

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol est de nature meuble et il est classé S3 selon le (RPA, 2024) et selon le rapport géotechnique, le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- ❖ La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 1,9$ bars pour un ancrage $D = 4$ m ;
- ❖ Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,74$ t/m³ ;
- ❖ L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 21,16^\circ$;
- ❖ La cohésion $C = 0,21$ bars (sol pulvérulent).

I.6. Caractéristiques structurales

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles porteurs pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions horizontales.

I.6.1. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- ❖ Plancher à corps creux ;
- ❖ Plancher à dalle pleine.

I.6.1.1 planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées ou coulées sur place en béton armé espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm (Figure 4).

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilite de réalisation ;
- ❖ Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- ❖ Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- ❖ Une économie du coût et temps de réalisation du coffrage (coffrage perdu constitue par le corps creux).



Figure 4 : Plancher à corps creux (source : www.udemy.com)

I.6.1.2 planchers à dalle pleine

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières (Figure 5).



Figure 5: Ferrailage de dalle pleine (imoga sig).

I.6.2. Escaliers

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plan horizontal (marche et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre et ils sont de type paillasse porteuse (Figure 6).

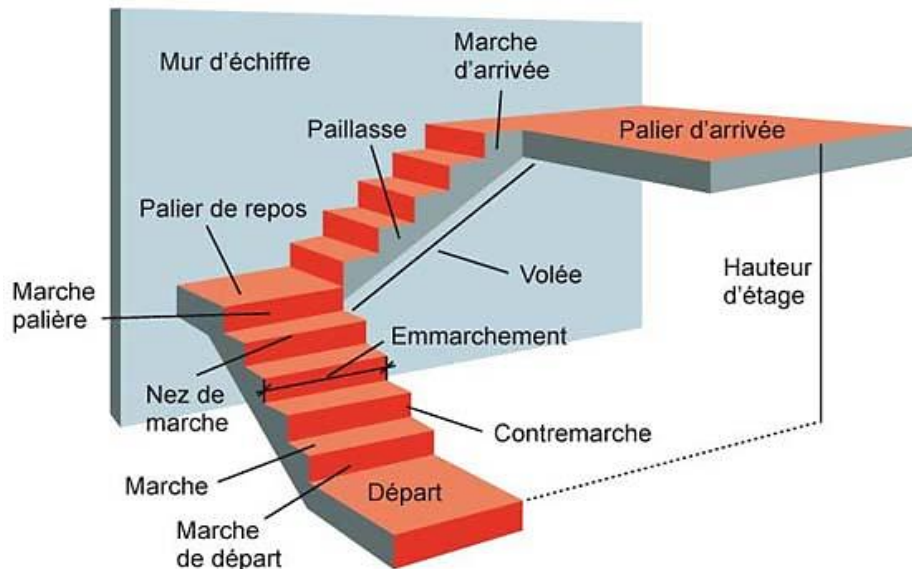


Figure 6 : Escalier à paillasse porteuse (source : <https://forums.autodesk.com>).

I.6.3 Maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (blocs béton, brique, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, ciment, plâtre, etc.), le plus souvent dans le but de construire un mur.

Les murs se composent d'une enveloppe extérieure assurant une isolation thermique et phonique (Figures 7, 8). On distingue :

- ❖ Mur extérieur (double paroi) ;
- ❖ Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- ❖ Les murs de façade extérieure sont constitués par une double paroi en briques creuses, dont l'épaisseur est (15+10) cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- ❖ Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

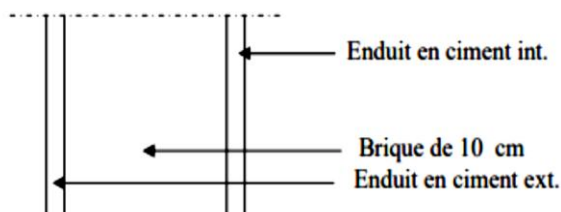


Figure 7: Mur extérieur

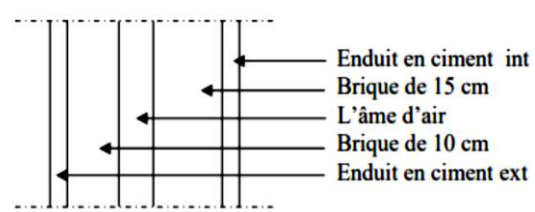


Figure 8: Mur intérieur

I.6.4. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ❖ Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs etc..... ;
- ❖ Un enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- ❖ Un mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.6.5. Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de la construction contre les actions horizontales telles que le séisme et le vent.

On utilise pour cela :

- ❖ Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.

I.6.6. Balcon

Le balcon est une dalle en porte-à-faux encastree dans le plancher.

I.6.7. Fondation

L'infrastructure, constitue des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels.

I.6.8. Ascenseur

Il est un élément mécanique pour la circulation verticale des usagers du bâtiment. C'est un appareil automatique comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et du matériels. On a choisi deux ascenseurs de même type.

I.7. Règlements utilisés

- ❖ **BAEL 91** (BAEL 91, 1991)

Ce règlement est utilisé pour le prédimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble. La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service.

- ❖ **RPA 2024** (RPA, 2024)

Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments. Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique.

❖ **DTR-B.C 2.2** (DTR-B.C 2.2 ,2010)

Il permet de prendre les charges permanentes et les charges d'exploitation appropriées à notre structure.

I.8. Logiciels utilisés

Afin de réaliser cette étude, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel « Robot Structural Analysis Professional 2025 » et « Autocad Structural Analysis Professional 2025 ».

I.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL 91) qui est le règlement en vigueur en Algérie.

I.9.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

I.9.1.1. Matériaux composant le béton

❖ **Ciment** : Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et de la température de cuisson du mélange.

❖ **Granulats** : Les granulats comprennent les sables et les graviers :

Sable : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Graviers : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement de classes 3/8, 8/15 et 15/25.

I.9.1.2. Eléments utilisés en béton armé

En béton armé, on retrouve les éléments suivants :

❖ **Le poteau** : élément vertical, porteur, de forme variée (carrée, rectangulaire, circulaire)

❖ **La dalle** : plaque plane horizontale d'épaisseur faible par rapport à sa dimension en plan.

❖ **La poutre** : élément prismatique à section généralement rectangulaire. L'association dalle-poutre constitue une poutre en T appelée aussi poutre à table de compression.

❖ **Le voile** : élément vertical porteur dont l'épaisseur est faible par rapport à ses dimensions dans le plan.

❖ **Les fondations.**

I.9.1.3. Comportement du béton

Le béton frais destiné à la construction en béton armé doit être résistant et convenablement compacté.

Ces propriétés seront déterminées par l'utilisation :

- ❖ Bonne qualité et quantité du ciment ;
- ❖ Bonne qualité de la granulométrie ;
- ❖ Bon rapport E/C ;
- ❖ Bonne fabrication et mise en œuvre ;
- ❖ L'ambiance et l'environnement : température, humidité.

I.9.1.4. Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton, notée f_{cj} pour un âge de cure de j jours, est déterminée à partir d'essais réalisés en laboratoire sur des éprouvettes cylindriques de $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

En pratique, la référence couramment utilisée est la résistance mesurée à 28 jours, appelée résistance caractéristique requise et notée f_{c28} .

Selon l'article A.2.1.1 du (BAEL 91 révisées 99), et pour les besoins des calculs en phase d'exécution, les valeurs de résistance du béton à un âge j sont obtenues à l'aide des expressions suivantes :

$$\text{Si } j < 28 \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$$

$$\text{Si } j > 28 \quad f_{cj} = 1,1.f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.9.1.5. Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge " j " jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

I.9.1.6. Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28}$$

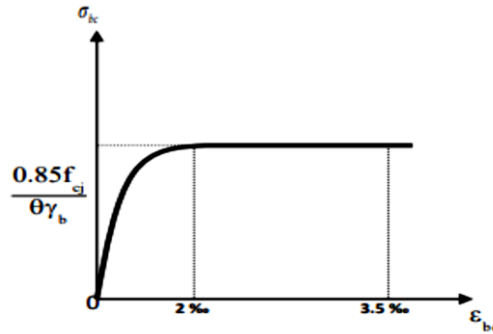


Figure 9: Diagramme contraintes déformations à l'ELU (BAEL, 1991)

I.9.1.7. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2. f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15. f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

I.9.1.8. Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

Module instantané : $E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

Module différé : $E_{iV} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

I.9.2. L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.

Aciers durs pour 0.25% à 0.40 % de carbone.

I.9.2.1. Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa .

I.9.2.2. Etat limite ultime (ELU)

Si $\varepsilon_S < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_S$

Si $\varepsilon_S \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_S : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

I.9.2.3. Etat limite service (ELS)

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers ;

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right); [\text{MPa}];$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}); [\text{MPa}].$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL);

$\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

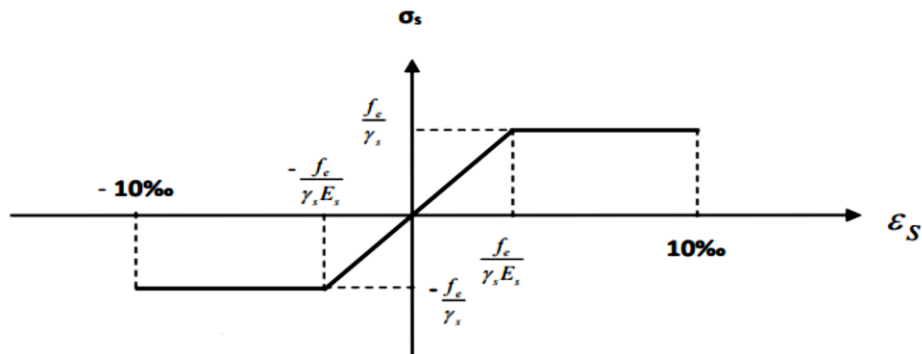


Figure 10: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS (BAEL, 1991)

I.9.2.4. Protection des armatures

Pour garantir une mise en place correcte du béton et assurer la durabilité des armatures face aux agents climatiques ou chimiques, il est indispensable de respecter les valeurs minimales d'enrobage (c). Ces épaisseurs d'enrobage permettent de protéger l'acier contre la corrosion et d'assurer une bonne adhérence avec le béton. Selon les conditions d'exposition, les prescriptions suivantes doivent être appliquées :

-
- ❖ $c \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments soumis à des environnements marins, aux embruns, aux atmosphères salines ou à toute ambiance fortement agressive.
 - ❖ $c \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments en contact direct avec un liquide tels que les réservoirs, les canalisations ou les conduites.
 - ❖ $c \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux intérieurs ne présentant pas de risques de condensation.

I.10. Conclusion

Ce premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. D'autre part, un aperçu a été donné sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) et les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

CHAPITRE II



PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction

Prédimensionnement des éléments porteurs de la structure constitue une étape préliminaire visant à définir les sections initiales des planchers, poutres, poteaux et voiles, afin qu'ils puissent reprendre les différentes sollicitations.

L'ouvrage est composé de deux bâtiments séparés par un joint de rupture, et le prédimensionnement est réalisé conformément au règlement parasismique Algérien RPA 2024 (RPA, 2024), aux règles du BAEL 91 (BAEL, 1991) et au document technique réglementaire DTR B.C.2.2 (DTR B.C.2.2, 2010). Une descente des charges a été effectuée du plancher terrasse jusqu'aux fondations pour déterminer les efforts transmis à chaque élément porteur

II.2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçues pour résister à la flexion simple.

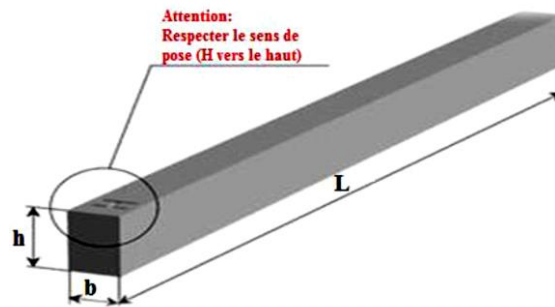


Figure 11: Dimensions d'une poutre.

La poutre assure le transfert des charges dans une structure et assure la reprise et la transmission des efforts provenant des planchers vers les poteaux ou les voiles. On distingue généralement deux catégories de poutres :

- ❖ Les poutres principales, qui reprennent les charges sur de grandes portées ;
- ❖ Les poutres secondaires, souvent assimilées à des chaînages, qui acheminent les charges vers les poutres principales.

Leur section, généralement de forme rectangulaire ou carrée, est déterminée de manière à satisfaire les exigences de résistance, de rigidité et de conditions constructives imposées par les règles de calcul suivant :

- ❖ Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- ❖ Condition du (R.P.A 2024)

$$b \geq 20 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$$

Avec : b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b_1 : Largeur du poteau

b_{\max} : Largeur maximale de la poutre.

Les poutres du projet ont été classées en 4 groupes selon leurs portées.

➤ Pour les poutres P_{01} : $L_{\max} = 661$ cm

$$\frac{661}{15} \leq h \leq \frac{661}{10} \Rightarrow 44 \text{ cm} \leq h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm

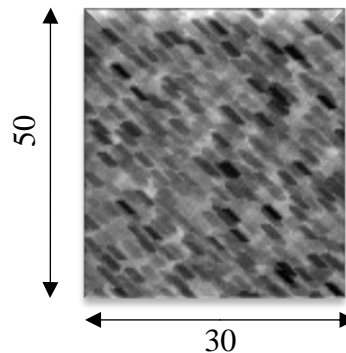


Figure 12: Section transversale de la poutre $30 \times 50 \text{ cm}^2$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024.

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,6 < 4,0$. Conditions vérifiées

➤ Pour les poutres P_{02} : $L_{\max} = 485$ cm

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40$ cm

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30$ cm

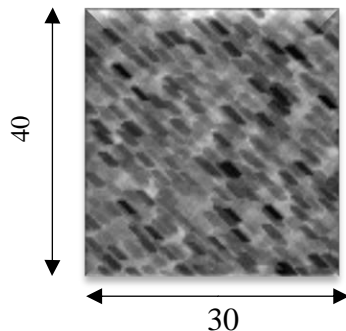


Figure 13: Section transversale de la poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; h/b = 1,3 < 4.0 \Rightarrow$ Conditions vérifiées

➤ Pour les poutres p_{03} : $L_{\max} = 384 \text{ cm}$

$$\frac{384}{15} \leq h \leq \frac{384}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

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

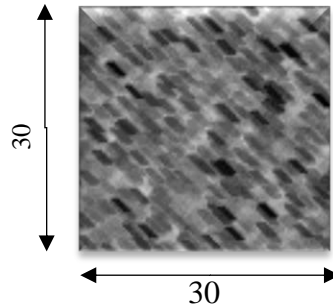


Figure 14: Section transversale de la poutre $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}; h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; h/b = 1 < 4.0$. Conditions vérifiées

➤ Pour les poutres p_{04} : Elles sont utilisées pour les nœuds élastiques

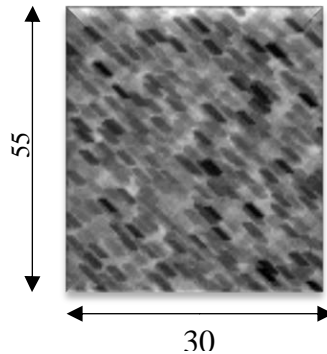


Figure 15: Section transversale de la poutre $30 \times 55 \text{ cm}^2$.

II.3. Prédimensionnement des planchers

II.3.1. Plancher à corps creux

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation et les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement) puis les transmettent aux éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles. ...) (Figure 16).

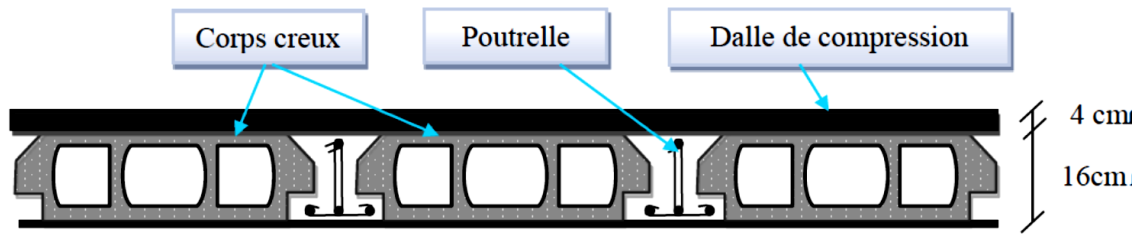


Figure 16: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq e_p \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

L_{\max} : Longueur entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

e_p : Epaisseur totale du plancher.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- ❖ Le critère de la plus petite portée ;
- ❖ Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère.

➤ Pour : $L_{\max} = 485 \text{ cm}$

$$\frac{485}{25} \leq e_p \leq \frac{485}{20} \Rightarrow 16,4 \text{ cm} \leq e_p \leq 24,25 \text{ cm}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité et en tenant compte des matériaux disponibles sur le marché, une épaisseur totale de 20 cm a été retenue. Elle se compose d'une dalle de compression de 4 cm et d'un corps creux de 16 cm (Figure 17).

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20 \text{ cm}$) ;

Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60 \text{ cm}$) ;

Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12 \text{ cm}$) ;

Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4 \text{ cm}$) ;

Largeur effective est de 60 cm ($b = 60 \text{ cm}$).

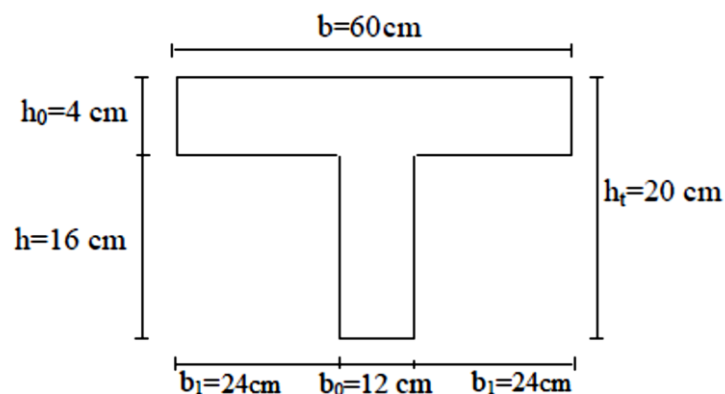


Figure 17: Schéma de la poutrelle.

II.3.2. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis (Figure 18).

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

❖ Condition de résistance à la flexion selon le BAEL 91

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle travaille dans les deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

L_x : la petite dimension du panneau de la dalle

L_y : la grande dimension du panneau de la dalle

Avec : $L_x = 341\text{cm}$ et $L_y = 805\text{ cm}$

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{341}{805} = 0,42 \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux directions

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} \leq h_d \leq \frac{L}{40}$$
$$\frac{850}{50} = 16,1\text{ cm} \leq h_d \leq \frac{850}{40} = 20,12\text{ cm}$$

❖ Condition d'isolation acoustique

Contre les bruits aériens $e = 14\text{ cm}$: $2500 \times 0,14 = 350\text{ Kg/m}^2$;

Contre les bruits impacts $e = 16\text{ cm}$: $2500 \times 0,16 = 400\text{ Kg/m}^2$.

❖ Résistance au feu

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coup de feu ;

$e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu ;

$e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

❖ Isolation phonique

Selon les règles techniques du BAEL 91 (BAEL 91, 1991) en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

D'après les conditions suscitées, on adopte une épaisseur de la dalle égale à 20 cm.

$$h_d = 20\text{ cm}$$

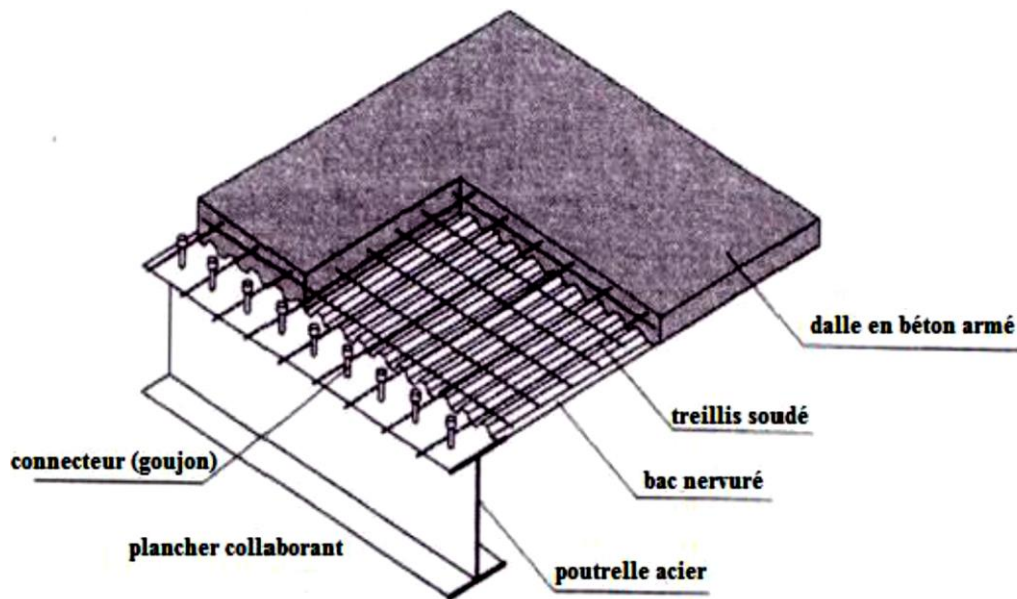


Figure 18: Composition d'une dalle pleine.

En conclusion les dimensions adoptées sont pour les planchers à corps creux (16+4), soit 20 cm de hauteur et pour les dalles pleines, une épaisseur de 20 cm est adoptée.

II.4. Charges et Surcharges des dalles

Le calcul des charges permanentes des dalles et les surcharges d'exploitation sont tiré à partir du DTR-BC 2.2. Les différentes charges et surcharges existantes sont :

a) Charges permanentes G

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonnerie, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol et menuiseries...). Il existe aussi dans cette catégorie le poids propre des terres sur les terrasses des bâtiments et la poussée de terres attenantes à l'ouvrage.

b) Charges d'exploitations Q

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

II.4.1. Plancher terrasse accessible

Les terrasses du projet sont considérées comme accessibles (Figure 19). Elles sont constituées de deux types de planchers : une terrasse réalisée en dalle pleine et une autre en plancher à corps creux. Chaque terrasse est recouverte d'un ensemble de couches assurant l'étanchéité, la protection thermique ainsi que la formation de pente pour l'évacuation des eaux pluviales. L'ensemble de ces éléments participe à la charge totale appliquée aux planchers, dont la valeur est récapitulée dans les Tableaux 1 et 2



Figure 19 : Plancher terrasse accessible (Source : <https://karger.com>).

Tableau 1. Charges du plancher en corps creux de la terrasse accessible.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Forme de pente (ep _{moy} 10 cm)	22	12,5	2,75
2- Isolation thermique	4	4	0,16
3- Dalle en corps creux (16+4)			2,85
4- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0,1
5- Dalle de sol	20	2	0,4
6- Mortier de pose	18	2	0,36
Charge permanente			G = 6,62 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1,5 (kN/m²)

Tableau 2. Charges du plancher en dalle pleine de la terrasse accessible.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Forme de pente (ep _{moy} 10 cm)	22	12,5	2,75
2- Isolation thermique	4	4	0,16
3- Dalle pleine	0,25	20	5
4- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0,1
5- Dalle de sol	20	2	0,4
6- Mortier de pose	18	2	0,36
Charge permanente			G = 8,02 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1,5 (kN/m²)

II.4.2. Plancher étage courant

Les différents niveaux du bâtiment sont soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation. Au niveau du rez-de-chaussée et de la mezzanine, les planchers sont réalisés en dalle pleine destinés à un usage commercial. En revanche, aux étages courants, les planchers sont principalement de type corps creux. Toutefois, en raison de la grande portée de certaines travées, l'utilisation du plancher à corps creux sur toute la surface n'est pas toujours possible. Ainsi, des zones en dalle pleine (talons) ont été introduites afin de réduire les portées des poutrelles à environ 4,85 m. Dans certains cas, il a également été nécessaire de modifier le sens de portée du plancher afin d'assurer un comportement structurel adéquat. L'ensemble des charges correspondantes est récapitulé dans les tableaux ci-dessous (Tableaux de 3 à 5).

Tableau 3. Charges du plancher dalle pleine du RDC et MEZ (commerciale)

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Dalle de sol	20	2	0,4
2- Mortier de pose	18	2	0,36
3- Chape de béton	20	2	0,4
4- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0,1
5- Dalle plein	0,25	20	5
6- Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 7,260 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 5 (kN/m²)

Tableau 4. Charges du plancher en dalle pleine de l'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Dalle de sol	20	2	0,4
2- Mortier de pose	18	2	0,36
3- Chape de béton	20	2	0,4
4- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0,1
5- Dalle plein	0,25	20	5
6- Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 7,260 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1,5 (kN/m²)

Tableau 5. Charges du plancher en corps creux de l'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
1- Dalle de sol	20	2	0,4
2- Mortier de pose	18	2	0,36
3- Chappe de béton	20	2	0,4
4- Enduit plâtre (ep 1 cm)	10	1	0,1
5- Corps creux (16+4)			2,85
6- Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5,11(kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1,5 (kN/m²)

II. 5. Prédimensionnement des balcons

L'ouvrage comporte plusieurs types de balcon qui se calculent comme une console soumise à son poids propre et sa surcharge d'exploitation et dont le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple. Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 6. Epaisseur du balcon donner par :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adopte : e = 15 cm

Tableau 6. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Revêtement de carrelage	20	0,025	0,5
2- Mortier de pose	18	0,015	0,27
3- Lit de sable	18	0,02	0,36
4- Dalle pleine	25	0,15	3,75
5- Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,24 kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3,5 kN/m²

II.6. Prédimensionnement des escaliers

Un escalier dans une construction est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre (Figure 20), est déterminé par :

- ❖ La marche qui est la partie horizontale ;
- ❖ La contremarche qui est la partie verticale de la marche ;
- ❖ L'emmarchement qui est la longueur utilisée de chaque marche ;
- ❖ Le giron qui est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracé à 0,5 m de la ligne de jour ;
- ❖ La paillasse qui supporte les marches et les contremarches ;
- ❖ α , l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale ;
- ❖ La volée qui est l'ensemble de marche de palier.

Dans notre projet, l'escalier est de type droit à deux volées avec des paliers de repos.



Figure 20 : Modélisation 3D d'un escalier (source : <https://pdfcoffee.com>).

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h) comme indiqué sur la Figure 21, on utilise la formule de BLONDEL

$$\text{Avec : } 60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

En prenant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

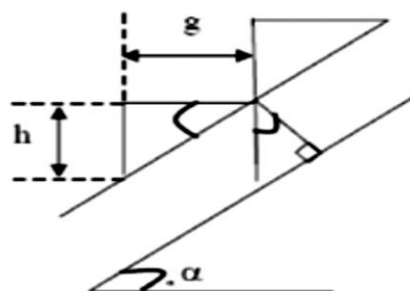


Figure 21: Schéma statique de l'escalier.

La cage d'escalier choisie pour le calcul est illustrée sur la Figure 22 ci-dessous et dont les caractéristiques regroupées dans le Tableau 7.

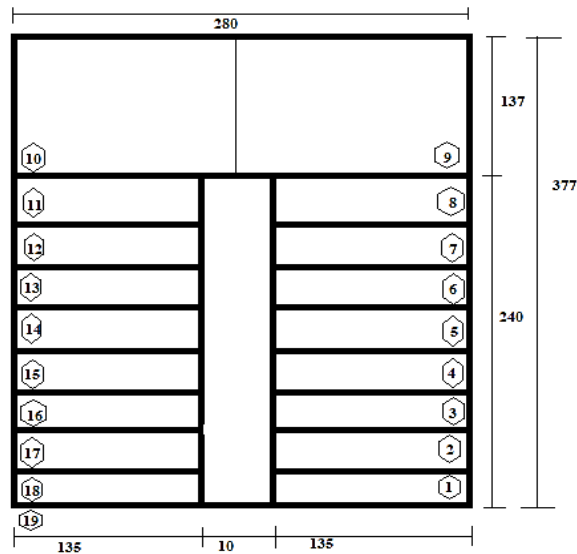


Figure 22: Vue en plan de la cage d'escalier.
Tableau 7. Caractéristiques de l'escaliers

	RDC - Etage courant
h_e (m)	3,23
N contre marches	19
N contre marches volée 1	10
N contre marches volée 2	9
h_{volée1}(m)	1,7
h_{volée2} (m)	1,53
l_{volée1} (m)	2.70
l_{volée2} (m)	2.40

La pente est constante pour toutes les volées et elle est égale à :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,5^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier sera calculée avec la longueur de la paillasse (paillasse) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(170^2 + 270^2)} = 319,06 \text{ cm}$$

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{319,06}{30} \leq e_p \leq \frac{319,06}{20}$$

$$\Rightarrow 10,63 \text{ cm} \leq e_p \leq 15,95 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 12 cm et les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 8 et 9.

Tableau 8. Charges de la dalle pleine du palier des escaliers

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Revêtement Horizontale	22	0,025	0,55
2- Mortier de pose	18	0,02	0,36
3- Lit de sable	18	0,02	0,36
4- Dalle pleine	25	0,12	3
5- Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 4,63 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau 9. Charges de la dalle pleine de la paillasse des escaliers

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
1- Revêtement horizontale	22	0,025	0,55
2- Revêtement verticale	22	0,025. (0,17/0,3)	0,31
3- Matière de pose	18	0,02	0,36
4- Poids propre de la paillasse	25	0,12/Cos29,54	3,45
5- Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
6- Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G = 6,72 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

II.7. Prédimensionnement des voiles

On peut considérer deux types de voiles (Figure 23) :

- ❖ Voile simple linéaire ;
- ❖ Voile en forme de T, U, L, H, assemblés de façon rigide à former un ensemble rigide.

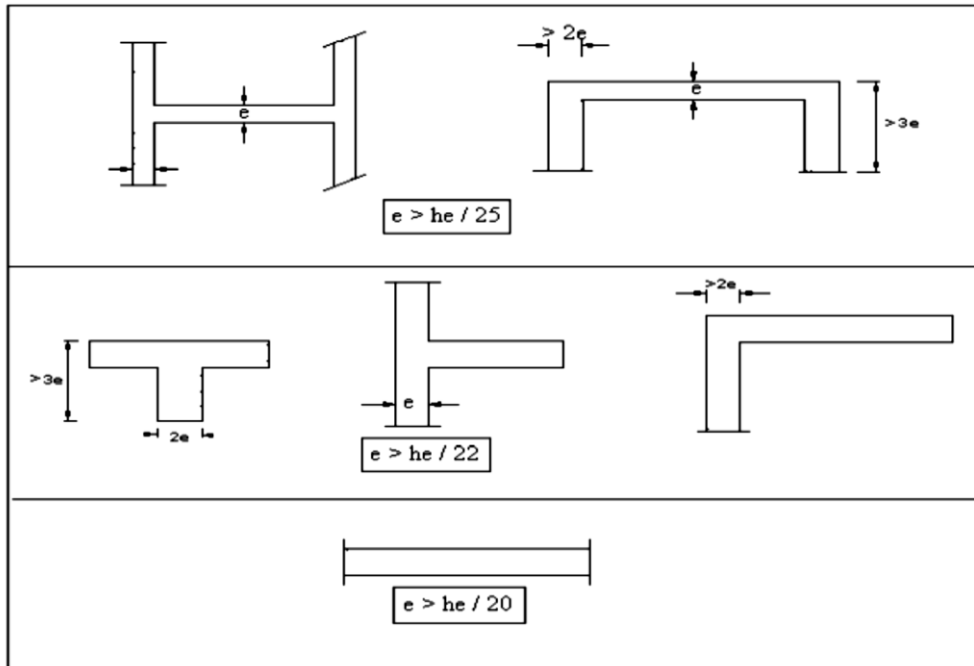


Figure 23: Epaisseur des voiles à adopter en fonction de leurs formes (RPA, 2024).

Le dimensionnement des voiles en béton armé (Figure 24) est justifié par le règlement parasismique Algérien RPA 2024 (RPA, 2024). Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble).

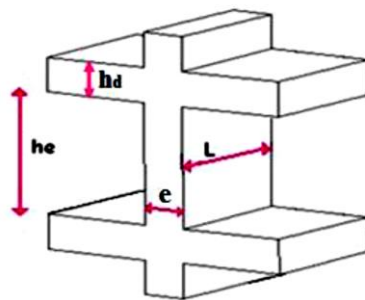


Figure 24: Coupe de voile en élévation (RPA,2024).

Selon l'article 7.7.1 du RPA 2024 (RPA, 2024), le prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m\right) \\ b_w \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15m\right) \end{array} \right\}$$

Avec :

l_w : la longueur de voile

b_w : l'épaisseur de voile

On a : $h_e = 3,23$ m

$$b_w \geq \max\left(\frac{323}{20}; 15\text{m}\right) \Rightarrow b_w \geq \max(16,15 \text{ m}; 15 \text{ m})$$

Donc on adopte : $b_w = 30$ cm

Il reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

$$l_w \geq \max\left(\frac{323}{3}; 4 \times 30; 1\text{m}\right) \Rightarrow l_w \geq \max(1,076 \text{ m}; 1,20 \text{ m}; 1\text{m}) \Rightarrow l_w \geq 1,20 \text{ m}$$

Dans cette structure, les voiles de contreventement (trumaux) adoptées sont illustrés sur la Figure 25 issue de la modélisation sous Robot Structural Analysis pour le bloc A et B.

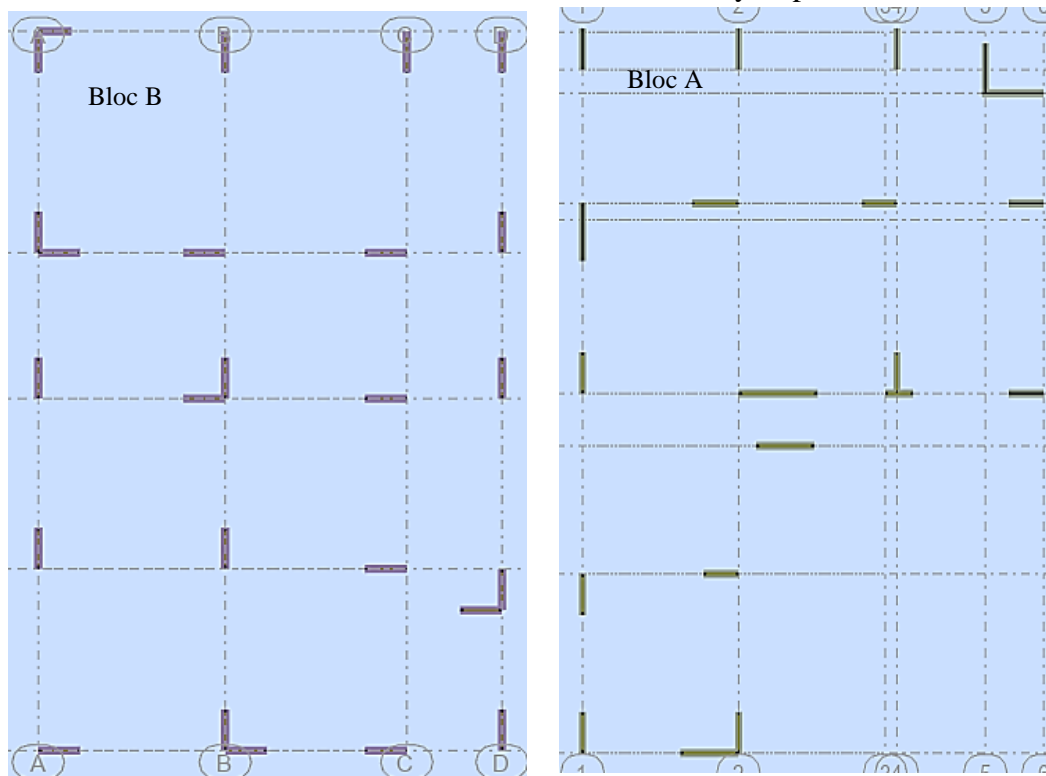


Figure 25: Disposition des voiles de contreventement des Blocs A et B.

II.8. Murs extérieurs (double parois)

Les murs extérieurs de la structure sont réalisés en maçonnerie de remplissage (Figure 26). Ils assurent principalement le rôle de séparation entre l'intérieur et l'extérieur du bâtiment, tout en contribuant à l'isolation thermique et acoustique. Ces murs ne participent pas à la reprise des charges verticales de la structure porteuse, mais leur poids propre est pris en compte comme une charge permanente appliquée aux planchers.

La descente des charges des murs extérieurs à double paroi est regroupée dans le Tableau 10, tandis que la répartition de ces charges sur les poutres est présentée dans le Tableau 11.

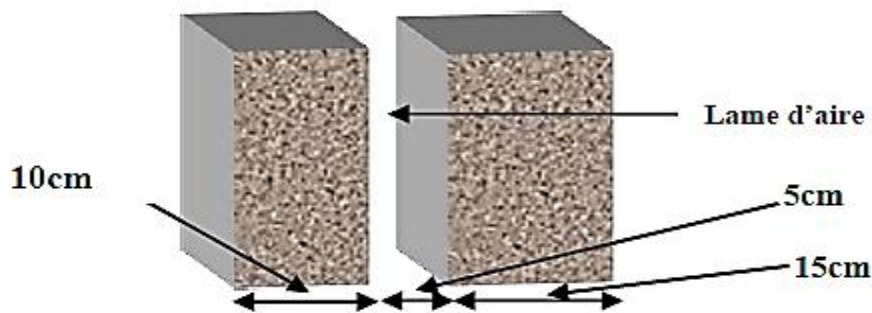


Figure 26: Cloisons extérieures.

Tableau 10. Charges des murs extérieures.

Elément	G (kN/m ²)
1- Paroi de 15cm	1,30
2- Paroi de 10cm	0,90
3- Enduit intérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
4- Enduit extérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Somme paroi 10+10	G = 2,34 kN/m²

Tableau 11. Distribution de la charge des murs sur les poutres.

Charges de brique	Hauteur d'étage	Retombé	La charge	Ouverture
2,34	3,23	0,35	6,7392	5,39136
2,34	3,23	0,2	7,0902	5,67216
2,34	3,23	0,1	7,3242	5,85936
2,34	3,23	0,3	6,8562	5,48496

II.9. Conclusion

Le prédimensionnement constitue une étape déterminante dans la conception d'une structure, car il permet de fixer des bases solides tout en respectant les exigences réglementaires. En nous appuyant sur les normes du BAEL 91 (BAEL 91, 1991) et les règles parasismiques Algériennes RPA 2024 (RPA, 2024). Les sections des éléments porteurs ont été défini en tenant compte des critères essentiels de sécurité, de stabilité et de durabilité.

Cette phase assure une première approche réaliste de la structure, adaptée aux contraintes du site et aux actions prévues, notamment sismiques. Le recours au RPA 2024 a permis d'intégrer

les particularités de la zone étudiée dès le début du projet. Une fois ces dimensions établies, il devient nécessaire d'évaluer la réponse du bâtiment face aux sollicitations dynamiques.

CHAPITRE III



CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement et qui peuvent être énumérés comme suit :

- ❖ Planchers ;
- ❖ Escaliers ;
- ❖ Balcons.

III.2. Étude du plancher

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2.1. Etude du Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ **Celle de la résistance** : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.
- ❖ **Celle d'isolation thermique et acoustique** : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

On a approprié un seul type de plancher qui est un plancher à corps creux (16 + 4) pour tous les étages (Figure 27).

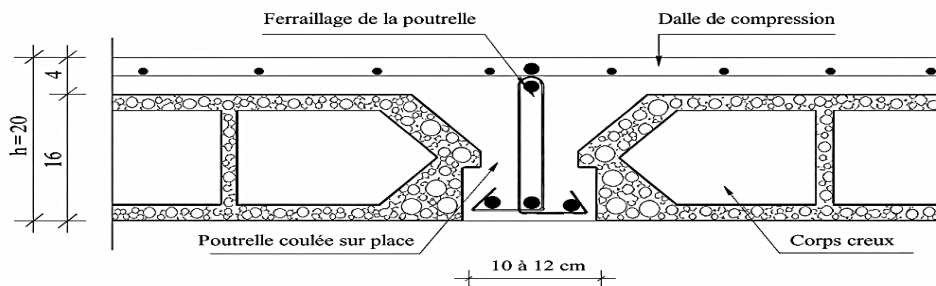


Figure 27: Coupe transversale du plancher à corps creux.

❖ Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 2 types des poutrelles (Figure 28).

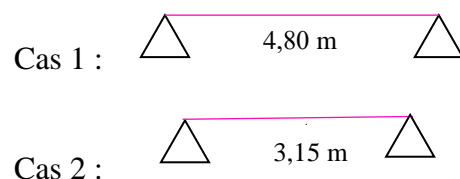


Figure 28: Types de poutrelles.

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise dans notre cas la méthode des sections issue de la résistance des matériaux.

III.2.1.1 Ferrailage des solives

❖ Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6$$

$$q_u = 5,45 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_u = G + Q = (5,06 + 1,5) \times 0,6$$

$$q_u = 3,93 \text{ kN/m}$$

❖ Moment et l'effort tranchant

ELU

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{5,45 \cdot 4,8^2}{8} = 15,69 \text{ kN/m}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{5,45 \cdot 4,8}{2} = 13,08 \text{ kN}$$

ELS

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,93 \cdot 4,8^2}{8} = 11,32 \text{ kN/m}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{3,93 \cdot 4,8}{2} = 9,43 \text{ kN}$$

Après avoir effectué le calcul des différents types de poutrelles, les résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau 12, présentant les moments fléchissants et les efforts tranchants. et La Figure 19 met en évidence la section transversale de ferrailage retenue pour les poutrelles.

Tableau 12. Moments fléchissants et efforts tranchants de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etage	Moments [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Cas 1	15,69	11,32	13,08	9,43
Cas 2	6,75	4,87	8,58	6,18

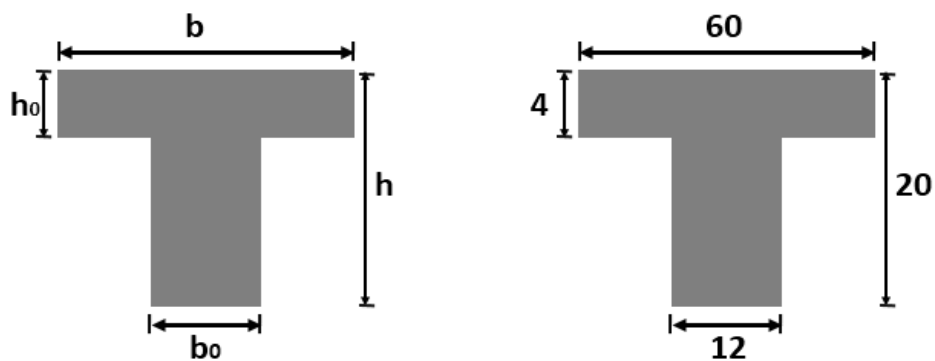


Figure 29 : Section transversale de ferrailage de la poutelle.

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 13, tandis que la Figure 30 illustre le détail de leur ferrailage.

Tableau 13. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

	Armatures	Longitudinale	Transversale
Cas 1	En appui	2 HA10	2 Ø 6
	En travée	3 HA12	2 Ø 6
Cas2	En appui	2 HA10	2 Ø 6
	En travée	3 HA10	2 Ø 6

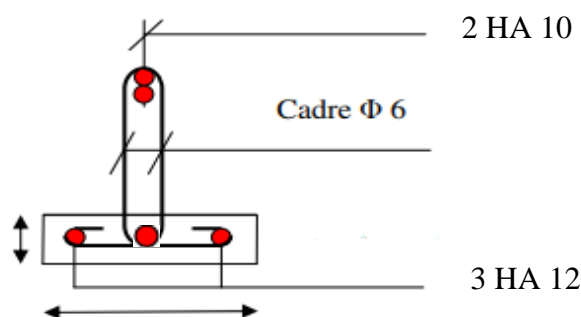


Figure 30 : Ferrailage de la poutelle.

III.2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- ❖ Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- ❖ Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- ❖ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- ❖

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \quad A_1 = \frac{200}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

$$\text{Si: } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} \text{ (} L_n \text{ en cm)}$$

Avec :

L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n=60$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diameter (A.R).

$f_e= 500$ MPa

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : 5T6} \quad A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \quad \text{Choix : 5T6} \quad A_2 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 31).

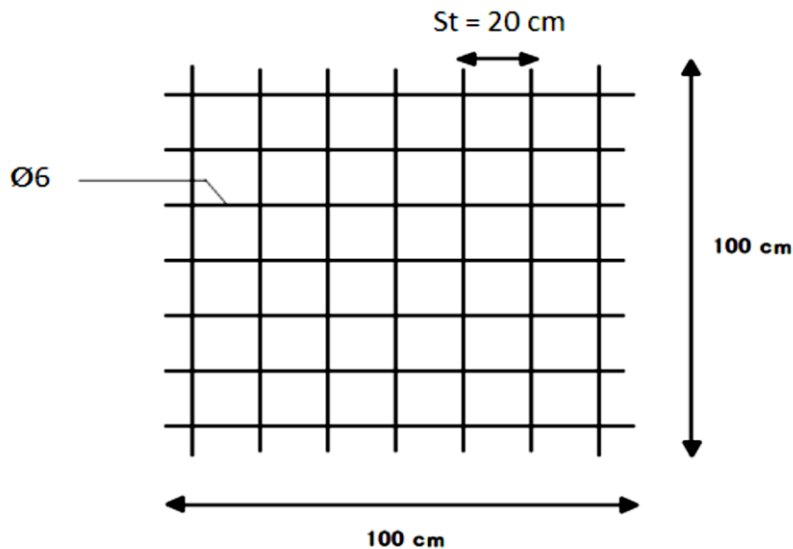


Figure 31: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.2.2. Etude du Plancher à dalle pleine

Le ferrailage des dalles pleines constitue une étape essentielle dans le dimensionnement des structures en béton armé. Il permet d'assurer la résistance de la dalle aux sollicitations de flexion, aussi bien en travée qu'en appui, tout en garantissant sa stabilité et sa durabilité. Le choix et la disposition des armatures sont déterminés en fonction des moments fléchissant agissant dans les deux directions principales.

Les sollicitations ont été déterminées à l'aide du modèle diaphragme dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, permettant d'obtenir les moments en travée et en appui. Les valeurs maximales ont été retenues dans les deux directions XX et YY. Le dimensionnement du ferrailage a été effectué sur la base d'une bande de 1 m de largeur, avec un espacement des armatures fixé à 15 cm.



Figure 32 : Photo réelle d'un espacement des armatures fixé à 15 cm (imoja sig).

Les Figures (33 à 37) illustrent des exemples de cartographies des moments fléchissants obtenues à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, pour un étage donné et dans un sens donné, pour les deux Blocs A et B. Les moments fléchissants les plus défavorables, dans les deux sens et pour différents niveaux, aux états limites ELS, ELU et ELA, sont regroupés dans le Tableau 14 et Tableau 15.

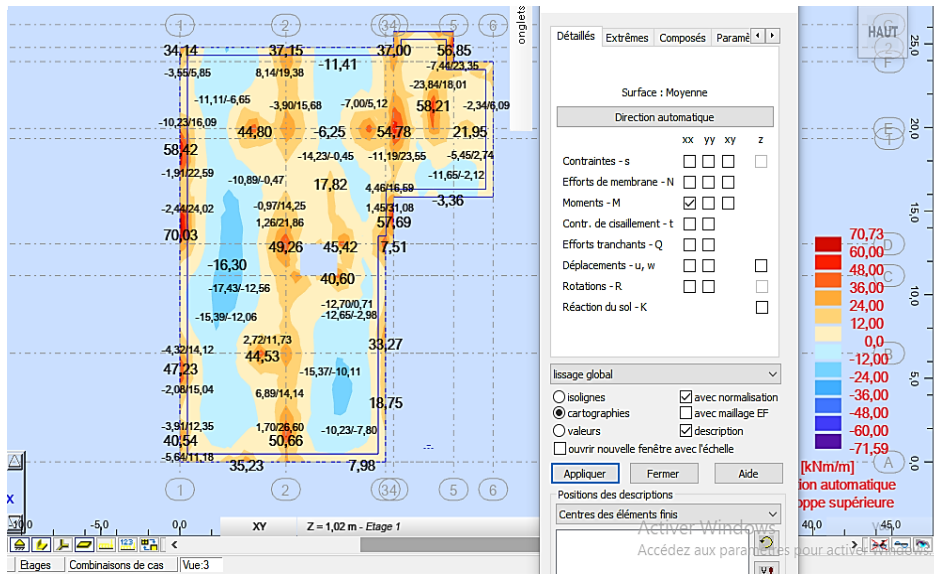


Figure 33 : Exemple distribution des moments fléchissant du Bloc A

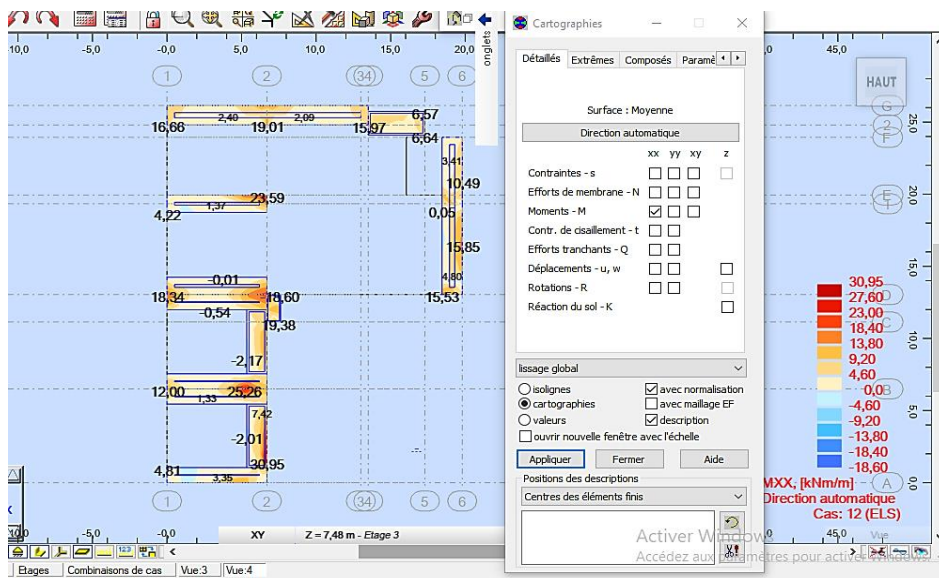


Figure 34: Exemple distribution des moments fléchissant (talon) du Bloc A

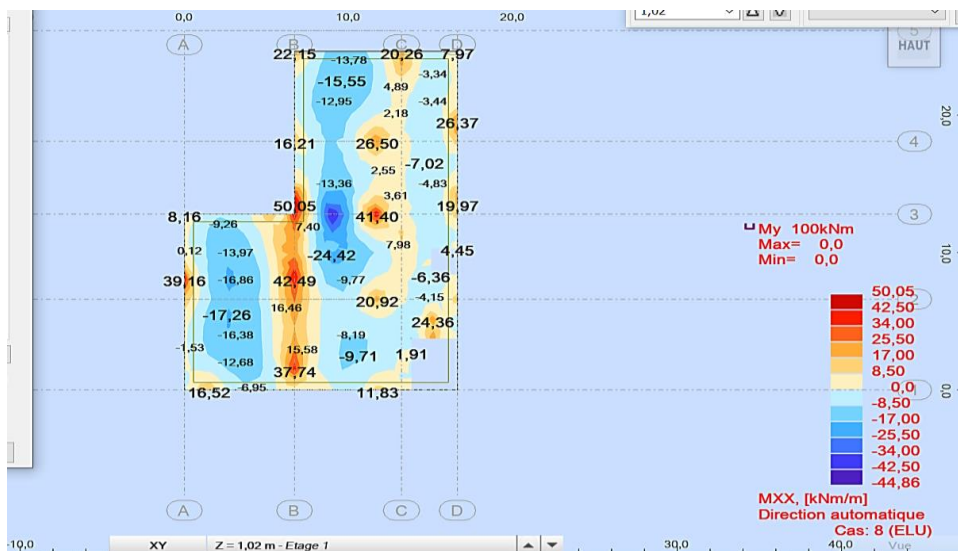


Figure 35: Exemple distribution des moments fléchissant du Bloc B.

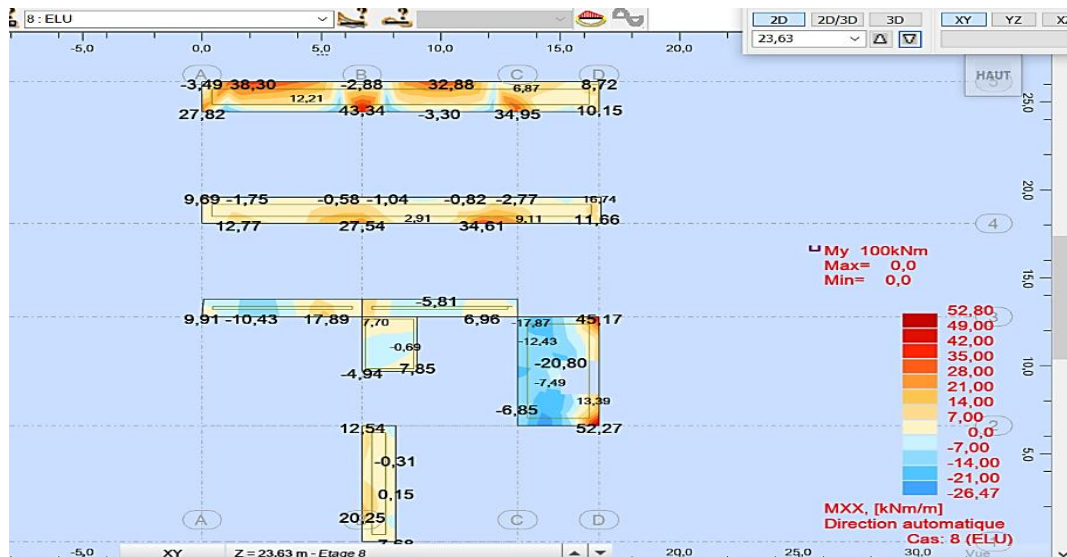


Figure 36 : Exemple distribution des moments fléchissant (talons) du Bloc B.

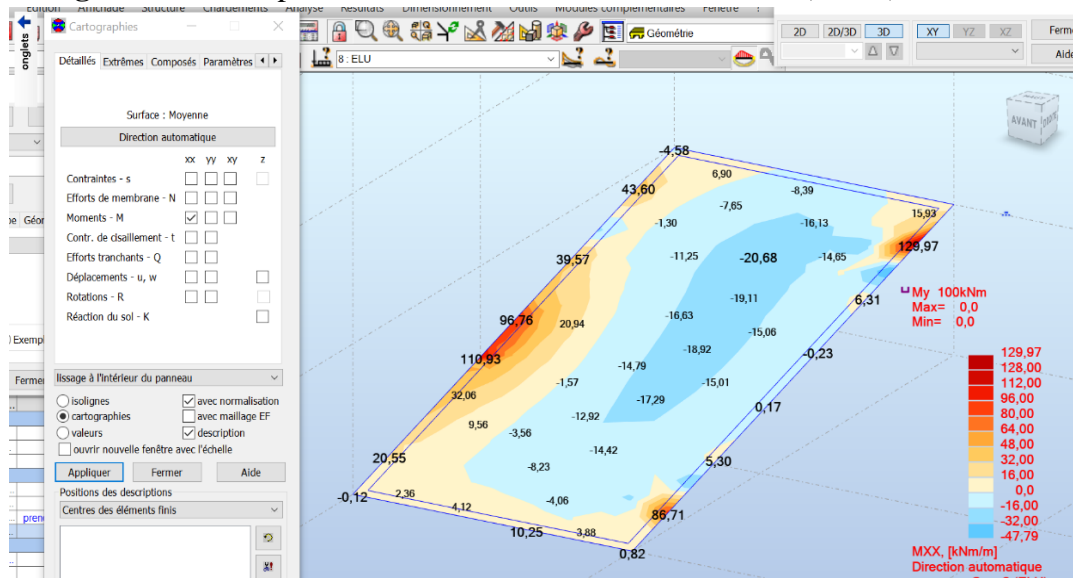


Figure 37: Exemple distribution des moments fléchissant (rampe) Du Bloc B.

Tableau 14. Récapitulatif des moments fléchissants du Bloc A [kN.m/m] .

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	-78.35	32.52	-55.60	22.75	-73.08	23.84
MEZ	-69.04	29.87	-48.93	23.30	-122.51	37.44
1 ^{er} étage(talon)	-89.53	25.75	-65.05	24.54	-139.32	92.04
Du 2 ^{eme} étage au 6 ^{eme} étage(talon)	-88.89	34.03	-64.62	24.76	-87.68	77.70
Terrasse	-55.29	23.89	-40.21	17.41	-112.06	29.05

Tableau 15. Récapitulatif des moments du Bloc B [kN.m/m].

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	-50,05	24,42	-36,84	17,91	-84,11	15,46
MEZ	-51,29	17,24	-38,05	25,83	-13,55	13,92
Habitation (ascenseur- talons de façade)	-152,28	50,80	-110,38	36,80	-81,76	29,96
Habitation (les autres)	-23,08	21,06	-38,45	15,31	-92,19	29,38
Terrasse	-175,03	27,10	-129,22	19,79	-192,40	26,66
La rampe	-129,97	45,42	-96,27	33,65	-158,16	39,49

À l'issue de cette analyse, les calculs effectués à l'aide du logiciel Robot Expert, dont un exemple de capture d'écran est présenté à la Figure 38 et Figure 39 et, ont permis de déterminer le ferrailage des dalles dans les deux sens pour les blocs A et B (Figure 42). Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau 16 et Tableau 17.

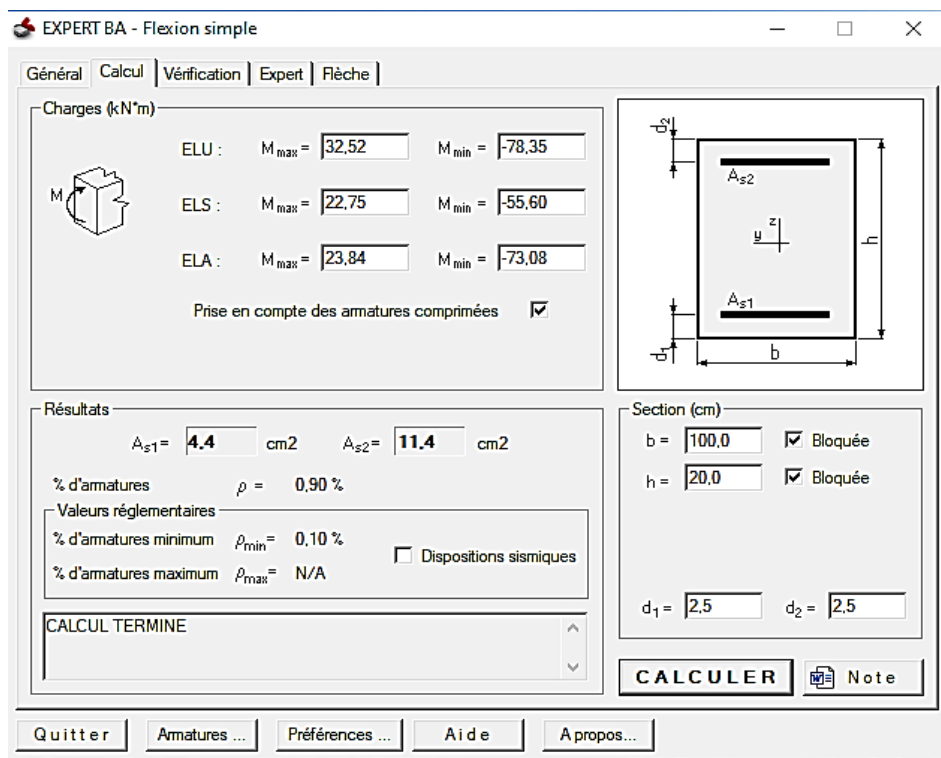


Figure 38: Capture d'écran du résultat de ferrailage de la dalle pleine en RDC du Bloc A.

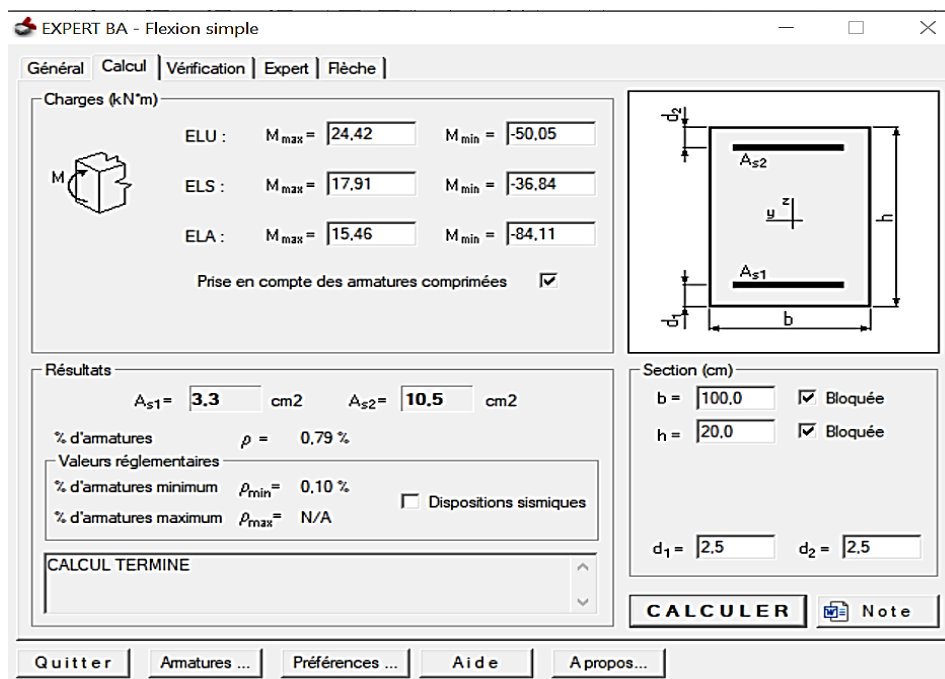


Figure 39 : Capture d'écran du résultat de ferrailage de la dalle pleine en RDC du Bloc B.

Tableau 16. Ferrailage adopté de la dalle pleine Bloc A.

Niveau	As		Choix	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	11,4	4,4	T14 (e=15 cm)	T12 (e=15 cm)
MEZ	18,1	4,3	T14 (e=15 cm)	T12 (e=15 cm)
1 ^{er} étage(talon)	18,5	11,5	T14 (e=15 cm)	T12 (e=15 cm)
Du 2 ^{eme} étage au 6 ^{eme} étage(talon)	13,3	9,6	T14 (e=15 cm)	T12 (e=15 cm)
Terrasse	14,3	3,4	T12 (e=15 cm)	T12 (e=15 cm)

Tableau 17. Ferrailage adopté de la dalle pleine Bloc B.

Niveau	As		Choix	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
RDC	10,5	3,3	T12 (e=15 cm)	T12 (e=20 cm)
MEZ	19,1	3,2	T14 (e=15 cm)	T12 (e=20 cm)
Habitation (ascenseur-talons façade)	23,8	15,4	T14 (e=10 cm)	T14 (e=15 cm)
Habitation (les autres)	11,6	3,4	T12 (e=15 cm)	T12 (e=20 cm)
Terrasse	27,9	24,4	T14 (e=10 cm)	T14 (e=10 cm)
La rampe	20,6	9,6	T14 (e=15 cm)	T14 (e=15 cm)

Dans le cadre de la vérification de la flèche conformément à l'article B.6.5.3 du BAEL 91, une cartographie de la déformation d'un plancher (Figure 40, Figure 41), pour un étage et un sens donné. Les résultats de vérification, effectués pour l'ensemble des planchers des blocs A et B, sont résumés dans le Tableau 18 et Tableau 19. Il en ressort que toutes les conditions de vérification sont satisfaites.

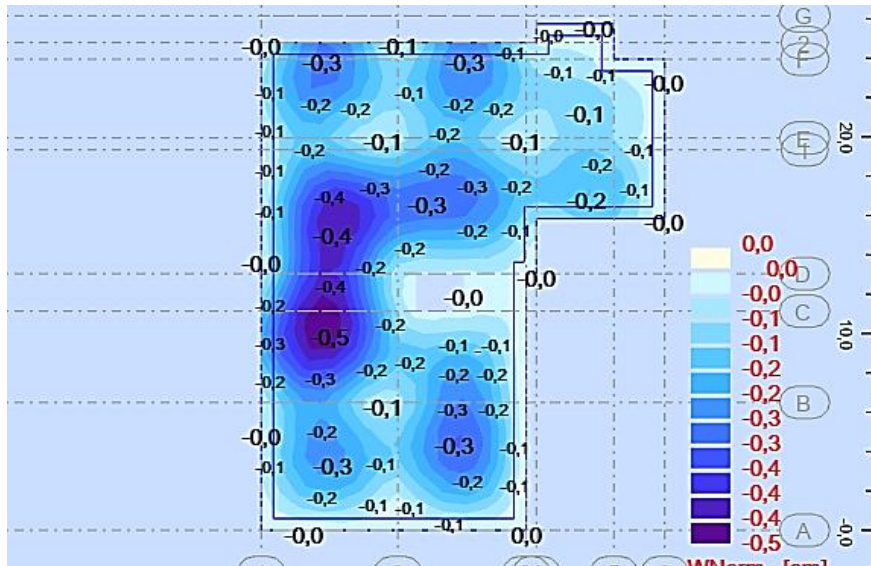


Figure 40 : Déformation à l'ELS [cm] (cartographe) du Bloc A

Exemple de vérification pour un plancher :

Valeur maximale = 0,50 cm

$$f_{\text{admissible}} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,19 \text{ cm} \geq 0,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec L=6,9 m

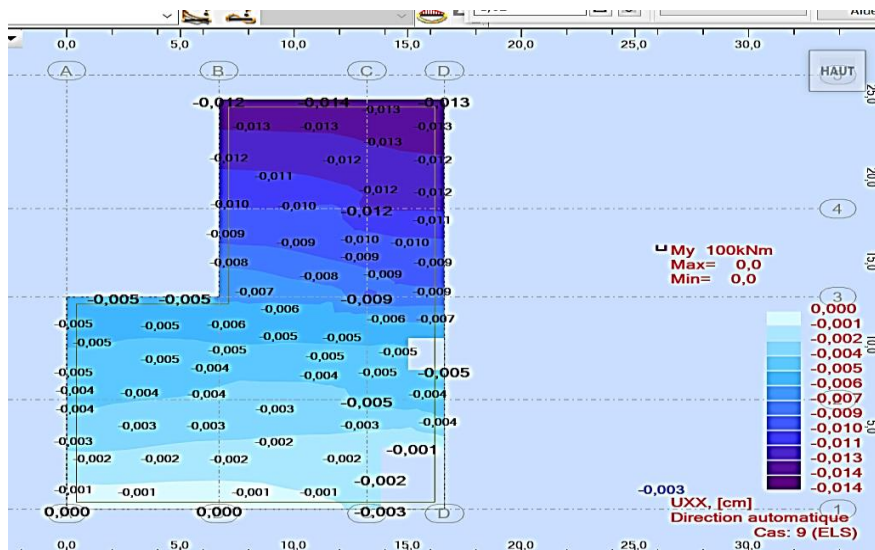


Figure 41: Déformation à l'ELS [cm] (cartographe) du Bloc B

Exemple de vérification pour un plancher :

Valeur maximale = 0,014 cm

$$f_{\text{admissible}} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,305\text{cm} \geq 0,014 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec L=8,05 m

Tableau 18. Récapitulatif des vérifications de la flèche de la dalle pleine du Bloc A.

Niveau	Vérification		
	$f_{\text{admissible}}$	Déformation à l'ELS	Condition
RDC	1.19	0.5	C.V
MEZ	1.19	0.6	C.V
1 ^{er} étage(talon)	1.19	0.5	C.V
Du 2 ^{eme} étage au 6 ^{eme} étage(talon)	1.19	0.5	C.V
Terrasse	1.19	0.8	C.V

Tableau 19. Récapitulatif des vérifications de la flèche de la dalle pleine du Bloc B.

Niveau	Vérification		
	$f_{\text{admissible}}$	Déformation à l'ELS	Condition
RDC	1,305	0,014	C.V
MEZ	1,305	0,037	C.V
Habitation (ascenseur-talons façade)	1,305	0,372	C.V
Habitation (les autres)	1,305	0,372	C.V
Terrasse	1,305	0,447	C.V

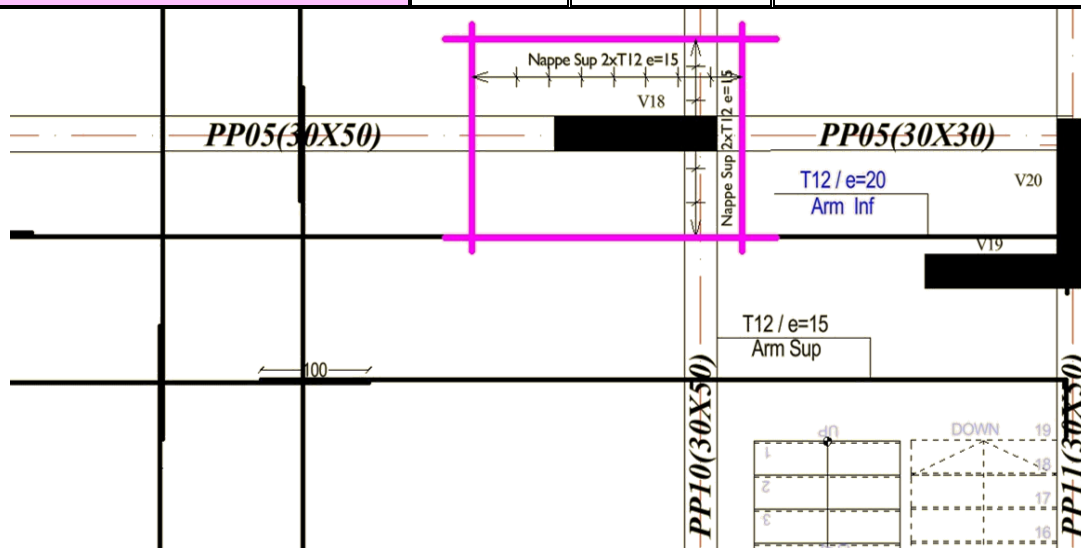


Figure 42: Ferrailage de dalle pleine.

III.3. Balcons

Les deux bâtiments sont équipés de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm

Ces dalles fonctionnent en console, c'est-à-dire qu'elles sont solidement encastrées dans le plancher principal pour assurer leur stabilité et reprendre les charges qui leur sont appliquées.

III.3.1. Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,24 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

La longueur des balcons de notre structure est variable et varie entre ($L = 0,96 \text{ m}$ à $L = 1,80 \text{ m}$). Pour le dimensionnement et le ferrailage des balcons, l'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel RDM6 (Figure 43). Les résultats obtenus des Moments et Efforts tranchants à l'ELS et l'ELU dans tous les types des balcons sont résumés dans le Tableau 20.

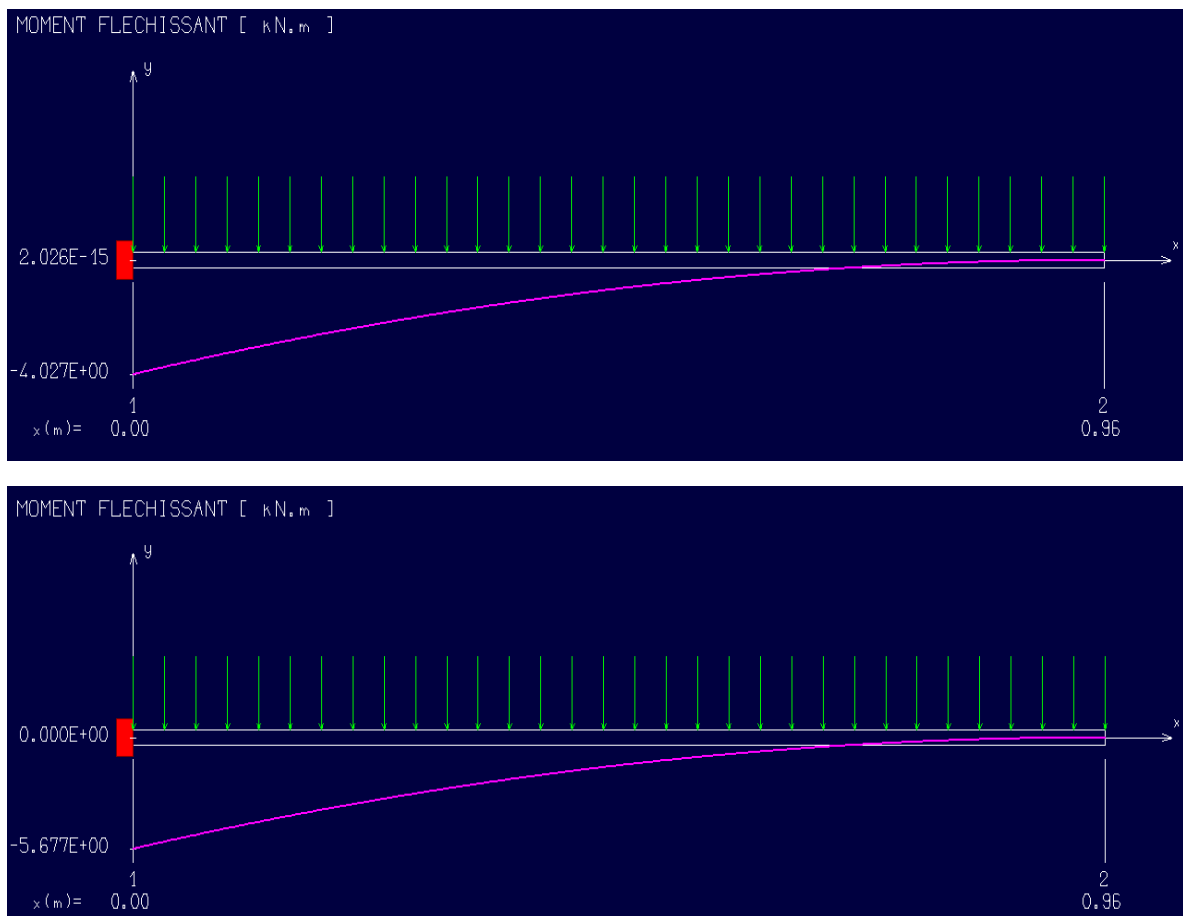


Figure 43: Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon (RDM6)

Tableau 20. Eléments de réduction (M, T) du balcon.

		Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
Balcon L=0.96 m	ELU	-5.677	11.82
	ELS	-4.02	8.39
Balcon L=1.5 m	ELS	-9.832	13.11
	ELU	-13.86	18.48
Balcon L=1,7 m	ELS	-12.62	14.85
	ELU	-17.80	20.94
Balcon L=1,4 m	ELS	-8.50	12.23
	ELU	-13.07	17.25
Balcon L=1,6 m	ELS	-11.18	13.98
	ELU	-15.77	19.71
Balcon L=1,8 m	ELS	-14.15	15.73
	ELU	-19.96	22.18

À l'issue de cette analyse, les calculs effectués à l'aide du logiciel Robot Expert, dont un exemple de capture d'écran est présenté à la Figure 44, ont permis de déterminer le ferrailage des balcons (Figure 45). Les résultats obtenus sont regroupés dans le Tableau 21.

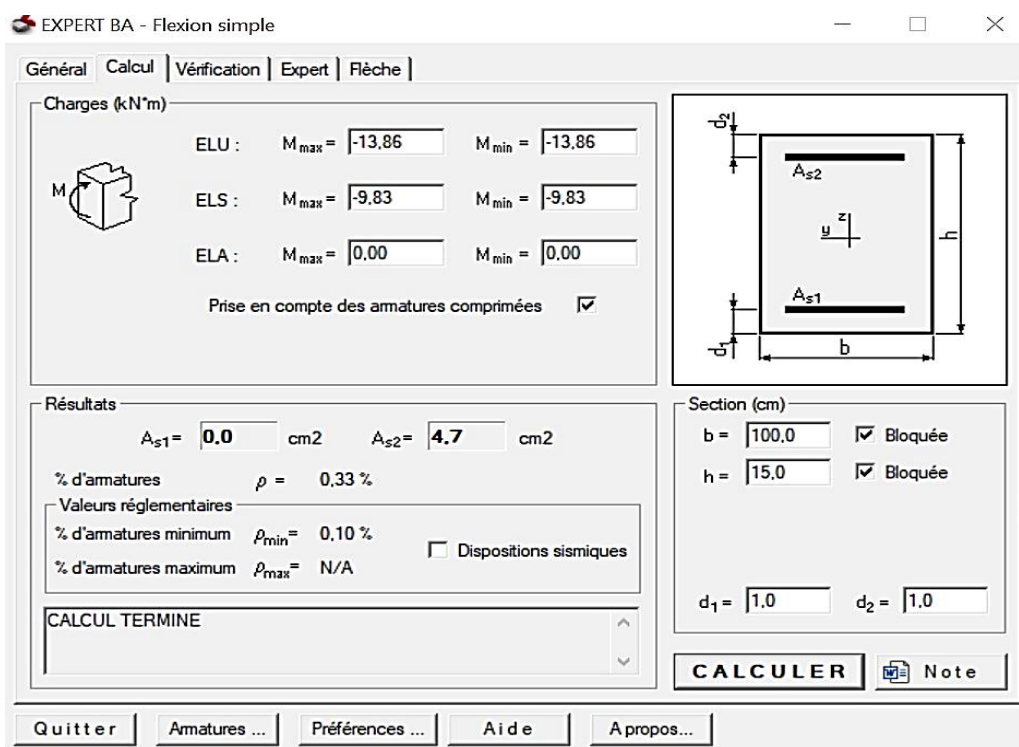


Figure 44 : Capture d'écran d'un exemple de ferrailage du balcon.

Tableau 21. Ferrailage de différents types de balcons.

	La section A_s	Le choix	A_s de choix
Balcon L = 0,96 m	1,9	2HA12	2,26 cm ²
Balcon L = 1,5 m	4,7	1HA14+3HA12	4,93 cm ²
Balcon L = 1,7 m	6,1	4HA14	6,16 cm ²
Balcon L = 1,4 m	4	4HA12	4,52 cm ²
Balcon L = 1,6 m	5,4	5HA12	5,65 cm ²
Balcon L = 1,8 m	6,9	5HA12+1HA14	7,19 cm ²

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Article A.5.1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{8,39 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2,5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

Les conditions des contraintes de compression dans le béton et des contraintes maximales dans l'acier sont tout vérifiées pour tous les des balcons et étant donné que toutes les conditions requises pour le calcul des flèches sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

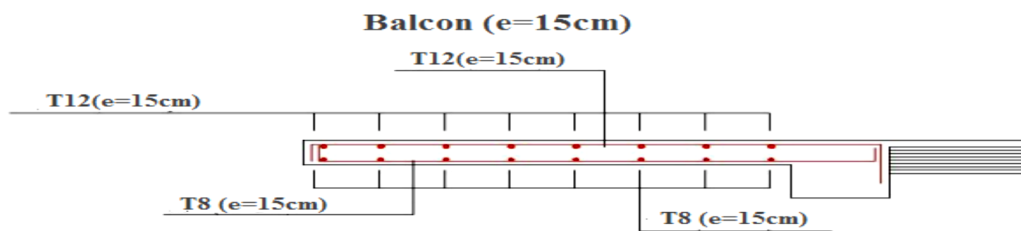


Figure 45: Ferrailage du balcon.

III.4. Escaliers

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est fait en béton armé coulé sur place et comporte un palier intermédiaire qui sépare les deux volées (paillasse), il sert aussi à relier deux différents niveaux d'une construction. La section est soumise à la flexion simple.

III.4.1 Combinaisons de charges

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculées en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

$$\text{ELU } q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,63 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,005 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,72 + 1,5 \cdot 2,5 = 12,822 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS } q_{\text{palier}} = 4,63 + 2,5 = 7,13 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,72 + 2,5 = 9,220 \text{ kN/m}$$

III.4.2 Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 2 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, l'étage courant, alors les schémas statiques des volées sont différents. La coupe en plan de la cage d'escalier a été schématisée dans le chapitre 2 lors du prédimensionnement.

III.4.3 Etude et ferrailage de l'escalier

Les schémas statiques des escaliers, présentés sur la Figure 46, permettent de définir clairement le comportement structural de l'ouvrage sous l'effet des charges appliquées.

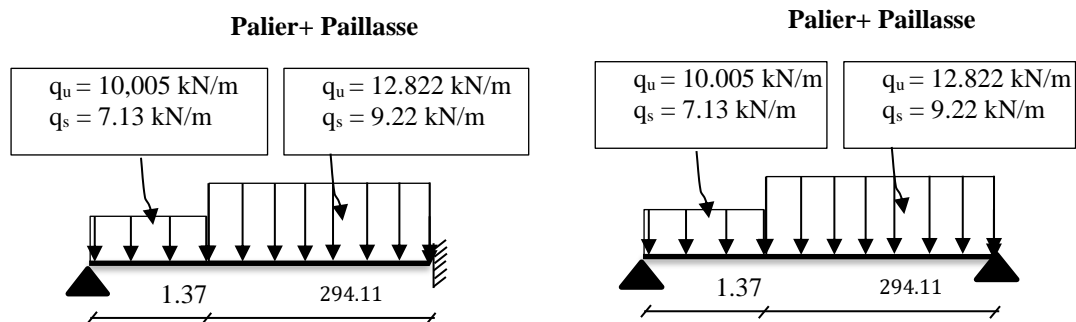


Figure 46: Schéma statique des deux cas d'escalier.

En utilisant RDM6, les moments maximaux en appui et en travée et les efforts tranchants maximaux sont calculés comme le montre l'exemple de la Figure 47 et ils sont regroupés dans le Tableau 22 pour les deux cas.

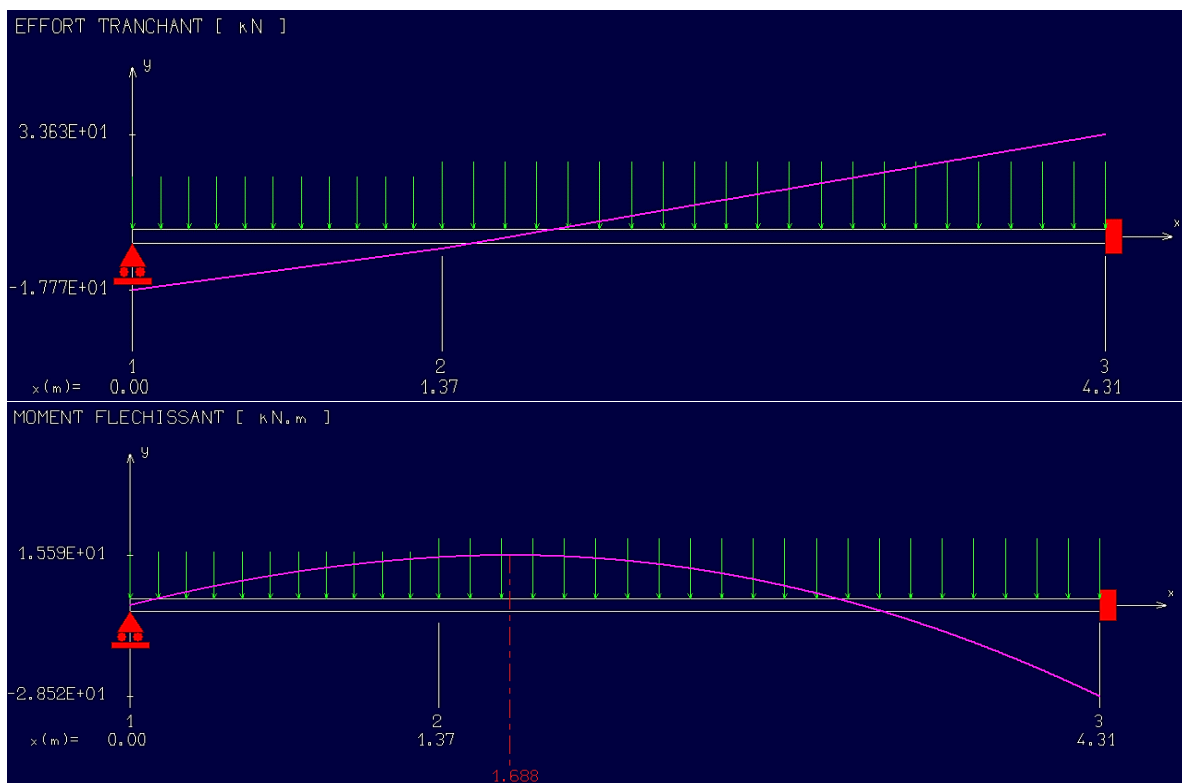


Figure 47: Moment fléchissant et effort tranchant en ELU de l'escalier (RDM6).

Tableau 22. Moments fléchissants des efforts tranchants des escaliers.

			T_{max}	M_{max} (appui)	M_{max} (travée)
			[kN]	[kN.m]	[kN.m]
Cas 1	ELU	Palier + Paillasse	33,65	28,52 x 0,3 = 8,55	15,59 x 0,85 = 13,25
	ELS	Palier + Paillasse	24,17	20,48*0.3 = 6.11	11,19 x 0,85 = 9,51
Cas 2	ELU	Palier + Paillasse	27,70	58,07 x 0,3 = 17,421	28,47 x 0,85 = 24,19
	ELS	Palier + Paillasse	19,41	34,43 x 0,3 = 10,32	20,44 x 0,85 = 17,37

Le ferrailage de l'escalier a été déterminé à l'aide du logiciel Robot Expert comme le montre l'exemple de la Figure 48, permettant d'obtenir une analyse précise et conforme aux exigences de dimensionnement et dont les résultats sont résumés dans le Tableau 23.

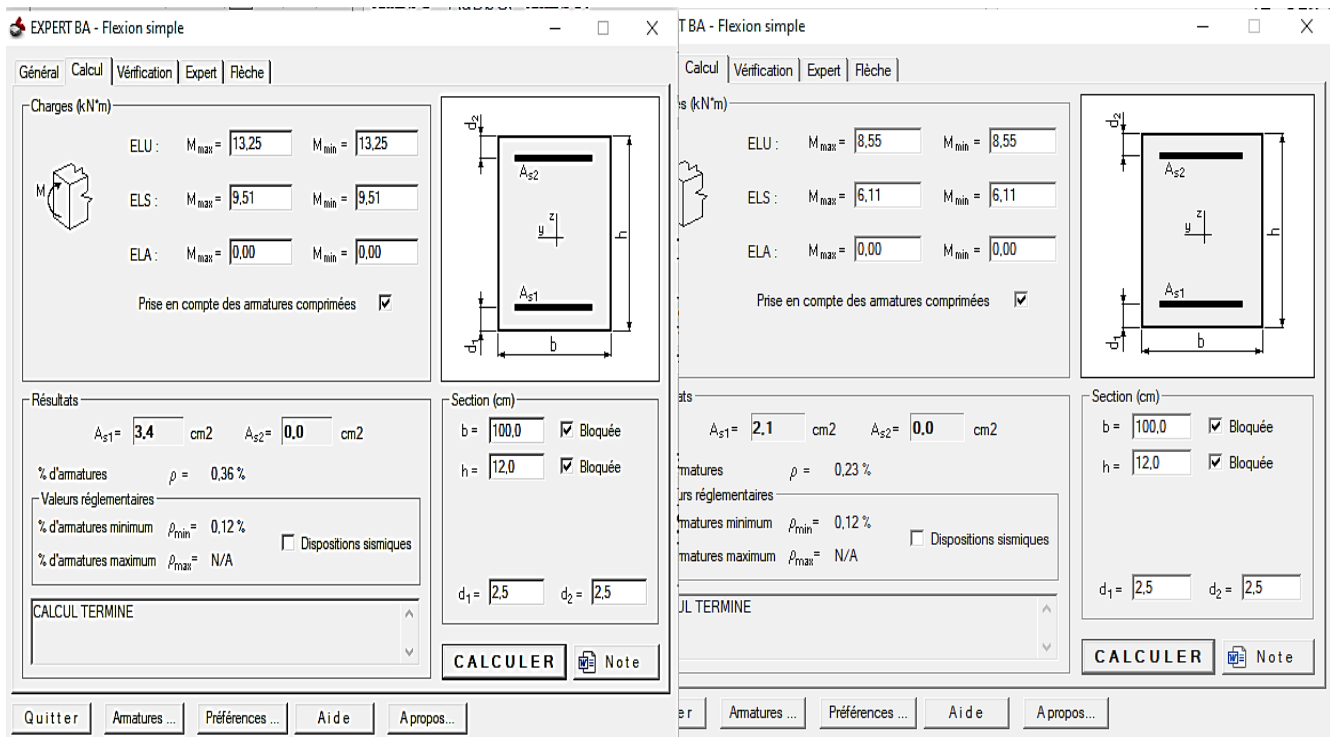


Figure 48: Captures d'écran du ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

Tableau 23. Ferrailage adopté des escaliers

		La section A_s	Le choix	A_s de choix
Cas 1	Travée	2,1	3HA12	3,39 cm ²
	Appui	3,4	4HA12	4,52 cm ²

Cas 2	Travée	4,6	5HA12	5,65 cm ²
	Appui	6,6	6HA12	6,79 cm ²

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,1}{4} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2\text{HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_u = 8550 \text{ N.m}$$

$$M_s = 6110 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{8550}{6110} = 1,39$$

$\alpha = 0,184 < 0,45$, la condition est vérifiée, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure a été traité, en se basant sur les résultats de l'analyse et en conformité avec les exigences du RPA 2024. Le dimensionnement des armatures a été effectué afin d'assurer la résistance ainsi que le bon comportement de ces éléments vis-à-vis des sollicitations auxquelles ils sont soumis.

CHAPITRE IV



ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction

L'étude dynamique a pour objectif d'analyser le comportement vibratoire intrinsèque d'une structure sans tenir compte des actions extérieures.

Elle permet d'identifier les différents modes de vibration, ainsi que les pulsations propres associées à chaque mode tout en évaluant la part de masse mobilisée dans chacun d'eux.

Cette analyse repose principalement sur l'élaboration de deux matrices essentielles : la matrice de masse, qui représente la répartition des masses et les effets d'inertie dans la structure, et la matrice de souplesse, qui traduit sa capacité à se déformer sous l'effet des sollicitations dynamiques. La détermination de ces matrices s'appuie sur des modèles théoriques adaptés, notamment la théorie de Bernoulli lorsque les effets de cisaillement sont négligés, et la théorie de Timoshenko dans le cas contraire, afin d'obtenir une représentation plus précise du comportement réel des éléments structuraux.

IV.2. Modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

IV.2.1. Description du logiciel ROBOT

Robot Structural Analysis est un logiciel professionnel de conception et d'analyse structurelle développé par Autodesk, spécialement conçu pour la modélisation 3D et le calcul des ouvrages en génie civil. Il offre des fonctionnalités complètes pour la modélisation précise des structures (béton, acier, mixte), les analyses statiques et dynamiques (incluant les calculs sismiques selon le RPA), le dimensionnement automatique des éléments structuraux, ainsi que la prise en compte des effets complexes comme la torsion ou l'interaction sol-structure.

Particulièrement adapté aux études parasismiques, le logiciel intègre les principales normes internationales et s'insère parfaitement dans les workflows BIM grâce à son interopérabilité native avec Revit et AutoCAD. Ses outils avancés de visualisation et de vérification, combinés à sa capacité à générer des rapports techniques détaillés, en font une solution fiable et performante pour analyser le comportement des structures sous diverses sollicitations.

IV.2.2. Modélisation de la structure

Le modèle adopté est assimilé à une console verticale encastrée à sa base, dans laquelle les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque étage. Les éléments de type poutres et poteaux sont modélisés par des éléments finis « frame » à deux nœuds, chacun disposant de six degrés de liberté. Les voiles en béton armé sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides, assurant une répartition uniforme des efforts horizontaux, tandis que le sens des poutrelles peut être pris en compte

automatiquement. Les dalles sont modélisées par des éléments de type dalle, en négligeant les effets membranaires.

La procédure de modélisation adoptée comprend les étapes suivantes :

- ❖ La définition de la géométrie du modèle, incluant la localisation des nœuds et la connectivité des éléments structuraux.
- ❖ L'attribution des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments de la structure.
- ❖ La définition des cas de charges statiques et dynamiques, ainsi que leur application aux éléments et aux nœuds du modèle.
- ❖ La mise en place des conditions aux limites, telles que les appuis et les diaphragmes, afin de représenter les contraintes réelles de la structure.
- ❖ L'introduction du spectre de réponse sismique à travers les paramètres sismiques appropriés.
- ❖ Le lancement de l'analyse structurale et l'ajustement éventuel du modèle afin d'assurer la cohérence et la fiabilité des résultats.
- ❖ La visualisation et l'exploitation des résultats obtenus, sous forme graphique ou numérique.
- ❖ L'interprétation des résultats afin d'évaluer le comportement global de la structure et d'en tirer les conclusions nécessaires.

La modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, permettant de représenter fidèlement le comportement global de l'ouvrage. Les modèles des deux blocs étudiés sont présentés sur les Figures 49 à 52, illustrant la configuration spatiale ainsi que la répartition des éléments structuraux adoptés dans le calcul.

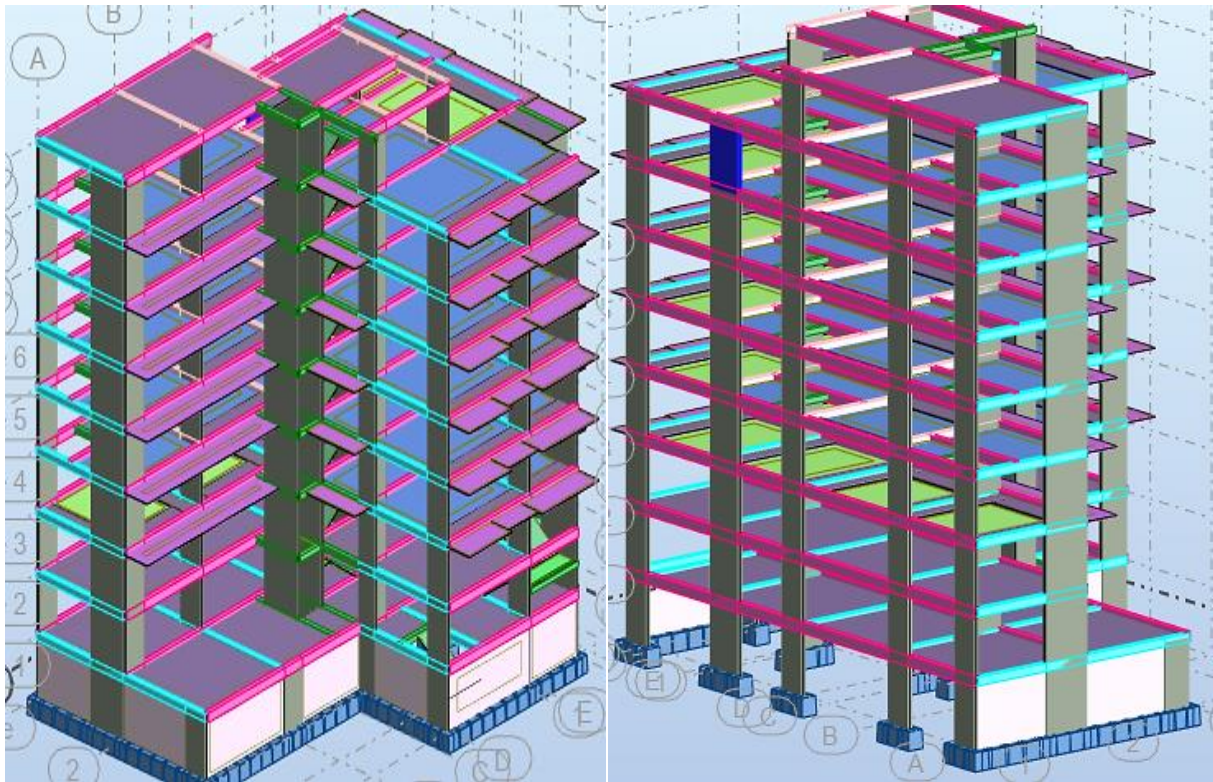


Figure 49 : Vues en 3-D du modèle numérique de la structure Bloc A.

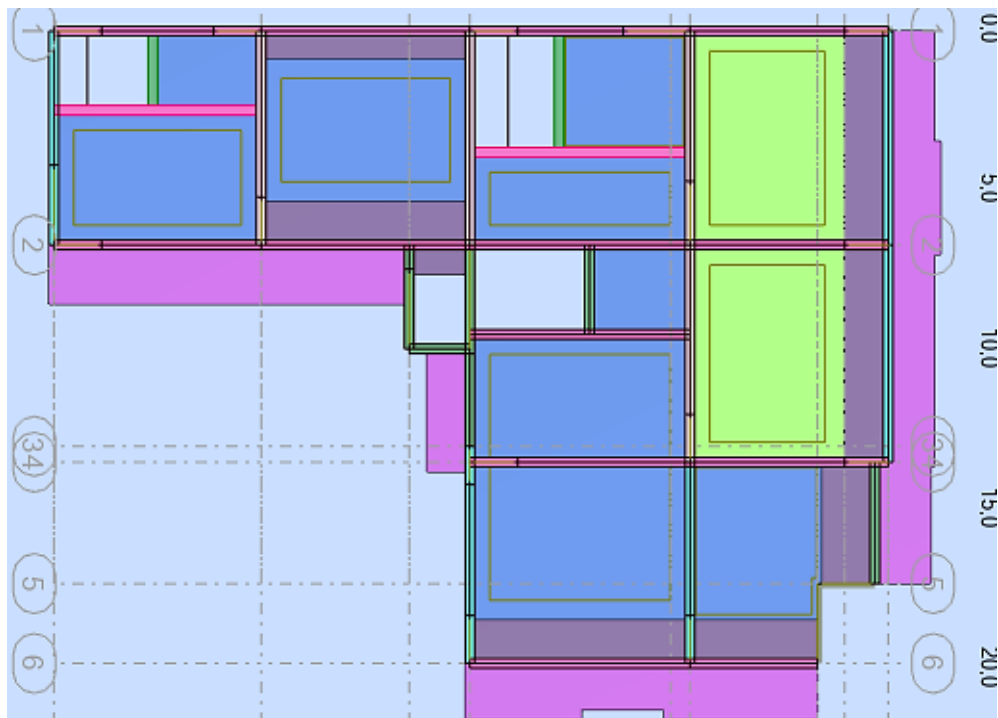


Figure 50: Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure Bloc A.

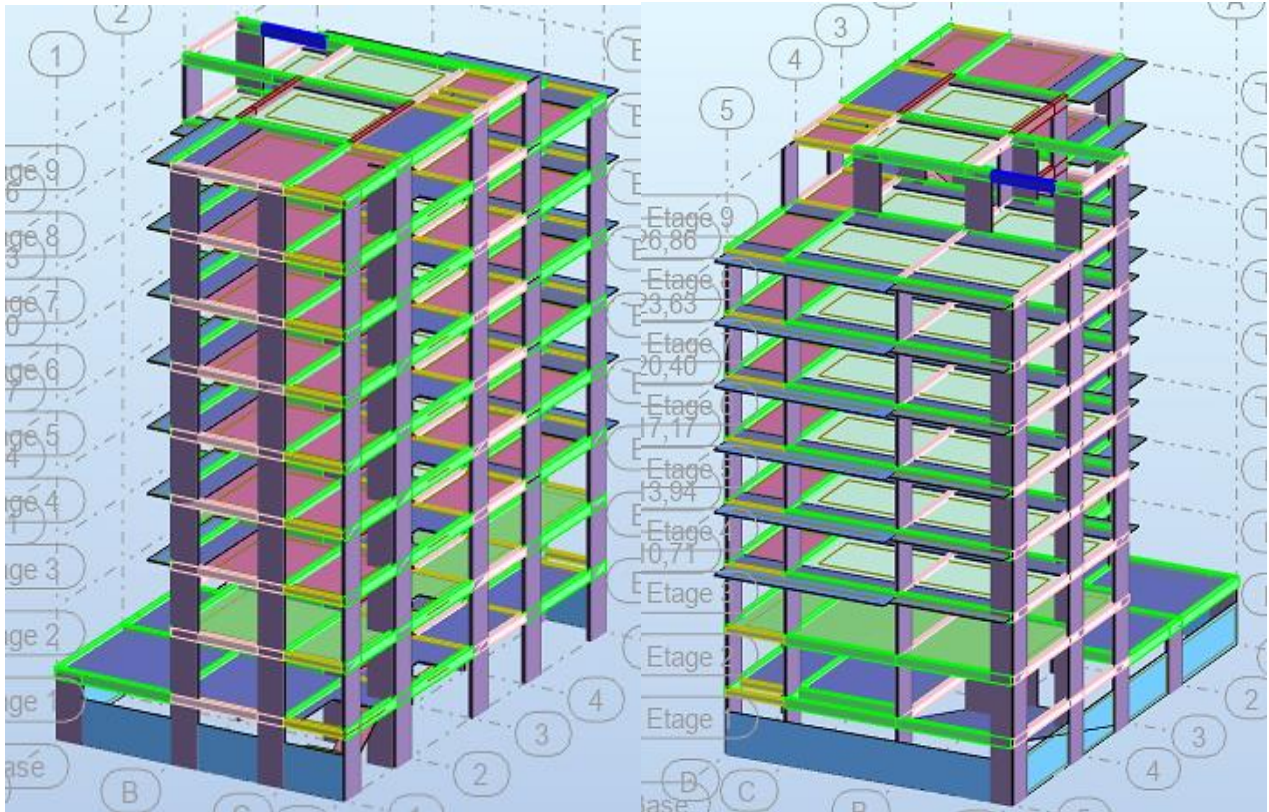


Figure 51: Vues en 3-D du modèle numérique de la structure Bloc B.

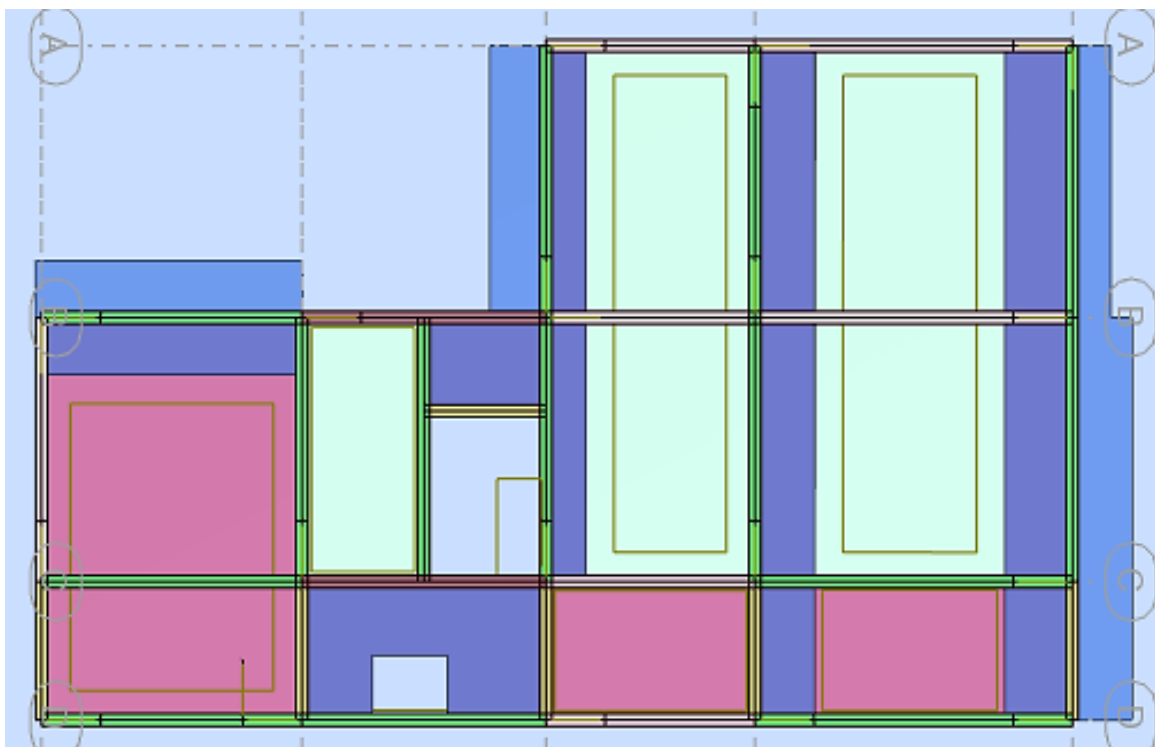


Figure 52: Vue en plan X-Y du modèle numérique de la structure Bloc B.

IV.3. Les méthodes de calcul des forces sismique

Selon l'article 4.1.1 du RPA 2024 (RPA, 2024), les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

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

IV.4. Justification du coefficient de comportement R

Le système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration I_s , du plancher, cf. (Figure 53).

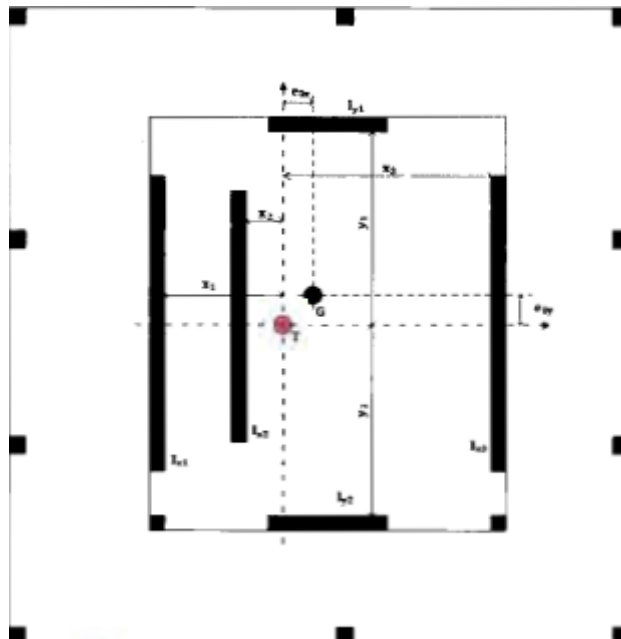


Figure 53: Définition des différents paramètres (RPA 2024).

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} r_x \leq I_s \\ \text{et} \\ r_y \leq I_s \end{array} \right\} \text{ Avec } r_x = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 * I_{xi} + y_i^2 * I_{yi})}{\sum I_{xi}}} \text{ et } r_y = \sqrt{\frac{\sum (x_i^2 * I_{xi} + y_i^2 * I_{yi})}{\sum I_{yi}}}$$

- r_x et r_y représentent, respectivement, les rayons de torsion suivant x et y.
- I_s : Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesure par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

$$I_s = \sqrt{\frac{\sum m_j (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j}}$$

En utilisant le fichier Excel destiné à faciliter la vérification des résultats de calcul, les valeurs obtenues pour les deux blocs ont été analysées et comparées aux exigences réglementaires (Tableau 24 et Tableau 25).

Il a été constaté que toutes les conditions de vérification sont satisfaites, confirmant ainsi la conformité des éléments structuraux étudiés.

Tableau 24. Récapitulatif des résultats de l'effet noyau dans les deux directions du Bloc A

Niveaux	Masse [kg]	Iz [kgm ²]	Is	r _x	r _y	Sens xx	Sens yy
1	477040,51	40736683,35	9,24	14,90	70,75	OK	OK
2	390400,69	33080040,19	9,21	14,15	72,39	OK	OK
3	343193,2	33864372,13	9,93	14,15	72,39	OK	OK
4	332749,51	32380408	9,86	14,15	72,39	OK	OK
5	332749,51	32380408	9,86	14,15	72,39	OK	OK
6	332749,51	32380408	9,86	14,15	72,39	OK	OK
7	332749,51	32380408	9,86	14,15	72,39	OK	OK
8	348530,78	32471605,58	9,65	14,15	72,39	OK	OK
9	142677,39	6029613,69	6,50	12,22	56,91	OK	OK

Tableau 25. Récapitulatif des résultats de l'effet noyau dans les deux directions du Bloc B

Niveaux	Masse [kg]	Iz [kgm ²]	Is	r _x	r _y	Sens xx	Sens yy
1	295896,37	19816732,77	8,18	28,60	140	OK	OK
2	310920,33	23867950,06	8,76	28,18	147,98	OK	OK
3	193501,38	17003593,7	9,37	28,18	147,98	OK	OK
4	193501,38	17003593,7	9,37	28,18	147,98	OK	OK
5	193501,38	17003593,7	9,37	28,18	147,98	OK	OK
6	193501,38	17003593,7	9,37	28,18	147,98	OK	OK
7	193501,38	17003593,7	9,37	28,18	147,98	OK	OK
8	192527,15	17470756,23	9,53	28,18	147,98	OK	OK
9	119473,77	2688575,13	4,74	25,64	125,7	OK	OK

IV.5. Vérification de la liaison rigide

Dans le cadre de la modélisation de la structure, une vérification de l'hypothèse de diaphragme rigide a été effectuée pour l'ensemble des étages. Ainsi, la liaison rigide a été initialement appliquée à tous les niveaux afin de simuler un comportement de plancher indéformable. Toutefois, après analyse, certains étages ont présenté une rigidité insuffisante, caractérisant un comportement d'étage souple. Dans ces cas, la liaison rigide a été supprimée

afin de permettre la prise en compte de la déformation réelle du plancher. Le modèle a ensuite été recalculé pour obtenir des résultats plus représentatifs du comportement dynamique de la structure et conformes aux exigences de modélisation réaliste.

En utilisant le fichier Excel destiné à faciliter la vérification des résultats de calcul, les valeurs obtenues pour les deux blocs ont été regroupées dans le Tableau 26 et le Tableau 27. L'analyse a montré que, dans le Bloc A l'ensemble des planchers présente un comportement rigide. En revanche, dans le Bloc B la présence de grandes ouvertures, comme au niveau de la rampe de parking étages été souples. Par conséquent, lors de la modélisation, la liaison rigide des planchers concernés a été supprimée afin de représenter correctement le comportement réel de la structure.

Tableau 26. Les résultats de vérification de la liaison rigide dans les deux directions Bloc A.

Etage	SOUPLE		RIGIDE		Pourcentage sens x	Pourcentage sens y	Vérification sens x	Vérification sens y
	UX [cm]	UY [cm]	UX [cm]	UY [cm]				
1	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0	RIGIDE	RIGIDE
2	0,4	0,5	0,4	0,5	0	0	RIGIDE	RIGIDE
3	1	1,2	1	1,1	0	0,1	RIGIDE	RIGIDE
4	1,7	2	1,6	1,9	0,1	0,1	RIGIDE	RIGIDE
5	2,5	2,8	2,4	2,7	0,1	0,1	RIGIDE	RIGIDE
6	3,2	3,6	3,1	3,4	0,1	0,2	RIGIDE	RIGIDE
7	3,9	4,3	3,8	4,1	0,1	0,2	RIGIDE	RIGIDE
8	4,6	4,8	4,5	4,7	0,1	0,1	RIGIDE	RIGIDE
9	4,7	4,8	4,7	4,8	0	0	RIGIDE	RIGIDE

Tableau 27. Les résultats de vérification de la liaison rigide dans les deux directions du Bloc B.

Etage	SOUPLE		RIGIDE		Pourcentage sens x	Pourcentage sens y	Vérification sens x	Vérification sens y
	UX [cm]	UY [cm]	UX [cm]	UY [cm]				
1	0,03	0,14	0,13	0,12	-0,106	0,02	RIGIDE	SOUPLE
2	0,085	0,48	0,55	0,47	-0,468	0,01	RIGIDE	RIGIDE
3	0,09	0,68	0,81	0,66	-0,71	0,01	RIGIDE	RIGIDE

4	0,09	0,77	0,89	0,76	-0,80	0,01	RIGIDE	RIGIDE
5	0,08	0,78	0,88	0,77	-0,80	0,008	RIGIDE	RIGIDE
6	0,07	0,73	0,81	0,73	-0,73	0,005	RIGIDE	RIGIDE
7	0,06	0,66	0,70	0,65	-0,64	0,003	RIGIDE	RIGIDE
8	0,06	0,58	0,59	0,57	-0,53	0,001	RIGIDE	RIGIDE
9	0,01	0,52	-0,32	0,53	0,33	-0,01	SOUPLE	RIGIDE

IV.6. Résultats de la modélisation numérique

La structure étudiée est classée en zone sismique VI, conformément au règlement parasismique Algérienne (RPA, 2024). Elle appartient au groupe d'usage 2, correspondant aux bâtiments courants à usage d'habitation ou fonction similaire. Par ailleurs, le site est classé S3, ce qui traduit des conditions de sol nécessitant une prise en compte particulière dans l'analyse sismique de l'ouvrage.

La méthode dynamique modale spectrale est utilisée pour le calcul de ce projet en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 2024 ci-dessous.

Avec :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

S_{ad} : Accélération spectrale ;

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s² ;

I : coefficient d'importance (Tableau 3.11 du RPA 2024) ;

S : coefficient de site (spectre type 1 Tableau 3.4 du RPA 2024) ;

A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 3.10 du RPA 2024). ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

ε : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

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

Q : Facteur de qualité (du RPA 2024) ;

W : Poids totale de la structure.

IV.6.1. Groupe et coefficient d'importance de l'usage

La structure est classée en groupe 2 qui est un bâtiment d'importance moyenne– Bâtiment non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :

- ❖ Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- ❖ Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, etc.
- ❖ Parkings de stationnement publics, etc.

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, IB, 2 et 3 sont données dans le Tableau 28. Dans notre projet I=1.

Tableau 28. Valeurs du coefficient d'importance (RPA 2024).

Coefficient d'importance I	Groupe d'importance			
	1A	IB	2	3
I	1,4	1,2	1	0,8

IV.6.2. Coefficient de comportement

La valeur de R, pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Système à contreventement constitué par des voiles : Il s'agit d'un système structural dans lequel la reprise des charges horizontales est assurée principalement par les voiles en béton armé. Ces éléments verticaux jouent un rôle essentiel dans la stabilité de la structure vis-à-vis des actions sismiques et du vent. Les voiles reprennent la majeure partie de l'effort tranchant à la base du bâtiment, tandis que les planchers assurent la distribution des charges vers ces éléments résistants.

Le coefficient de comportement de la structure **R**, déterminé selon le Tableau 3.17 du RPA 2024, est pris égal à **R = 4,5 (cas b)**.

IV.6.3. Calcul du facteur de Qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :

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

Les valeurs des pénalités sont définies conformément aux dispositions du RPA 2024, comme indiqué dans le Tableau 29 Relatif aux valeurs réglementaires. Pour la structure étudiée la valeur de pénalité adoptée est $P_q=0,25$, telle que présentée dans le Tableau 30, récapitulant les valeurs retenues pour le projet.

Tableau 29. Valeurs des pénalités du RPA 2024.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau 30. Valeurs des pénalités P_q de la structure.

Critère (q)	P_q
1- Régularité en plan	0.05
2- Régularité en élévation	0.2
3- Redondance en plan	0
	0.25

Le coefficient de qualité de la structure a été déterminé et prend la valeur $Q_F = 1,25$.

IV.7. La méthode modale spectrale

IV.7.1. La force sismique totale

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

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

Avec :

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

λ : Coefficient de correction

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

IV.7.2. Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

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

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $H_n=29.07\text{m}$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (le Tableau 4.3 du règlement parasismique algérienne RPA 2024). $C_T = 0,05$

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (29.07)^{3/4} = 0,68 \text{ s}$$

IV.7.3. Vérification de la période

Après le calcul de la période propre de la structure à l'aide de la version simplifiée de la formule de Rayleigh, une comparaison a été effectuée avec la période empirique conformément aux exigences du RPA 2024 (Tableau 31). Les résultats ont montré que la condition de vérification n'est pas satisfaite.

Version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T_{\text{calculer}} = 2 \cdot \sqrt{\delta N}$$

Avec :

- T_{calcul} [unité : s] : période fondamentale ;
- δN [unité : m] : flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Tableau 31. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

$T_{\text{empirique}}$ [s]	$1,3T$ [s]	T_{xmod} [s]	Condition du RPA
0,68	0,80	1,01	CNV

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 1.3 \times T_{\text{empirique}} = 0,8 \text{ s}$

Les périodes T_1 et T_2 et T_3 sont déterminées conformément aux dispositions du RPA 2024 (Tableau 32)

Tableau 32. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique (Table 3.4 RPA2024).

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)		T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Avec :

T_1 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. $T_1 = 0,15 \text{ s}$ (Site S_3).

T₂ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. T₂ = 0,60 s (Site S₃).

λ : Coefficient de correction trouver selon la condition est : λ=0.85

Donc :

$$A.I.S. \cdot \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left(\frac{T_2}{T} \right) \quad \text{car : } T_2 \leq T \leq T_3$$

A : coefficient d'accélération de calcul du sol par (le Tableau 3.2 du RPA 2024). A=0,25

I : coefficient d'importance, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le Tableau (3.10) I=1.00

S : coefficient de site donner par (le Tableau (3.3) du RPA 2024) S=1.3

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,3 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot \left(2,5 \cdot \frac{1,25}{4,5} \right) \left(\frac{0,6}{0,8} \right) = 0,203$$

IV.7.4. Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 le poids total pour chacune de deux structures est :

$$W_{\text{Bloc A}} = 38781,74 \text{ kN}, \quad W_{\text{Bloc B}} = 43796,44 \text{ kN}$$

IV.7.5. Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

$$V_{x \text{ Bloc A}} = V_{y \text{ Bloc A}} = 0,85 \cdot 0,203 \cdot 38781,74 = 6691,789 \text{ kN}$$

$$V_{x \text{ Bloc B}} = V_{y \text{ Bloc B}} = 0,85 \cdot 0,203 \cdot 43796,44 = 7557,075 \text{ kN}$$

IV.8. Vérification du taux de participation modale

Les deux Tableaux (33 et 34) sont des résultats dynamiques montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau 33. Taux de participation modale du Bloc A.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	1,14	0,88	4,65	57,14	4,65	57,14	3878174,52	3878174,52
7/ 2	1,22	0,82	60,52	62,04	55,87	4,89	3878174,52	3878174,52
7/ 3	1,37	0,73	60,82	63,41	0,30	1,37	3878174,52	3878174,52
7/ 4	4,11	0,24	61,03	76,15	0,20	12,75	3878174,52	3878174,52
7/ 5	5,09	0,20	76,44	76,38	15,41	0,22	3878174,52	3878174,52
7/ 6	5,64	0,18	76,55	76,69	0,11	0,31	3878174,52	3878174,52
7/ 7	8,56	0,12	76,60	82,82	0,04	6,13	3878174,52	3878174,52
7/ 8	11,64	0,09	83,44	82,90	6,84	0,08	3878174,52	3878174,52
7/ 9	13,00	0,08	83,91	83,20	0,47	0,30	3878174,52	3878174,52
7/ 10	13,98	0,07	83,91	86,90	0,00	3,70	3878174,52	3878174,52
7/ 11	16,65	0,06	83,91	86,94	0,00	0,04	3878174,52	3878174,52
7/ 12	17,01	0,06	83,91	87,10	0,00	0,17	3878174,52	3878174,52
7/ 13	19,08	0,05	87,30	87,11	3,40	0,01	3878174,52	3878174,52
7/ 14	20,05	0,05	87,30	90,09	0,00	2,98	3878174,52	3878174,52
7/ 15	21,92	0,05	88,48	90,09	1,18	0,00	3878174,52	3878174,52
7/ 16	25,71	0,04	89,94	90,11	1,46	0,02	3878174,52	3878174,52
7/ 17	27,15	0,04	89,98	92,92	0,04	2,81	3878174,52	3878174,52
7/ 18	30,44	0,03	92,12	92,92	2,14	0,00	3878174,52	3878174,52

Tableau 34. Taux de participation modale du Bloc B.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,99	1,01	63,44	0,27	63,44	0,27	4379644,54	4379644,54
4/ 2	1,07	0,93	64,29	61,03	0,85	60,77	4379644,54	4379644,54
4/ 3	1,15	0,87	67,19	66,14	2,90	5,11	4379644,54	4379644,54
4/ 4	3,42	0,29	78,30	66,77	11,11	0,63	4379644,54	4379644,54
4/ 5	3,85	0,26	79,87	77,59	1,57	10,82	4379644,54	4379644,54
4/ 6	4,42	0,23	80,50	79,72	0,63	2,13	4379644,54	4379644,54
4/ 7	4,67	0,21	80,50	79,82	0,00	0,10	4379644,54	4379644,54
4/ 8	6,91	0,14	85,41	80,55	4,91	0,73	4379644,54	4379644,54
4/ 9	7,95	0,13	86,62	85,02	1,21	4,48	4379644,54	4379644,54
4/ 10	9,48	0,11	86,84	85,04	0,22	0,02	4379644,54	4379644,54
4/ 11	10,52	0,10	86,90	87,44	0,05	2,40	4379644,54	4379644,54
4/ 12	10,97	0,09	89,43	87,62	2,54	0,18	4379644,54	4379644,54
4/ 13	13,27	0,08	89,62	87,62	0,19	0,00	4379644,54	4379644,54
4/ 14	13,38	0,07	90,67	87,62	1,05	0,00	4379644,54	4379644,54
4/ 15	14,07	0,07	91,07	90,29	0,39	2,66	4379644,54	4379644,54

IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D’après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80 V$. Les Tableaux de (35 à 37) présentent la comparaison des valeurs des efforts tranchants à la base de la structure pour les deux bâtiments étudiés.

Tableau 35. Vérification de l’effort tranchant à la base du Bloc A.

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	4950,13	/
$V_t(y)$	/	4756,78
$V(x)$	5353,424	/
$V(y)$	/	5353,424
$\frac{V_t}{V}$	1,08	1,13
Coefficient de majoration	MAJ	MAJ

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport 0,8 V/V_t .

Tableau 36. Vérification de l'effort tranchant à la base après la majoration du Bloc A.

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
V _{t(x)}	7300.200	/
V _{t(y)}	/	7849.30
V(x)	5353.424	/
V(y)	/	5353.424

Tableau 37. Vérification de l'effort tranchant à la base du Bloc B.

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
V _{t(x)}	4937,94	/
V _{t(y)}	/	5275,45
V(x)	7557,075	/
V(y)	/	7557,075
$\frac{V_t}{V}$	0,65	0,70
Coefficient de majoration	Pas MAJ	Pas MAJ

IV.10. Vérification de la Structure

IV.10.1. Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y, agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures, sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par cette équation :

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

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées

Et :

$$\begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Dépend de Table 4.2 RPA 2024 de Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , On a pris :

$\psi = 0,3$ pour bâtiment d'habitation ;

$\psi = 0,4$ pour étage commerce ;

$\psi = 0,6$ pour le parking .

IV.10.2. Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être satisfaite pour tous les éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

Où :

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

IV.10.3. Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences de ductilité minimale sont réputées satisfaites si toutes les dispositions constructives relatives au matériau et aux éléments structuraux telles que définies dans les chapitres correspond du présent document technique réglementaire sont appliquées.

IV.10.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations. Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale. Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales. Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême. Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

IV.10.5. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2). Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse

sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3E_y \end{cases}$$

IV.10.6. Justification de la stabilité des fondations

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_y \end{cases}$$

Les déplacements relatifs latéraux entre étages ont été vérifiés conformément aux exigences réglementaires stipulant qu'ils ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage. Les résultats obtenus pour les deux bâtiments montrent que cette condition est respectée pour l'ensemble des étages (Tableau 38 et Tableau 39).

Tableau 38. La vérification de la stabilité des fondations du Bloc A.

Etage	h	hk x 0,015	Δ_x	Δ_y	Vérification selon x	Vérification selon y
1	3,23	4,845	0,12412	0,15622	OK	OK
2	3,23	4,845	0,78752	0,96728	OK	OK
3	3,23	4,845	1,30112	1,5515	OK	OK
4	3,23	4,845	1,66492	1,8618	OK	OK
5	3,23	4,845	1,7655	1,91316	OK	OK
6	3,23	4,845	1,78476	1,8297	OK	OK
7	3,23	4,845	1,7227	1,66278	OK	OK
8	3,23	4,845	1,61356	1,47232	OK	OK
9	3,23	4,845	0,48792	0,20758	OK	OK

Tableau 39. La vérification de la stabilité des fondations du Bloc B.

Etage	h	Hk x 0,015	Δ_x	Δ_y	Vérification selon x	Vérification selon y
1	3,23	4,845	0,6228	0,522	OK	OK
2	3,23	4,845	2,1024	1,7424	OK	OK
3	3,23	4,845	2,9988	2,412	OK	OK
4	3,23	4,845	3,2328	2,7612	OK	OK

5	3,23	4,845	3,1896	2,7972	OK	OK
6	3,23	4,845	2,9196	2,646	OK	OK
7	3,23	4,845	2,5344	2,3832	OK	OK
8	3,23	4,845	2,1456	2,0952	OK	OK
9	3,23	4,845	-1,2636	1,9368	OK	OK

IV.10.7. Vérification de l'effet P-D

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P-D peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 .$$

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.

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

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K' ;

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1' ;

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

La vérification des effets P- Δ a été effectuée pour les deux blocs de la structure dans les directions xx et yy. Les résultats présentés dans les Tableaux de (40 à 43) montrent que ces effets restent négligeables, ce qui confirme que la stabilité globale de la structure n'est pas affectée et que les conditions réglementaires sont respectées.

Tableau 40. Vérification de l'effet P- Δ sens XX du Bloc A.

Etage	h	P(KN)	Δ	V	θ	Vérification
1	3,23	-26846	0,24824	5550,36	0,00372	OK
2	3,23	-23551	1,57504	5449,27	0,02107	OK
3	3,23	-20895	2,60224	5185,44	0,03246	OK
4	3,23	-18319	3,32984	4814,7	0,03922	OK
5	3,23	-15785	3,531	4329,99	0,03985	OK
6	3,23	-13321	3,56952	3733,1	0,03944	OK
7	3,23	-10894	3,4454	3003,8	0,03869	OK
8	3,23	-8528,6	3,22712	2076,81	0,04103	OK
9	3,23	-6163	0,97584	768,66	0,02422	OK

Tableau 41. Vérification de l'effet P- Δ sens YY du Bloc A.

Etage	h	P	Δ	V	θ	Vérification
1	3,23	-26846	0,31244	5381,54	0,00483	OK
2	3,23	-23551	1,93456	5275,69	0,02674	OK
3	3,23	-20895	3,103	5021,7	0,03997	OK
4	3,23	-18319	3,7236	4655,26	0,04536	OK
5	3,23	-15785	3,82632	4175,35	0,04478	OK
6	3,23	-13321	3,6594	3576,85	0,04219	OK
7	3,23	-10894	3,32556	2849,24	0,03937	OK
8	3,23	-8528,6	2,94464	1948,51	0,0399	OK
9	3,23	-6163	0,41516	754,86	0,01049	OK

Tableau 42. Vérification de l'effet P- Δ sens XX du Bloc B

Etage	h	P(KN)	Δ	V	θ	Vérification
1	3,23	-26846	0,24824	5550,36	0,00372	OK
2	3,23	-23551	1,57504	5449,27	0,02107	OK
3	3,23	-20895	2,60224	5185,44	0,03246	OK
4	3,23	-18319	3,32984	4814,7	0,03922	OK
5	3,23	-15785	3,531	4329,99	0,03985	OK
6	3,23	-13321	3,56952	3733,1	0,03944	OK
7	3,23	-10894	3,4454	3003,8	0,03869	OK
8	3,23	-8528,6	3,22712	2076,81	0,04103	OK
9	3,23	-6163	0,97584	768,66	0,02422	OK

Tableau 43. Vérification de l'effet P- Δ sens YY du Bloc B

Etage	h	P	Δ	V	θ	Vérification
1	3,23	-26846	0,31244	5381,54	0,00483	OK
2	3,23	-23551	1,93456	5275,69	0,02674	OK
3	3,23	-20895	3,103	5021,7	0,03997	OK
4	3,23	-18319	3,7236	4655,26	0,04536	OK
5	3,23	-15785	3,82632	4175,35	0,04478	OK
6	3,23	-13321	3,6594	3576,85	0,04219	OK
7	3,23	-10894	3,32556	2849,24	0,03937	OK
8	3,23	-8528,6	2,94464	1948,51	0,0399	OK
9	3,23	-6163	0,41516	754,86	0,01049	OK

IV.10.8. Justification de la Stabilité au renversement

Le moment de renversement, qui peut être cause par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

La vérification de la stabilité au renversement est effectuée suivant les prescriptions de (article 5.5 RPA2024). Alour la vérification s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$\text{Moment}_{\text{stabilisant}} > 1.3 . \text{Moment}_{\text{renversant}}$$

Les résultats obtenus montrent que cette condition est satisfaite pour les deux blocs, confirmant ainsi la stabilité de la structure vis-à-vis du renversement dans les deux sens.

L'ensemble des résultats est regroupé dans les Tableaux (44 à 47) correspondants.

Tableau 44. Vérification de renversement selon x du Bloc A

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	5550,36	3,23	38781,75	9,9	326,5207	383939,2775
2	5449,27	6,46			1704,342	
3	5185,44	9,69			3592,471	
4	4814,7	12,92			6262,453	
5	4329,99	16,15			9639,774	
6	3733,1	19,38			14133,83	
7	3003,8	22,61			20959,24	
8	2076,81	25,84			33802,6	
9	768,66	29,07			22344,95	
SOMME					112766,2	<u>OK</u>

Tableau 45. Vérification de renversement selon y du Bloc A

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	5381,54	3,23	38781,75	13.75	326,5207	533248.9965
2	5275,69	6,46			1704,342	
3	5021,7	9,69			3592,471	
4	4655,26	12,92			6262,453	
5	4175,35	16,15			9639,774	
6	3576,85	19,38			14133,83	

7	2849,24	22,61			20959,24	
8	1948,51	25,84			33802,6	
9	754,86	29,07			22344,95	
SOMME					112766,2	<u>OK</u>

Tableau 46. Vérification de renversement selon x du Bloc B

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	4955,57	3,23	43796.45	9,44	355,8491	413438.4446
2	4845,4	6,46			1864,033	
3	4556,85	9,69			3370,957	
4	4208,97	12,92			5730,795	
5	3765,41	16,15			8549,326	
6	3236,04	19,38			12244,67	
7	2604,22	22,61			17661,8	
8	1823,07	25,84			27047,76	
9	776,33	29,07			22567,91	
SOMME					99393.11	<u>OK</u>

Tableau 47. Vérification de renversement selon y du Bloc B

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	5275,43	3,23	43796.45	14.62	323,0646	640304.0317
2	5175,41	6,46			1788,903	
3	4898,49	9,69			3442,954	
4	4543,18	12,92			6041,65	
5	4075,56	16,15			9227,464	
6	3504,2	19,38			13252,04	
7	2820,4	22,61			19081,94	
8	1976,44	25,84			28027,1	
9	891,8	29,07			25924,63	
SOMME					1071089.7	<u>OK</u>

IV.11. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'évaluer la résistance des deux blocs du bâtiment face au risque sismique et d'effectuer plusieurs vérifications visant à garantir une conception capable de résister efficacement à ce type de sollicitations. Elle a conduit à un comportement parasismique satisfaisant pour les deux structures, notamment grâce à une disposition

appropriée des voiles assurant le contreventement de chaque bâtiment, tout en respectant rigoureusement les exigences de la réglementation RPA 2024.

Par ailleurs, il a été vérifié que les deux bâtiments satisfont l'ensemble des conditions de stabilité, tant au niveau global que local, assurant ainsi la sécurité et la performance de l'ouvrage face aux actions sismiques.

CHAPITRE V



ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction

La structure des deux blocs constituant l'ouvrage repose sur un système tridimensionnel formé de poutres et voiles, assurant conjointement la reprise des charges verticales ainsi que des actions horizontales. Ces efforts sont ensuite transmis aux fondations, qui assurent leur diffusion vers le sol porteur.

Dans le but de dimensionner et de ferrailer convenablement les éléments structuraux des deux blocs, l'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025, permettant de déterminer avec précision les efforts internes sous l'effet des différentes combinaisons de charges.

Le calcul des sections en béton armé est effectué conformément aux prescriptions des règlements BAEL 91 et RPA 2024

V.2. Étude des poutres

Les poutres constituent des éléments structuraux horizontaux dont la fonction principale est de reprendre les charges provenant des dalles et de les transmettre aux voiles porteurs. Leur dimensionnement a été effectué principalement en flexion simple, en tenant compte des exigences de résistance et de sécurité imposées par le BAEL 91 et le RPA 2024.

V.2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

- ❖ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ❖ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ (zone V).
- ❖ Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ❖ Un quart de la section maximale d'armature supérieure sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Armatures transversales

- ❖ La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003.S.b$
- ❖ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$s = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l\right)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

\emptyset_t : Diamètre des armatures de confinement

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales

En zone courante :

$$s \leq h/2$$

Avec :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) \text{ Si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

V.2.2. Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E1 \\ G + \psi Q + E2 \end{cases}$$
$$\begin{cases} E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey \\ E1 = \pm 0.3Ex \pm Ey \end{cases}$$

Avec :

Armatures minimales :

$$\text{Selon BAEL 91} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$\text{Selon RPA 2024} \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times B$$

Avec :

B : l'aire de la section de la poutre

V.2.2.1. Armatures longitudinales

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutres ont été déterminés à partir du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025, comme illustré par l'exemple présenté en Figure 54.

Par ailleurs, les poutres ont été regroupées en familles homogènes en fonction de la similitude des sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants) afin d'optimiser le dimensionnement et le ferrailage.

L'étude a été menée axe par axe pour l'ensemble des poutres des deux blocs, en considérant les valeurs les plus défavorables des moments fléchissants aux états limites ultime (ELU),

service (ELS) et de états accidentelle (ELA) L'ensemble des résultats obtenus pour les deux blocs sont synthétisé dans les Tableaux 48 et 49 ci-dessous.

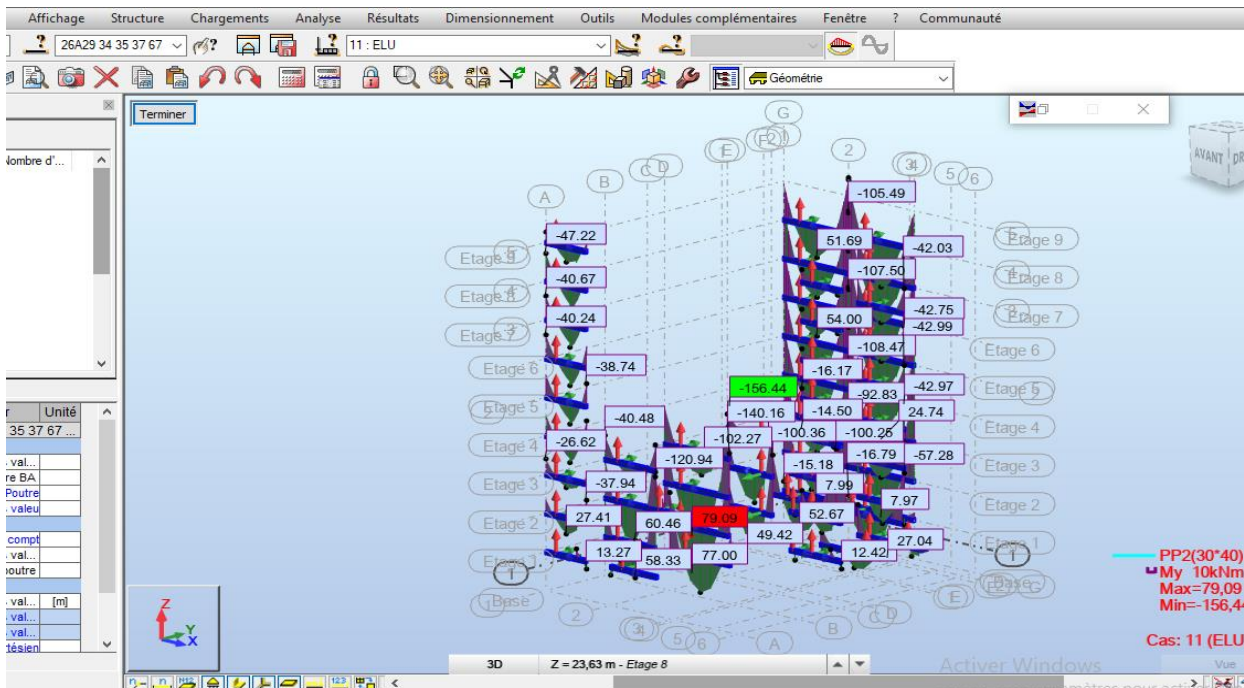


Figure 54: Cartographe de moment le plus des défavorables du poutre 30 x 40 du Bloc A.

En raison de la variation importante des moments fléchissants, Les poutres du Bloc A et B ont été classées en plusieurs cas pour leurs ferrailages et qui sont bien détaillés dans les plans génie civil (Autocad) lié à ce projet.

Tableau 48. Sollicitations de calcul maximales des poutres du Bloc A

Les cas	Sollicitations	ELU	ELS	ELA
Poutre (30 X 50)	Moment en travée M_t	141,66	102,36	/
	Moment en appui M_a	-179,09	-127,46	-316,29 293,76
Poutre (30 X 55)	Moment en travée M_t	143,68	104,59	/
	Moment en appui M_a	-205,66	-149,32	-403,87 216,00
Poutre (30 X 40) Cas 1	Moment en travée M_t	37,25	27,31	/
	Moment en appui M_a	-57,28	-40,70	-277,13 256,39

Poutre (30 X 40) Cas 2	Moment en travée M_t	76,09	56,13	/
	Moment en appui M_a	-156,44	-111,07	-56,39
186,09				
Poutre (30 X 40) Cas 3	Moment en travée M_t	54,00	39,00	/
	Moment en appui M_a	-108,47	-78,30	-208,71
238,83				
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	26,80	19,50	/
	Moment en appui M_a	-70,48	-50,42	-243,61
227,60				

Tableau 49. Sollicitations de calcul maximales des poutres du Bloc B

Les cas	Sollicitations	ELU	ELS	ELA
Poutre (30 X 50) Cas 1	Moment en travée M_t	134,43	97,23	/
	Moment en appui M_a	-155,19	-112,18	106,56
-210,24				
Poutre (30 X 50) Cas 2	Moment en travée M_t	60,96	45,13	/
	Moment en appui M_a	-94,38	-68,57	212,69
-303,62				
Poutre (30 X 50) Cas 3	Moment en travée M_t	38,35	28,4	/
	Moment en appui M_a	-59,2	-43,77	174,23
-194,08				
Poutre (30 X 50) Cas 4	Moment en travée M_t	190,84	140,24	/
	Moment en appui M_a	-209,42	-154,03	102,35
-237,51				
Poutre (30 X 55) Cas 1	Moment en travée M_t	88,52	65,45	/
	Moment en appui M_a	-137,1	-101,22	176,96
-344,87				
Poutre (30 X 55) Cas 2	Moment en travée M_t	49,51	36,36	/
	Moment en appui M_a	-86,14	-63,3	146,61
-188,45				
Poutre (30 X 40) Cas 1	Moment en travée M_t	33,84	24,83	/
	Moment en appui M_a	-66,52	-48,59	100,6
-162,22				

Poutre (30 X 40) Cas 2	Moment en travée M_t	18,45	13,48	/
	Moment en appui M_a	-49,03	-36,29	240,19 -282,12
Poutre (30 X 40) Cas 3	Moment en travée M_t	66,22	47,34	/
	Moment en appui M_a	-146,91	-106,81	72,29 -184,21
Poutre (30 X 40) Cas 4	Moment en travée M_t	8,44	6,26	/
	Moment en appui M_a	-14,44	-10,81	156,91 185,08
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	11,7	8,55	/
	Moment en appui M_a	-26,4	-18,9	117,95 -106,76
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	37,01	27,2	/
	Moment en appui M_a	-38,17	-27,66	66,21 -103,38
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	25,28	18,43	/
	Moment en appui M_a	-52,33	-38,21	66,89 -109,44
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	26,8	19,5	/
	Moment en appui M_a	-70,48	-50,42	-243,61 227,6
Poutre (30 X 30)	Moment en travée M_t	16,46	12,04	/
	Moment en appui M_a	-14,35	-10,57	149,59 -130,84

Sous l'effet du diagramme papillon à l'ELA, les moments en appuis sont négligeables, tandis que la travée présente deux moments de signes opposés. Par conséquent, le ferrailage en travée est disposé à la fois en partie supérieure et inférieure. Les calculs ont été effectués à l'aide du logiciel Robot Expert, dont un exemple de capture d'écran de ferrailage en appui et en travée est présenté à Figures 55. Les résultats du dimensionnement ainsi que le ferrailage (Figure 56) adopté sont récapitulés dans les Tableaux adoptés sont récapitulés dans les Tableaux 50 et 51.

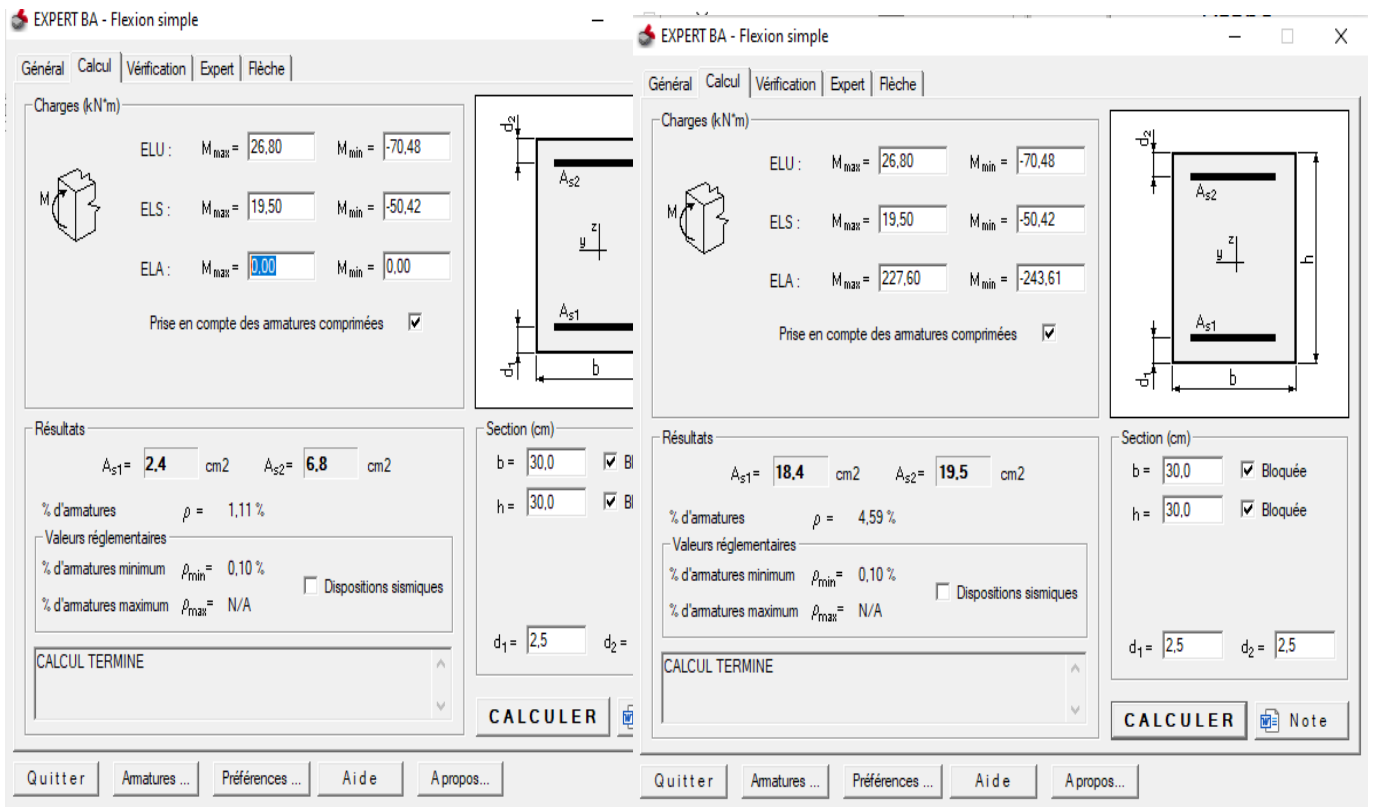


Figure 55 : Capture d'écran du résultat de ferrailage de poutre 30 x 30 en travée et en appui du Bloc A. (RDM6).

Tableau 50. Récapitulatif du ferrailage des poutres du Bloc A

Les cas	As		A _{min} RPA	Choix	
	Appuis	Travée		Appuis	Travée
Poutre (30 X 50)	13,1	7,2	7,5	4HA16+4HA 14	4 HA12
	14,4	/	7,5	4HA16+4HA 16	/
Poutre (30 X 55)	17,7	6,6	8,25	5HA12+5HA 12	5 HA12
	8,6	/	8,25	5HA16+5HA 14	/
Poutre (30 X 40) Cas 1	14,7	2,4	6	4HA16+4HA 16	4 HA12
	16	/	6	4HA16+4HA 16	/
Poutre (30 X 40) Cas 2	10,6	5,1	6	3HA14+3HA 16	3 HA12
	10,5	/	6	3HA14+3HA 16	/
Poutre (30 X 40) Cas 3	14,2	3,5	6	4HA16+4HA 14	4 HA12
	11,2	/	6	4HA14+4HA 14	/

Poutre (30 X 30)	12.9	2.4	4,5	4HA16+4HA 14	4HA12
	11.7	/	4,5	4HA16+4HA 14	/

Tableau 51. Récapitulatif du ferrailage des poutres du Bloc B.

Les cas	As		Amin RPA	Choix	
	Appuis	Travée		Appuis	Travée
Poutre (30 X 50)	6,8	6,8	7,5	4HA16	4HA16
	9,5	/	7,5	5HA16	/
Poutre (30 X 50)	9,4	3,1	7,5	5HA16	3HA16
	14,3	/	7,5	8HA16	/
Poutre (30 X 50)	7,7	1,9	7,5	4HA16	3HA16
	8,7	/	7,5	5HA16	/
Poutre (30 X 50)	9,8	9,8	7,5	5HA16	5HA16
	10,9	/	7,5	6HA16	/
Poutre (30 X 55)	7	4	8,25	4HA16	3HA14
	14,8	/	8,25	5HA16+3HA14	/
Poutre (30 X 55)	5,8	2,2	8,25	3HA16	3HA12
	7,6	/	8,25	4HA16	/
Poutre (30 X 40) Cas 1	5,7	2,1	6	3HA16	3HA12
	9,6	/	6	5HA16	/
Poutre (30 X 40) Cas 2	13,7	1,1	6	4HA16+4HA14	3HA12
	17	/	6	5HA16+5HA14	/
Poutre (30 X 40) Cas 3	4,2	4,2	6	3HA14	3HA14
	11,3	/	6	4HA16+4HA12	/
Poutre (30 X 40) Cas 4	8,9	1,1	6	4HA16+2HA12	3HA12
	10,8	/	6	4HA16+2HA14	/
Poutre (30 X 30) Cas 1	9,6	1	4,5	5HA16	3HA12
	8,5	/	4,5	4HA16+2HA12	/
Poutre (30 X 30) Cas 2	5,2	3,3	4,5	4HA14	3HA12
	9,3	/	4,5	5HA16	/
Poutre (30 X 30) Cas 3	12,2	1,4	4,5	5HA16+2HA12	3HA12
	10,4	/	4,5	4HA16+2HA14	/
Poutre (30 X 30) Cas 4	0	0	4,5	3HA12	3HA12
	6,8	/	4,5	3HA16+1HA12	/

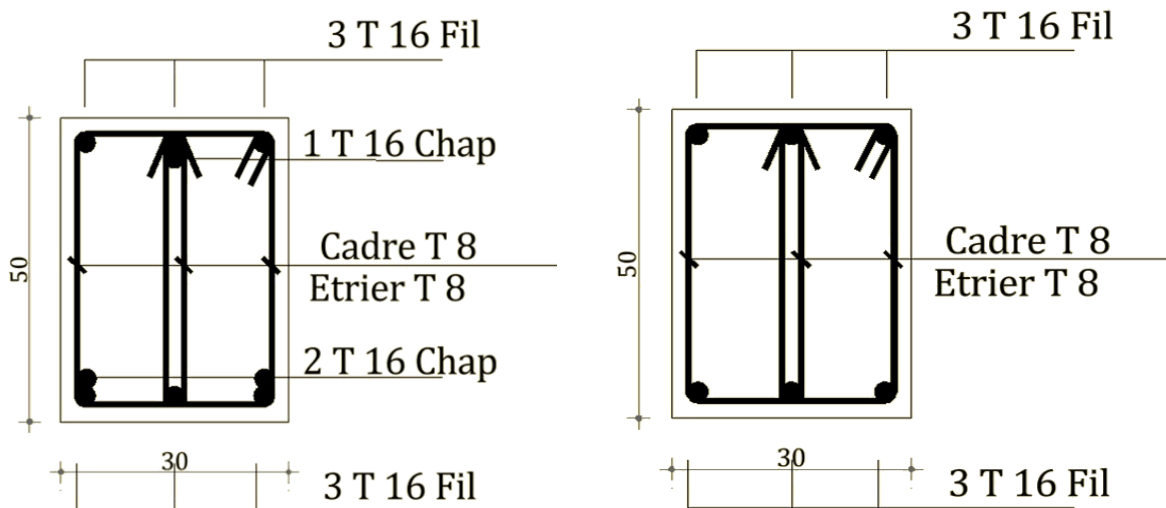


Figure 56 : Ferrailage d'une poutre (30 X 50) du Bloc A.

V.2.2.2. Armatures transversales

Ensuite, on s'intéresse au dimensionnement des armatures transversales à l'aide de l'équation correspondante :

$$s = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

Afin de faciliter les calculs, cette équation a été implémentée dans un fichier Excel, ce qui a permis de déterminer rapidement le ferrailage transversal pour l'ensemble des poutres des deux blocs (Figure 57).

Armature transversale d'une poutre [BAEL91 + RPA2024]					
Données					
<i>b(cm)</i>	<i>h(cm)</i>	ϕ_{lmin} (cm)	<i>f_e (Mpa)</i>	<i>f_{c28} (Mpa)</i>	<i>V_u(KN)</i>
30	30	1,4	500	25	108,18
ETAPE N°01: choix du diamètre (BAEL)					
ϕ_t (cm) [diamètre max]		ϕ_t (mm) [diamètre choisi]			
0,86		8			
Espacement maximal Zone Nodale (cm)					
<i>St</i> (cm) max		<i>St</i> (cm) Choisi			
8		8			
Espacement maximal Zone courante (cm)					
<i>St</i> (cm) max		<i>St</i> (cm) Choisi			
15		10			
Vérification At minimale (RPA2024) Art.7.5.2 Eq7.7					
OK					

Figure 57: Armature transversale des poutres du deux Blocs.

V.2.2.3. Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentés

La justification vis-à-vis des sollicitations tangentés a été réalisée conformément aux prescriptions du BAEL 91 (Article A.5). Afin de faciliter les vérifications, un fichier Excel a été utilisé pour le traitement et l'évaluation des efforts tranchants. Les résultats obtenus, illustrés à la Figure 58, montrent que la condition de résistance au cisaillement est vérifiée pour l'ensemble des poutres des deux blocs.

on Video Youtube. utu.be/1cUYRYTmLF4		Vérification d'une poutre à l'effort tranchant						
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
108,18	30	30	30	2,5	25	Fissuration peu nuisible	4,5	500
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)							<i>Vu</i> : Effort tranchant maximal à l'ELU <i>b</i> : largeur de la poutre <i>h</i> : hauteur de la poutre <i>a</i> : largeur du poteau <i>c</i> : enrobage <i>Fc28</i> : Résistance à la compression à 28 jours <i>As (Inférieure)</i> : Armature inférieure en appuis <i>Fe</i> : Limite d'élasticité de l'acier	
OK								
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
OK								
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
OK								
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
OK								

Figure 58 : Condition des sollicitations tangentés du deux Bloc.

V.2.2.4. Justifications vis-à-vis la flèche

La vérification de la flèche a été réalisée en analysant les déformations des poutres à partir des résultats obtenus par le logiciel Robot structural analyse. Les valeurs des flèches ont été comparées aux limites admissibles réglementaires. Les résultats obtenus montrent que les conditions de limitation des flèches sont satisfaites pour l'ensemble des planchers des deux bâtiments (Tableau 52 et Tableau 53).

Tableau 52. Récapitulatif des vérifications de la flèche des poutres du Bloc A.

Les cas	Vérification			
	L _{max}	f _{admissible}	Déformation à l'ELS	Condition
Poutre (30 X 50)	6,7	1,17 cm	0,6	C.V
Poutre (30 X 55)	6,30	1,13 cm	0,6	C.V
Poutre (30 X 40) Cas 1	4,95	0,99 cm	0,6	C.V
Poutre (30 X 40) Cas 2	5,2	1,02 cm	0,6	C.V
Poutre (30 X 40) Cas 3	5,2	1,02 cm	0,6	C.V
Poutre (30 X 30)	3,95	0,007 cm	0,6	C.V

Tableau 53. Récapitulatif des vérifications de la flèche des poutres du Bloc B.

Les cas	Vérification			
	L_{max}	$f_{admissible}$	Déformation à l'ELS	Condition
Poutre (30 X 50)	6,16	1,23 cm	0,66	C.V
Poutre (30 X 55)	5,90	1,18 cm	0,59	C.V
Poutre (30 X 40)	6,55	1,15 cm	1,1	CV
Poutre (30 X 30)	3,41	0,84 cm	0,75	CV

V.3. Étude des Voiles

Les voiles sont des éléments structuraux présentant deux dimensions importantes par rapport à l'épaisseur. En général, ils sont disposés verticalement et sollicités dans leur plan.

Dans notre structure, le système porteur est constitué uniquement des voiles (trumeaux), sans recours à des poteaux. Par conséquent, ces voiles assurent à eux seuls la reprise des charges verticales ainsi que la résistance aux actions horizontales. Ils jouent ainsi un rôle fondamental dans la stabilité globale de l'ouvrage, en garantissant à la fois la portance et le contreventement de la structure.

V.3.1 Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La Figure 59 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N .

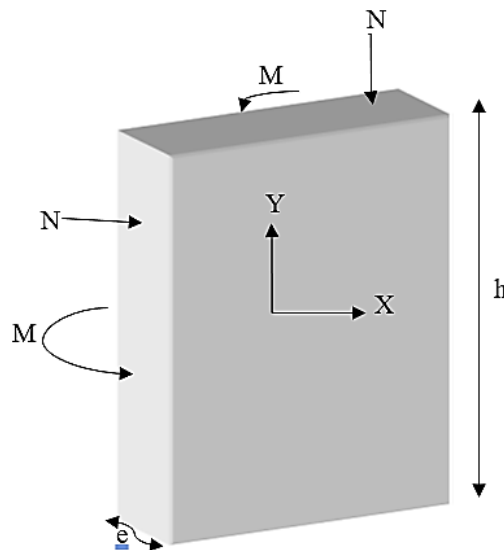


Figure 59: Schéma d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile, d'armatures verticales uniformément réparties, d'armatures horizontales uniformément réparties, parallèles aux faces du murs et d'armatures transversales (épingles) perpendiculaires aux parements du voile. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements, le BAEL 91 et le RPA 2024.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure. En effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{\max} et minimales σ_{\min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professional 2025. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous :

❖ 1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée (SEC)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$, la section du voile est entièrement comprimée et il n'existe pas de zone tendue. La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2024.

$$(A_1, A'_1) \geq 0,0015.b.h$$

❖ 2^{ème} cas : Section Entièrement Tendue (SET)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$, la section du voile est entièrement tendue et par conséquent, il n'existe pas de zone comprimée. Le calcul des contraintes de traction permet de déterminer la section des armatures verticales $A = \frac{f_t}{f_e}$ qui est comparée à la section minimale exigée par le RPA 2024 et ensuite ferriller avec le cas le plus défavorable des deux.

❖ 3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue (SPT)

Si $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc le calcul est établi sur la base des contraintes de la zone tendue.

V.3.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

Selon l'article 7.7.2 avant qu'on passe au calcul du ferrailage, il faut d'abord vérifier le coffrage :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

Armatures verticales

Calculer la zone de confinée ou il y a des armatures de confinement dans les éléments de rive (armatures transversales). Mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0,09 \cdot s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$
$$A_t \geq 0,3 \cdot s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Selon art 7.7.4 du RPA 2024 les voiles élancés correspondent à ($(h_w / l_w) > 2$) : le diagramme de moment fléchissant de calcul en fonction de la hauteur est donné par une enveloppe linéaire du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique (Figure 60)

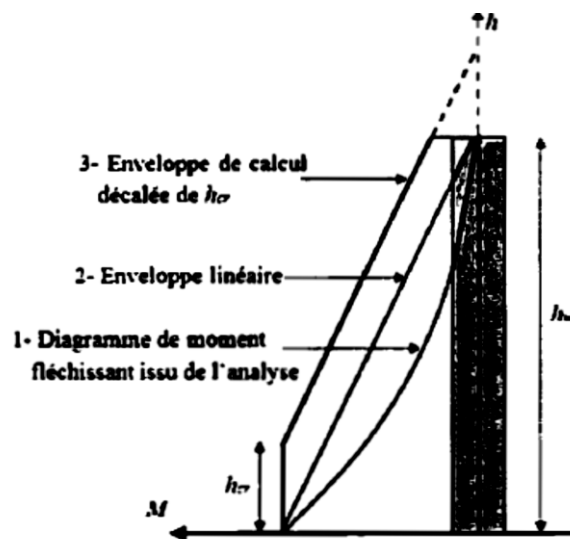


Figure 60: Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (RPA 2024).

Armatures horizontales

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

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

Avec : \bar{V} : L'effort tranchant de calcul. $\bar{V} = 1,4 \cdot V$

z : distance entre les centre de gravités des armatures des extrémités confinées.

Le béton situé aux extrémités des voiles (élément de rive) est confiné sur une longueur le mesurée à partir du bord du voile jusqu'à au point correspondant à une déformation critique du béton. La longueur de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$L_c \geq \max (0.15l_w ; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile ;

b_w : largeur de l'amé du voile.

Le pourcentage des armatures longitudinales dans l'élément de rive doit rester au moins égal à 0.5% de la section de la zone confinée.

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

$$St \leq \min (b_o/3 ; 12,5 ; 6\phi_t)$$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne droit pas dépasse 20 cm.

V.3.3. Ferrailage des voiles

V.3.3.1. Vérification de Coffrage

Avant d'entamer le calcul du ferrailage, il faut des vérifications des efforts normaux réduits des voiles, des contraintes de compression a l'ELS et, des contraintes en situation accidentelle.

Les résultats obtenus montrent que toutes les conditions réglementaires sont satisfaites pour l'ensemble des voiles des deux bâtiments. On a regroupé les résultats dans les Tableaux allant de 54 à 59.

Tableau 54. Vérifications des efforts normaux réduits du Bloc A.

	Nd (kN)	Bc	V	V<0,4
Voile (0,3 X 1,2)	3588,74	0,36	0,39	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	4090,08	0,45	0,36	C.V
Voile (0,3 X 1,8)	5240,12	0,54	0,38	C.V
Voile (0,3 X 2)	2118,35	0,60	0,10	C.V
Voile (0,3 X 2,1)	1547,65	0,63	0,10	C.V
Voile (0,3 X 2,5)	5710,26	0,75	0,30	C.V
Voile (0,3X 2,65)	7680,28	0,79	0,38	C.V
Voile (0,3 X 3,4)	1485,76	1,02	0,05	C.V

Tableau 55. Vérifications des contraintes de compression a l'ELS du Bloc A.

	σ_{max}	$0,6 f_{c28}$	Condition
Voile (0,3 X 1,2)	2,49	15	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	0,70	15	C.V
Voile (0,3 X 1,8)	2,59	15	C.V
Voile (0,3 X 2)	6,16	15	C.V
Voile (0,3 X 2,1)	3,76	15	C.V
Voile (0,3 X 2,5)	2,18	15	C.V
Voile (0,3X 2,65)	1,6	15	C.V
Voile (0,3 X 3,4)	3,61	15	C.V

Tableau 56. Vérifications des contraintes en situation accidentelle du Bloc A.

	$1,4 \sigma_{max}$	$0,2 f_{c28}$	Condition
Voile (0,3 X 1,2)	2,27	5	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	4,97	5	C.V
Voile (0,3 X 1,8)	3,47	5	C.V
Voile (0,3 X 2)	2,35	5	C.V
Voile (0,3 X 2,1)	2,702	5	C.V
Voile (0,3 X 2,5)	3,01	5	C.V
Voile (0,3X 2,65)	3,47	5	C.V
Voile (0,3 X 3,4)	2,87	5	C.V

Tableau 57. Vérifications des efforts normaux réduits du Bloc B.

	Nd (kN)	Bc	V	$V < 0,4$
Voile (0,3 X 1,2)	4325,66	0,36	0,39	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	5181,07	0,45	0,38	C.V
Voile (0,15 X 2,8)	776,45	0,42	0,07	C.V

Tableau 58. Vérifications des contraintes de compression a l'ELS du Bloc B.

	σ_{max}	$0,6 f_{c28}$	Condition
Voile (0,3 X 1,2)	4,84	15	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	8,72	15	C.V
Voile (0,15 X 2,8)	2,49	15	C.V

Tableau 59. Vérifications des contraintes en situation accidentelle du Bloc B.

	$1,4 \sigma_{max}$	$0,2 f_{c28}$	Condition
Voile (0,3 X 1,2)	2,15	5	C.V
Voile (0,3 X 1,5)	4,40	5	C. V
Voile (0,15X 2,8)	2,21	5	C.V

V.3.3.2. Les armatures de la zones confinées des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA2024 sont citées ci-dessous.

$$ELU : 1,35G + 1,5Q \quad , \quad ELS : G + Q$$

$$ELA : \begin{cases} G + \psi. Q \pm E1 \\ G + \psi. Q \pm E2 \end{cases}$$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professional 2024 et selon les valeurs des éléments de réduction,

L'ensemble des voiles ont été classés en plusieurs cas dont le détail est bien explicite sur les plans de génie civil (Autocad).

Afin de faciliter les calculs, un fichier Excel basé sur la méthode des contraintes a été utilisé (Figure 61). Cet outil a permis de donner directement L_t et la section de ferrailage A_s . Par ailleurs, l'enveloppe des moments a été prise en compte pour l'évaluation de la dégradation du ferrailage des voiles (Figure 62). Un deuxième fichier Excel a été utilisé pour déterminer cette dégradation en fonction de la hauteur critique (hauteur critique calculée). L'ensemble des résultats de la zone confinée et notre section de ferrailage et aussi la dégradation des voiles, ainsi que le choix des armatures, sont récapitulées dans les Tableaux 60 à 61 pour tous les voiles des deux blocs

	σ_{bna}	a	L	S	I	V	Fe				
	25	0,3	1,8	0,54	0,1458	0,9	500				

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As Tendue Gauche	As Tendue Droite	Amin RPA (cm²)
1	ELU	ELU	326,2	-10,73	8,3	0,67	0,54	0,00	0,00	0,00	0,00
2	G+Q+VX	ACC	-531,7	-158,27	154,51	-0,01	-1,96	0,00	0,00	0,00	0,00
3	G+Q-VX	ACC	-364,26	1636,18	168,63	-10,77	9,43	0,96	31,03	0,00	5,76
4	G+Q+VY	ACC	-298,02	42,09	76,04	-0,81	-0,29	0,00	0,00	0,00	0,00
5	G+Q-VY	ACC	414,66	312,22	-92,94	-1,16	2,70	0,54	1,88	0,00	3,25
6	0.8G+VX	ACC	725,62	-54,34	-66,72	1,68	1,01	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0.8G-VX	ACC	12,93	-324,47	102,26	2,03	-1,98	0,89	0,00	5,28	5,34
8	0.8G+VY	ACC	959,29	146,02	-145,19	0,88	2,68	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0.8G-VY	ACC	791,85	343,4	-159,31	-0,65	3,59	0,28	0,54	0,00	1,66

Figure 61 : Capture d'écran d'un exemple de calcul de la zone confinée de voile 1,8 m.

Tableau 60. Section et ferrailage des voiles du Bloc A.

	Dégradation	As	L _t	Choix
Voile 1 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	20,71	0,71	16HA14
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	11,56	0,62	8HA14
Voile 14 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à MEZ	18,40	0,65	12HA14
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	16,77	0,73	16HA12
Voile 12 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	34,18	0,85	18HA16
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	17,54	0,75	12HA14
Voile 22 (0,3 X 1,5) Cas 4	Sous-sol à MEZ	12,89	1,44	4HA14+6HA12
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	55,31	1,2	28HA16
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	25,24	0,9	20HA14
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	18,26	0,81	20HA12
Voile 13 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	29,09	1,04	14HA14+8HA12
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	6,76	0,57	14HA12
Voile 4 (0,3 X 1,8)	Sous-sol a MEZ	90,23	1,41	47HA16
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	49,66	1,15	25HA16
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	31,03	0,96	21HA16
Voile 6 (0,3 X 2,1)	Sous-sol a MEZ	27,61	0,94	14HA14+8HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	25,10	0,97	14HA14+8HA12
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	24,22	1	22HA12
Voile 15 (0,3 X 2,5)	Sous-sol a MEZ	30,38	1,12	14HA14+10HA12
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	27,59	1,1	18HA14
Voile 20 (0,3 X 2,5)	Sous-sol à MEZ	58,84	1,43	24HA16+12HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	40,70	1,29	14HA16+10HA14
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	33,28	1,23	24HA14
Voile 5 (0,3X 2,65)	Sous-sol à MEZ	111,49	1,87	58HA16
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	67,11	1,56	34HA16
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	49,16	1,4	26HA16
Voile 11 (0,3 X 3,4)	Sous-sol à MEZ	41,88	1,36	28HA14
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	39,72	1,42	18HA14+10HA12

Tableau 61. Section et ferrailage des voiles du Bloc B.

	Dégradation	As	L _t	Choix
Voile 23 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	28,53	0,83	20HA14
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	21,8	0,81	20HA12
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	12,63	0,76	20HA12
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à MEZ	26,6	1,04	20HA14
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	9,41	0,8	20HA12
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	6,15	0,79	20HA12
Voile 19 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	44,01	1,02	20HA16
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	22,4	0,81	20HA12
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	13,12	0,77	20HA12
Voile 02 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	28,92	1,01	20HA16
	1 ^{er} étage à 5 ^{eme} étage	14,34	0,62	20HA12
Voile 24 (0,15 X 2,8)	RDC à 5 ^{eme} étage	10,12	1,31	20HA12

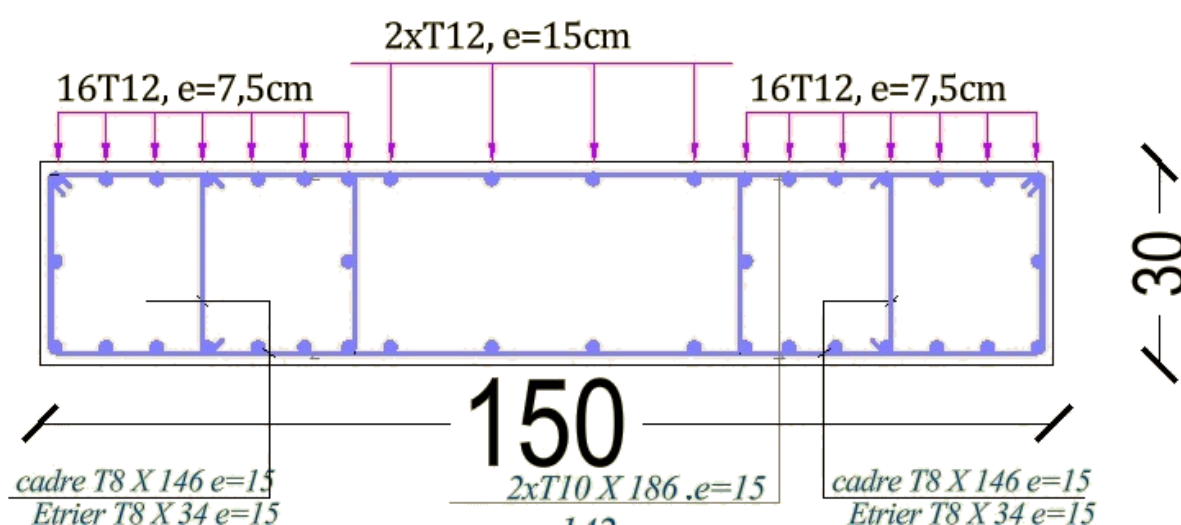


Figure 62 : Ferrailage du voile du RDC (Bloc B).

V.3.3.3 Armatures transversales des armatures confine

Les armatures transversales confinés ont été effectué conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur, afin d'assurer le confinement du béton et d'améliorer la ductilité des éléments. Ces armatures jouent un rôle essentiel dans la résistance au cisaillement et la stabilité des zones critiques. Les résultats des voiles de deux blocs sont récapitulés dans les Tableaux 62 et 63.

Exemple de calcul :

$$S_t < \min (25/3 ; 12,5 \text{ cm}; 6.1,4\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (8,33; 12,5 ; 8.4)$$

$$S_t \leq 8,33 \text{ cm} = 8,00 \text{ cm}$$

$$A_t > \frac{0,09 \cdot 80 \cdot 250 \cdot 25}{500} = 90 \text{ mm}^2 = 0,90 \text{ cm}^2 \quad (\text{article 7.26 RPA 2024})$$

$$A_t > 0,3 \cdot 80 \cdot 250 \cdot (1,57 - 1) \cdot \left(\frac{25}{500}\right) = 173,33 \text{ mm}^2 = 1,73 \text{ cm}^2$$

Tableau 62. Armatures transversales des armatures confinées du Bloc A.

	Dégradation	A _t	Choix
Voile 1 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	1,73	4HA8
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	0,99	2HA8
Voile 14 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à 6 ^{eme} étage	1,66	4HA8
Voile 12 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	2,66	4HA8
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	1,75	2HA8
Voile 22 (0,3 X 1,5) Cas 4	Sous-sol à MEZ	5,55	8HA10
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 5	Sous-sol à MEZ	5	8HA10
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	3	4HA10
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	2,04	2HA12
Voile 13 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	3,93	8HA8
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	0,70	2 HA8
Voile 4 (0,3 X 1,8)	Sous-sol a MEZ	6,3	8HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	4,6	8HA10
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	3,4	8HA8
Voile 6 (0,3 X 2,1)	Sous-sol à 6 ^{eme} étage	3,26	8HA8

Voile 15 (0,3 X 2,5)	Sous-sol a MEZ	4,46	6HA10
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	4,33	8HA10
Voile 20 (0,3 X 2,5)	Sous-sol à à 6 ^{eme} étage	6,10	8HA10
Voile 5 (0,3X 2,65)	Sous-sol à MEZ	9,4	12HA10
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	7,4	6HA14
	4 ^{eme} étage à 6 ^{eme} étage	6,3	8HA12
Voile 11 (0,3 X 3,4)	Sous-sol à 6 ^{eme} étage	5,35	8HA10

Tableau 63. Armatures transversales des armatures confine du Bloc B.

	Dégradation	A _t	Choix
Voile 23 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	2,5	5HA8
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	2,1	3HA10
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	1,55	2HA10
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à MEZ	3,93	5HA10
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	1,75	4HA8
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	1,7	4HA8
Voile 19 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	3,8	4HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{eme} étage	2,1	3HA10
	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	1,86	3HA10
Voile 02 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	3,73	5HA10
	1 ^{er} étage à 5 ^{eme} étage	0,99	2HA8
Voile 24 (0,15 X 2,8)	RDC à 5 ^{eme} étage	0,78	2HA8

V.3.3.4 Armatures transversales de l'âme

Le dimensionnement des armatures transversales de l'âme Ces des armatures contribuent également à limiter la fissuration et à améliorer la cohésion du béton dans l'âme. Les résultats obtenus pour les deux blocs sont présentés dans les Tableaux 65 et 66.

Exemple de calcul :

$$1,4 \cdot V = 1,4 \cdot 306,86 = 429,604 \text{ kN}$$

$$A_h > \frac{429,604 \times 10^3 \times 15}{100 \times 500} = 128,88 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_h > 1,28 \text{ cm}^2$$

Tableau 64. Armatures transversales de l'âme du Bloc A.

	Dégradation	A _h	Choix
Voile 1 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	1,28	2HA12
	1 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	0,64	2HA8

Voile 14 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à 6 ^{ème} étage	2,69	2HA14
Voile 12 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	1,8	2HA12
	1 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	0,9	2HA8
Voile 22 (0,3 X 1,5) Cas 4	Sous-sol à MEZ	2,5	2HA14
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 5	Sous-sol à MEZ	1,54	2HA10
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,7	2HA12
	4 ^{ème} étage à 6 ^{ème} étage	0,7	2HA8
Voile 13 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	0,19	2HA8
	1 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	0,77	2HA8
Voile 4 (0,3 X 1,8)	Sous-sol a MEZ	2,48	2HA14
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,69	2HA12
	4 ^{ème} étage à 6 ^{ème} étage	0,54	2HA8
Voile 6 (0,3 X 2,1)	Sous-sol à 6 ^{ème} étage	1,5	2HA12
Voile 15 (0,3 X 2,5)	Sous-sol a MEZ	1,17	2HA10
	1 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	0,76	2HA8
Voile 20 (0,3 X 2,5)	Sous-sol à à 6 ^{ème} étage	1,2	2HA10
Voile 5 (0,3X 2,65)	Sous-sol à MEZ	1,9	2HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,7	2HA12
	4 ^{ème} étage à 6 ^{ème} étage	0,5	2HA8
Voile 11 (0,3 X 3,4)	Sous-sol à 6 ^{ème} étage	1,5	2HA12

Tableau 65. Armatures transversales de l'âme du Bloc B.

	Dégradation	A_h	Choix
Voile 23 (0,3 X 1,5) Cas 1	Sous-sol à MEZ	1,82	2HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,17	2HA10
	4 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	0,63	2HA8
Voile 21 (0,3 X 1,5) Cas 2	Sous-sol à MEZ	1,65	2HA12
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,05	3HA8
	4 ^{er} étage à 6 ^{ème} étage	0,52	2HA8
Voile 19 (0,3 X 1,5) Cas 3	Sous-sol à MEZ	2,08	3HA10
	1 ^{er} étage à 3 ^{ème} étage	1,6	2HA12

	4 ^{er} étage à 6 ^{eme} étage	0,66	2HA8
Voile 02 (0,3 X 1,2)	Sous-sol à MEZ	1,02	3HA8
	1 ^{er} étage à 5 ^{eme} étage	0,77	2HA8
Voile 24 (0,15 X 2,8)	RDC à 5eme étage	1,5	2HA10

V.4. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'ensemble des calculs relatifs aux éléments structuraux du bâtiment en béton armé, conformément aux normes en vigueur (notamment les normes locales RPA 2024 et BAEL 91). L'étude a porté sur les principaux composants porteurs tels que les poutres et les voiles dans notre structure, en tenant compte des différentes sollicitations induites par les charges permanentes, d'exploitation et accidentels.

Les vérifications menées ont montré que les dimensions choisies et les armatures prévues assurent à la structure une résistance suffisante face aux efforts internes, tout en respectant les critères de stabilité, de sécurité et de déformation. Le béton armé, par ses propriétés mécaniques et sa capacité à travailler en compression comme en traction grâce à l'apport de l'acier, s'est révélé parfaitement adapté aux exigences du projet.

CHAPITRE VI



ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Le rapport de sol du projet montre que la contrainte admissible de sol est $\bar{\sigma}_{sol}=1,9$ bars.

Dans ce chapitre on fixe comme objectif de choisir le type de fondation convenable, déterminer ses dimensions et de la quantité d'acier nécessaire.

Il y a lieu d'envisager en premier lieu les fondations superficielles de type

- ❖ Semelle filante ;
- ❖ Radier général ;
- ❖ Fondation profonde.

Par ailleurs, en raison de la configuration du projet et des exigences sismiques, un joint de rupture est également prévu afin d'assurer l'indépendance structurale des blocs et d'éviter toute interaction indésirable au niveau des fondations et de la superstructure

VI.2. Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La nature est le poids de la superstructure ;
- ❖ Le chevauchement des semelles.

VI.3. Choix du type de fondation

Le système de fondation est constitué d'un radier dalle (Figure 63) car la surface des semelles filantes est supérieure à la moitié de la surface du bâti, le model de calcul est « Coque » avec la méthode des éléments finis implémenté dans le logiciel Robot Structural Analysis. Le radier est calculé comme une dalle pleine renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical $K_z = 20 \text{ Kg/cm}^3$ (valeur donnée par le rapport géotechnique)

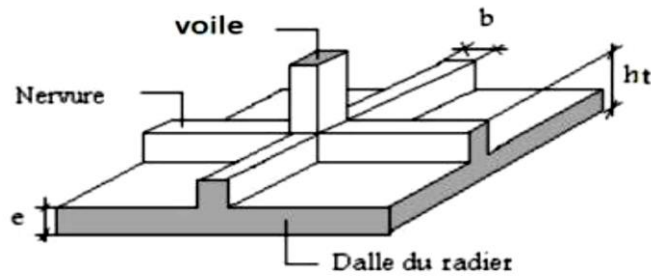


Figure 63 : Schéma du radier général.

VI.4. Prédimensionnement du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment. Ce radier est constitué par une dalle d'épaisseur constante.

VI.4.1. Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des voiles.

$$L_{\text{Bloc A}} = 6,90 \text{ m} \rightarrow 86,25 \text{ cm} \leq h \leq 138 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{\text{Bloc A}} = 120 \text{ cm}$$

$$L_{\text{Bloc B}} = 8,5 \text{ m} \rightarrow 106,25 \text{ cm} \leq h \leq 170 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_{\text{Bloc B}} = 120 \text{ cm}$$

VI.4.2. Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : Longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; E : Module d'Young du béton ($E = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$) ;

I : Moment d'inertie du radier ;

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour faciliter le calcul on a adopté la vérification dans un Excel (Figure 64), et les deux radier de nos deux blocs sont rigide dépend de notre vérification.

Moment d'inertie	I	0,14	m ⁴
Module de réaction	K	1,27	kg/cm ³
Entre axes appuis	L	6,90	m
Module de Young	E	1149376	t/m ²
Longueur élastique	Le	4,78	m
Longueur seuil	3,14/2*Le+a	7,80	m

SEMELLE RIGIDE

Figure 64: Capture d'écran de résultat de vérification de rigidité de radier du Bloc A.

VI.4.3. Vérification des contraintes dans le sol

Après la modélisation du radier général sur le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2025, les contraintes ont été déterminées à partir des cartographies de deux Blocs obtenues (Figure 65 et Figure 66). Ces résultats ont ensuite été exploités pour la vérification des contraintes admissibles du sol.

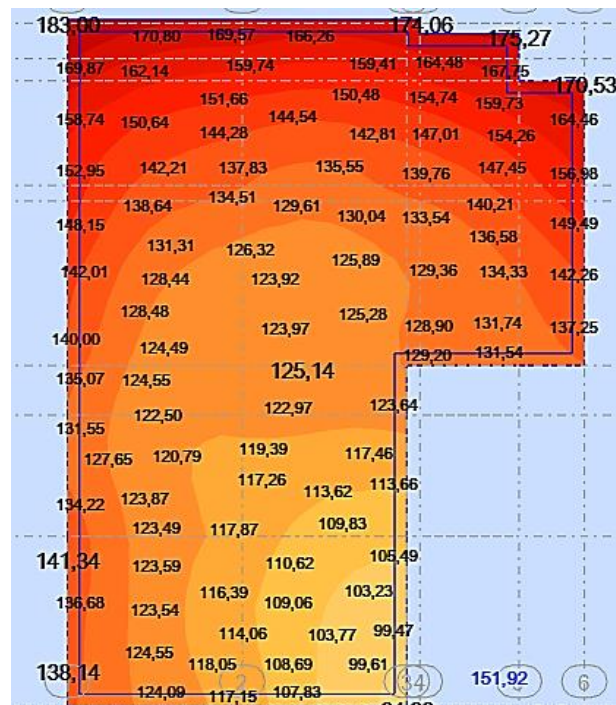


Figure 65: Distribution des contraintes à l'ELS du Bloc A.

⇒ $\sigma_{\max,ELS} = 1,62 \text{ Bars} < 1,9 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc A.

⇒ $\sigma_{\max,ELU} = 2,19 \text{ Bars} < 1,9 \cdot 1,5 = 2,85 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc A.

⇒ $\sigma_{\max,ELA} = 2,22 \text{ Bars} < 1,9 \cdot 1,5 = 2,85 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc A.

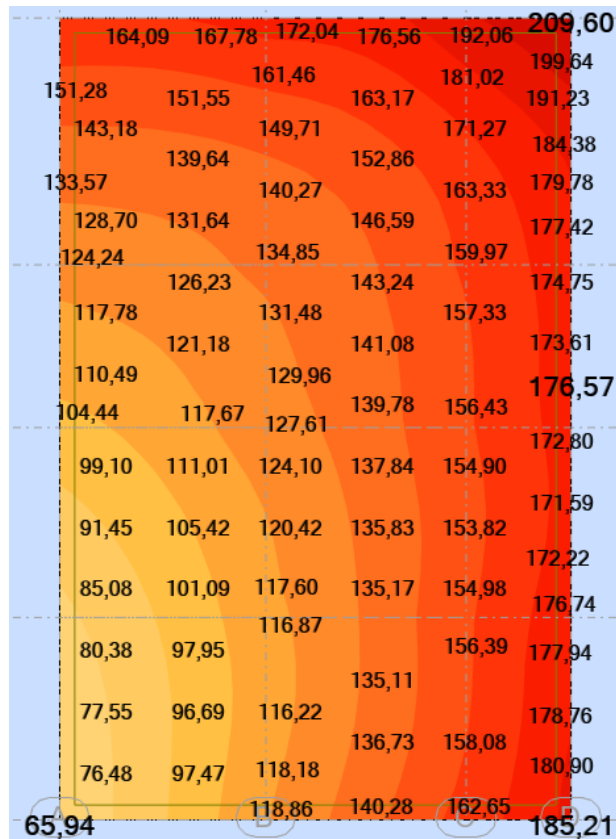


Figure 66: Distribution des contraintes à l'ELS du Bloc B.

⇒ $\sigma_{\max,ELS} = 1,9 \text{ Bars} < 1,9 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc B.

⇒ $\sigma_{\max,ELU} = 2,8 \text{ Bars} < 1,9 \cdot 1,5 = 2,85 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc B.

⇒ $\sigma_{\max,ELA} = 2,7 \text{ Bars} < 1,9 \cdot 1,5 = 2,85 \text{ Bars} \Rightarrow$ Condition vérifiée pour Bloc B.

VI.4.4. Vérification au non poinçonnement du radier

La vérification au non-poinçonnement du radier a pour objectif de s'assurer que les contraintes de cisaillement développées autour des voiles et des éléments porteurs restent inférieures à la résistance admissible du béton, afin d'éviter toute rupture locale du radier sous l'effet des charges verticales concentrées. Les résultats obtenus montrent que la stabilité au poinçonnement du radier est assurée dans les deux Blocs (Tableau 67 et Tableau 68), avec satisfaction de la condition réglementaire suivante :

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_C = 2 \cdot (a + h) + 2 \cdot (b + h)$$

P_U : la charge la Plus défavorable ;

a ; b : dimensions du Voile ;

h : hauteur de la dalle du radier.

Tableau 66. Impact du Voile sur la dalle du radier du Bloc A.

Voile de (1.50 x 0.30)	
P_U	-3225,54 kN
a	1.5 m
b	0,3 m
h	1,20 m
U_C	8,4 m
$0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	7560 kN
$P_u \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	C.V

Tableau 67. Impact du Voile sur la dalle du radier du Bloc B.

Voile de (1.50 x 0.30)	
P_U	-3466,05 kN
a	1.5 m
b	0,3 m
h	1,20 m
U_C	8,4 m
$0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	7560 kN
$P_u \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	C.V

VI.5. Ferrailage du radier

La modélisation du radier général de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Les éléments de réduction ont été déterminées à partir de la cartographie (Figure 67) des moments fléchissants les plus défavorables dans les deux sens à l'ELU, l'ELS et l'ELA (Tableau 68 et Tableau 69).

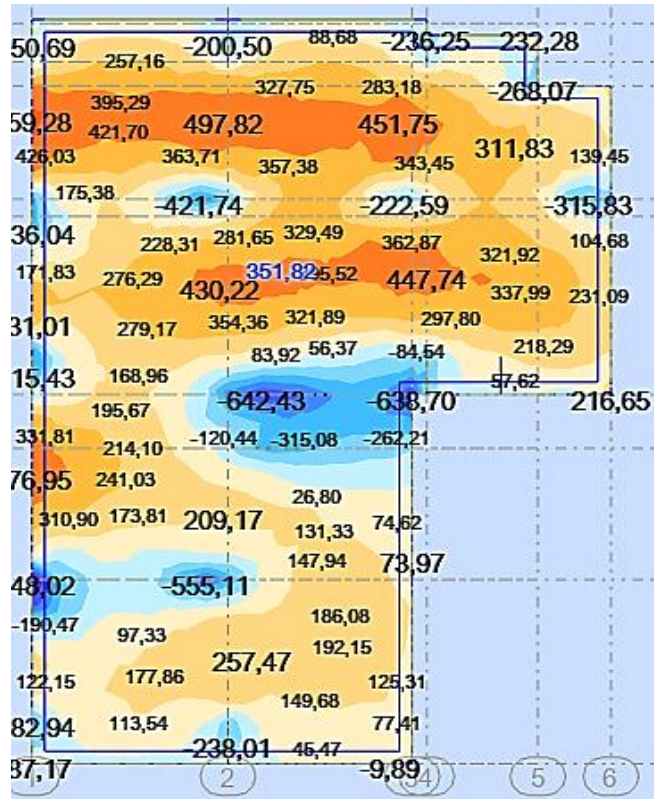


Figure 67 : Cartographie des moments dans le sens x-x à l'ELS du Bloc A.

Tableau 68 . Récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable [kN.m/m] du Bloc A.

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Radier	-884,88	749,10	-642,43	550,38	-501,70	728,75

Tableau 69 . Récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable [kN.m/m] du Bloc B.

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Radier	-886,53	1087,37	-653,28	795,17	-412,77	1218,36

Les sections et le ferrailage du radier (Figure 68) ont été effectués à l'aide du Robot Expert, ce qui a permis d'adopter les armatures nécessaires pour les deux blocs de la structure. L'ensemble des résultats obtenus est récapitulé dans le Tableau 70 et le Tableau 71.

Tableau 70. Ferrailage du Radier du Bloc A.

Niveau	As cm ²		Choix	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Radier	15	17,8	HA16 e=15cm	HA16 e=15cm

Tableau 71. Ferrailage du Radier du Bloc B.

Niveau	As cm ²		Choix	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Radier	15,1	18,6	HA16 e=15cm	HA16 e=15cm

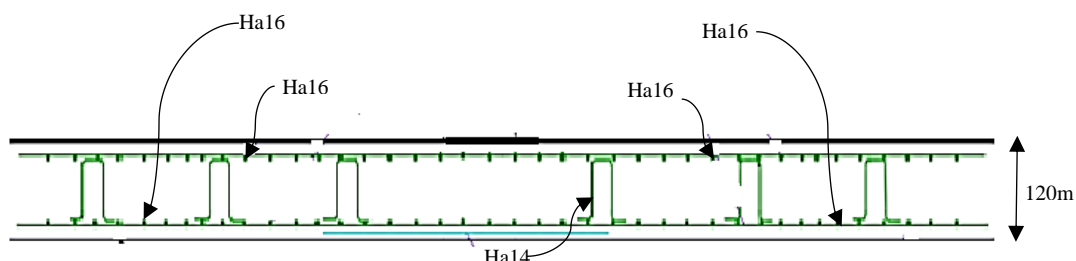


Figure 68: Ferrailage de la dalle du radier du Bloc A et le Bloc B.

VI.6. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU

Les contraintes de cisaillement ont été déterminées à partir de la cartographie des contraintes, ce qui permis d'identifier les valeurs les plus défavorables dans les deux directions principales du radier. Les vérifications ont ensuite été effectuées en comparant les contraintes obtenues aux contraintes admissibles réglementaires. Les résultats de vérification pour les deux directions pour les deux radiers de la structure sont récapitulés dans le Tableau 72, montrant que toutes les conditions réglementaires sont satisfaites.

Tableau 72. Vérifications des contraintes de cisaillement en ELU du Bloc A et B.

	Verification			
	Sens	σ_{Max}	0,05 . Fc28	Condition
Bloc A	x-x	1,12 MPa	1,25 MPa	C.V
	y-y	1,01 MPa		C.V
Bloc B	x-x	1,03 MPa		C.V
	y-y	1,15 MPa		C.V

VI.7. Justification de la largeur des joints sismiques

Les joints de rupture sont réalisés afin de séparer complètement les deux blocs de la structure pour assurer leur comportement indépendant sous l'action sismique et limiter les effets d'entrechoquement. Dans notre projet, ce joint traverse toute la structure, y compris les fondations, ce qui implique la réalisation de deux systèmes de fondation distincts séparés par le joint (Figure 69). La vérification se fait selon l'article 5.8 du RPA 2024.

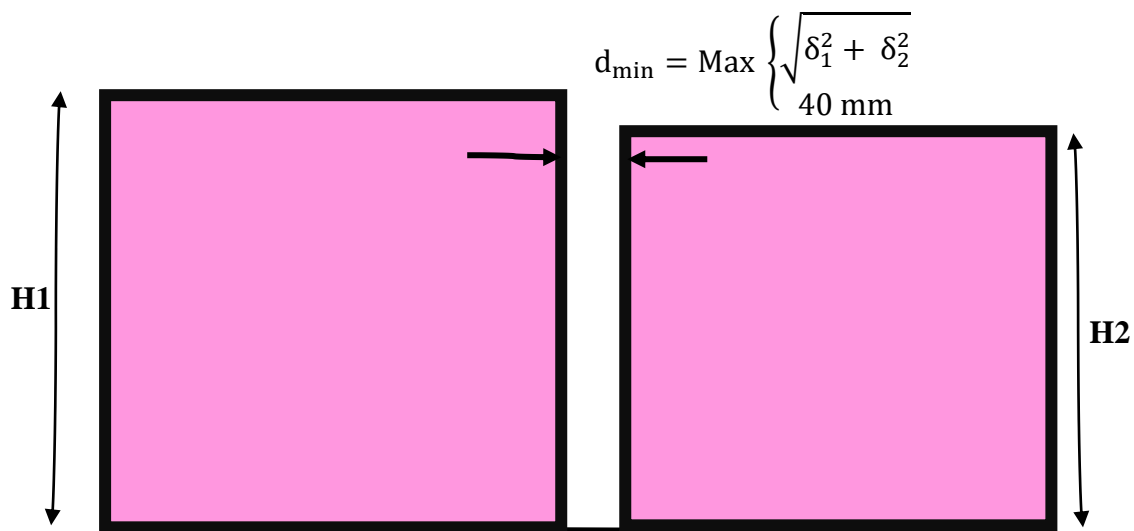


Figure 69 : Largeur minimum du joint sismique.

Avec :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Le déplacement de Bloc A = 5,200 cm

Le déplacement de Bloc B = 8,092 cm

$$d_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{5,2^2 + 8,092^2} = 9,62 \text{ cm} = 96,2 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors, on adopte un joint sismique de largeur supérieure à 96,2 mm, qui est égal à 10 cm.

VI.8. Conclusion

Les différentes vérifications effectuées pour l'infrastructure ont montré que le radier général adopté satisfait l'ensemble des conditions de résistance, de stabilité et de sécurité exigées par la réglementation RPA 2024. Le ferrailage retenu pour les deux blocs assure une bonne reprise des sollicitations transmises par la superstructure et garantit le bon comportement de la fondation. Par ailleurs, la présence du joint de rupture permet d'assurer l'indépendance des deux blocs et d'éviter tout risque d'interaction ou d'entrechoquement au niveau de la superstructure et des fondations.

CHAPITRE VII



ETUDE ECONOMIQUE

VII.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, l'étude estimative et descriptive est une étape importante dans la réalisation des projets de construction. Elle permet d'évaluer le coût global des travaux avant leur exécution, dans notre domaine en particulier pour les ouvrages de grande importance.

La maîtrise des coûts de gros œuvre est essentielle afin de garantir la faisabilité économique du projet et d'assurer une bonne planification des ressources. Dans ce contexte, ce chapitre est consacré à l'étude estimative et descriptive des deux blocs R+6 étudiés, en se basant sur les quantités des éléments structuraux et les prix unitaires du marché Algérien.

VII.2. Objectif de l'étude

L'objectif principal de cette étude est d'estimer le coût global des travaux des gros œuvres de la structure.

De manière plus détaillée, cette étude vise à :

- ❖ Estimer le coût de chaque élément structural (fondations, poteaux, poutres, dalles, escaliers, etc.) ;
- ❖ Établir un coût global approximatif des travaux de gros œuvre ;
- ❖ Assurer une meilleure compréhension de la répartition financière du projet ;
- ❖ Contribuer à une gestion efficace et rationnelle des ressources financières.

VII.3. Organisation du chantier

La réalisation de tout projet de construction, simple ou complexe, nécessite au préalable une organisation rigoureuse du chantier. Cette organisation constitue une étape essentielle qui conditionne le bon déroulement des travaux et garantit la réussite de l'opération.

Pour cela, plusieurs étapes doivent être mises en place :

VII.3.1. Clôture du chantier

La clôture du chantier est indispensable afin d'assurer la sécurité du site et de limiter les accès. Elle se fait généralement par la mise en place de barrières de protection et la création d'une ou deux entrées principales.

Chaque accès doit être contrôlé par un poste de garde afin de sécuriser les entrées et sorties du personnel, des engins et des matériaux.

VII.3.2. Création des zones

À l'intérieur du chantier, différentes zones doivent être aménagées et clairement délimitées, notamment :

- ❖ La zone administrative ;
- ❖ Les zones de vie pour les ouvriers ;
- ❖ Les zones de stockage des matériaux et des approvisionnements ;

-
- ❖ Les ateliers (ferraillage, coffrage, préfabrication, centrale à béton, entretien du matériel, etc.).

Cette organisation permet d'assurer un chantier structuré et fonctionnel.

VII.3.3. Voies de circulation

Les voies de circulation destinées aux engins et aux véhicules doivent être correctement tracées et organisées afin de faciliter les déplacements à l'intérieur du chantier. Elles doivent également être équipées de panneaux de signalisation afin de prévenir les accidents et d'éviter l'encombrement.

VII.3.4. Moyens de manutention

VII.3.4.1. Grues à tour

Les grues à tour représentent un élément essentiel du chantier, car elles assurent une grande partie de la manutention des matériaux. Elles influencent directement l'organisation et le rythme d'avancement des travaux.

Leur installation doit être soigneusement étudiée et réalisée conformément aux normes de sécurité en vigueur.

VII.3.4.2. Grues mobiles

Le chantier peut également être équipé de grues mobiles, notamment lorsque les grues à tour ne suffisent pas ou pour répondre à des besoins ponctuels de levage.

VII.4. Elaboration des devis

Dans tout projet de construction l'élaboration des devis constitue une étape essentielle permettant de définir et d'encadrer l'ensemble des coûts liés à la réalisation de l'ouvrage, elle s'inscrit dans le cadre du cahier des charges du projet et se regroupe les éléments techniques, administratifs et financiers nécessaires à son exécution.

Le cahier des charges comprend généralement plusieurs documents techniques et financiers, notamment le bordereau des prix unitaires, le devis quantitatif ainsi que le devis estimatif. Ces documents permettent d'évaluer les quantités de travaux, de fixer les coûts correspondants et d'assurer une bonne maîtrise budgétaire du projet.

Par ailleurs, ce document contractuel définit également les clauses liant le contractant et le cocontractant, telles que les modalités de paiement, les délais d'exécution, les conditions de réception des travaux ainsi que les garanties. Il inclut aussi les descriptions techniques des travaux et des matériaux utilisés pour la réalisation du projet.

Les principaux devis utilisés dans cette étude sont :

VII.4.1. Le devis descriptif

Le devis descriptif est un document technique qui présente de manière détaillée l'ensemble des travaux à réaliser dans le projet de construction. Il décrit la nature des ouvrages, les matériaux utilisés ainsi que les caractéristiques techniques des différents éléments structuraux.

Ce document permet de préciser les conditions d'exécution des travaux et d'assurer une meilleure compréhension du projet.

❖ Béton

Le béton utilisé pour les éléments structuraux est un béton armé dosé à 350 kg/m³ de ciment. Il est destiné à assurer la résistance mécanique et la durabilité des différents éléments porteurs du bâtiment tels que les fondations, les dalles, les poutres et les voiles.

❖ Acier (armatures)

Les armatures utilisées sont des aciers à haute adhérence (HA), conformes aux normes en vigueur. Elles permettent d'assurer la résistance en traction des éléments en béton armé et de garantir la stabilité de la structure.

❖ Coffrage

Le coffrage est réalisé à l'aide de panneaux en bois ou métalliques afin de donner aux éléments structuraux leurs formes et dimensions définitives, tout en assurant une bonne finition du béton.

❖ Voiles en béton armé

Les voiles en béton armé remplacent les poteaux dans le système structurel. Ils assurent la reprise des efforts verticaux et horizontaux ainsi que la stabilité globale du bâtiment.

❖ Granulats

Les granulats utilisés pour la fabrication du béton sont propres et bien gradués (sable et gravier), afin d'assurer une bonne compacité et résistance du béton.

❖ Eau de gâchage

L'eau utilisée pour la préparation du béton doit être propre et exempte d'impuretés afin de garantir une bonne hydratation du ciment et une résistance optimale.

VII.4.2. Le devis estimatif

Le devis estimatif permet d'évaluer le coût global des travaux de gros œuvre du projet à partir des quantités calculées et des prix unitaires du marché. Il est établi en multipliant les quantités des ouvrages par leurs prix unitaires afin d'obtenir le montant total du projet.

Pour notre projet le devis estimatif des gros œuvres est récapitulé dans les Tableaux allant de 73 à 77 et dont le montant global est estimé à 201 615 550,08 DA.

Tableau 73 . Coût d'installation du chantier

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Installation du chantier y compris Nettoyage de la surface du travail, clôture du chantier en tôle avec supports en bois ancré dans le sol, réalisation d'un bureau avec sanitaire et l'alimentation du chantier en eau et en électricité de 380Kv	Forfait	/	3000000	3000000
Total Installation				3000000

Tableau 74 . Coût de Terrassement

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Fouilles en grande masse dans un terrain de toute nature y compris dressement, blindage des parois, réglage et nettoyage des fonds de fouilles, mises des terres en dépôt dans l'enceinte du chantier,	m ³	3525,690	700,00	2 467 983,00
Remblais des vides exécutés avec les matériaux extraits, tries et sélectionnés exécutés par tous moyens appropriés comprenant le compactage, arrosage en couche successive de 20cm	m ³	330,000	300,00	99 000,00
Transport des terres excédentaires à la décharge publique dans un rayon de 5 km et plus y compris chargement, déchargement, foisonnement	m ³	3525,690	100,00	352 569,00
Total Terrassement				58 192 350,00

Tableau 75 . Coût de l'infrastructure

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton de propreté sous longrines dosé à 200 Kg/m ³ de ciment CPJ 42,5	m ³	190,000	15 000,00	2 850 000,00
Béton armé pour semelles (radier général) dosé à 400 Kg /m ³ de ciment CPJ 42,5 y/c imprégnation des parois des ouvrages en béton enterres en deux Couches de Flint-kot	m ³	1200,000	45 000,00	54 000 000,00
Béton armé dosé à 350 KG /m ³ pour voile périphérique dosé à 380 Kg /m ³ de ciment CPJ 42,5, y y/c imprégnation des parois des ouvrages en béton enterres en deux Couches de Flint- kot y/c joint de dilatation en polystyrène	m ³	29,83	45 000,00	1 342 350,00
Total Infrastructure				58 192 350,00

Tableau 76 . Coût de la superstructure

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton armé en élévation pour voiles dosé à 350 Kg /m ³ de ciment CPJ 42,5 Y/C	m ³	597,290	45 000,00	26 878 050,00
Béton armé en élévation pour poutres et chaînage	m ³	422,000	45 000,00	18 990 000,00
Béton armé dosé à 350 KG /m ³ pour escalier et rompe	m ³	117,150	45 000,00	5 271 750,00
Corps creux /hourdis béton	m ²	3052,680	3 500,00	10 684 380,00
Dalle pleine et balcon dosé à 350 Kg /M ³	m ³	619,750	45 000,00	27 888 750,00
F/P de brique creuse de simple cloison	m ²	4000,000	1 200,00	4 800 000,00
F/P de brique creuse de double cloison	m ²	4500,000	2 400,00	10 800 000,00
Total Superstructure				105 312 930,00

Tableau 77. Le montant total du projet des gros œuvres

Total HT	169 424 832,00
TVA 19%	32 190 718,08
Total TTC	201 615 550,08

VII.5. Conclusion

L'étude estimative et descriptive réalisée dans ce chapitre a permis d'évaluer le coût global des travaux de gros œuvre des deux blocs (R+6). Cette estimation basée sur les quantités issues du dimensionnement et les prix unitaires du marché Algérien, offre une vision globale du budget nécessaire à la réalisation du projet.

Ainsi, ce travail constitue une étape importante dans la planification et la gestion financière du projet, puisqu'il permet d'anticiper les dépenses et de faciliter la prise de décision avant l'exécution des travaux.



CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le présent travail a porté sur l'étude technico-économique d'un bâtiment de deux blocs en béton armé à usage mixte contreventés par voiles, implantés à Sig dans la wilaya de Mascara conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA 2024. L'objectif principal de cette étude était d'assurer la conception d'une structure stable, résistante et capable de répondre efficacement aux différentes sollicitations statiques et dynamiques auxquelles elle peut être soumise.

L'étude a débuté par une présentation générale du projet ainsi que par la définition des caractéristiques géométriques, structurales et géotechniques de l'ouvrage. Ensuite, le prédimensionnement des différents éléments porteurs a permis d'adopter des sections satisfaisant les critères réglementaires de résistance et de rigidité. Les charges permanentes et d'exploitation ont été évaluées conformément au DTR B.C.2.2 afin de déterminer les sollicitations agissant sur la structure.

La modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025 a permis d'effectuer l'étude dynamique de la structure et de vérifier son comportement vis-à-vis des actions sismiques. Les différentes vérifications imposées par le RPA 2024, notamment celles relatives à la période fondamentale, à l'effort tranchant à la base, à l'effet $P-\Delta$, à la stabilité au renversement ainsi qu'à la participation modale, ont montré que la structure présente un comportement satisfaisant et conforme aux exigences réglementaires.

Le calcul et le ferrailage des éléments structuraux tels que les poutres, les voiles, les planchers et les escaliers ont permis de déterminer des dispositions constructives assurant la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Concernant l'infrastructure, le choix d'un radier général a été justifié par les caractéristiques du sol et les sollicitations transmises par la superstructure. Les différentes vérifications effectuées ont confirmé la stabilité et la résistance de la fondation adoptée, ainsi que l'efficacité du joint séparant les deux blocs pour assurer un comportement parasismique adéquat.

En conclusion, cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures en béton armé et d'appliquer les différentes notions théoriques acquises durant notre formation. Elle a également mis en évidence l'importance des règlements parasismiques et des outils numériques dans la conception des bâtiments modernes, afin de garantir la sécurité des usagers et assurer la durabilité des constructions.

BIBLIOGRAPHIE

- 📖 Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992 ;
- 📖 Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3^{ème} édition, 99 ;
- 📖 DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 » ;
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
- 📖 Robert Park et Thomas Paulay, Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, USA;
- 📖 Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, New York, USA;
- 📖 Rapports géotechniques et documents techniques relatifs au projet IMOGA SIG ;
- 📖 Cours et supports pédagogiques de béton armé, dynamique des structures et génie parasismique – Département de Génie Civil ;
- 📖 D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles ;
- 📖 D.T.R. B.C.2.2.1 Règles de calcul des fondations superficielles ;
- 📖 Autodesk, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2025, Logiciel de calcul et d'analyse des structures ;
- 📖 Autodesk, AutoCAD 2025, Logiciel de dessin assisté par ordinateur ;
- 📖 Georges Dreux et Jean Festa, Nouveau guide du béton et de ses constituants, Éditions Eyrolles, Paris, France ;
- 📖 Catalogue national des prix du bâtiment et travaux publics (BTPH), Algérie.