



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 D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (SOUS-SOL + RDC + 10) A MOSTAGANEM

Présenté par :

- Hama Bendhiba Oussama
- Amrane Mohamed reda

Soutenu le 03/06/2026 devant le jury composé de :

- Président : Mr. Moussaoui Salah Eddine
- Examineur : Mr. Bahar Sadek
- Encadrant : Mr. Mekaideche Khalfallah

Année Universitaire : 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant de nous avoir accordé la force, la patience nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Nous adressons également nos plus sincères remerciements à nos familles pour leur soutien moral, leurs encouragements constants et leur présence tout au long de notre parcours universitaire.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadrant, Monsieur Mekaideche Khalfallah, pour son accompagnement, sa disponibilité ainsi que ses précieux conseils qui nous ont guidés durant la réalisation de ce mémoire.

Nos remerciements vont aussi au bureau d'étude de l'architecte Sellaoui à Mostaganem, pour son aide et les informations mises à notre disposition, ainsi qu'au bureau d'étude de l'architecte Amar à Ain Tedeles pour son soutien et sa contribution à l'élaboration de ce travail.

Nous tenons également à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants du département de génie civil pour la qualité de leur formation, ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Avant tout, nous remercions Allah le Tout-Puissant pour la force, la patience et la volonté qu'Il nous a accordées afin de mener ce travail à son accomplissement.

C'est avec une grande émotion et une profonde reconnaissance que nous dédions ce mémoire à nos familles, qui ont toujours été une source de soutien, d'encouragement et de motivation tout au long de notre parcours universitaire. Leur présence, leurs sacrifices et leur confiance ont joué un rôle essentiel dans notre réussite.

Nous adressons également une pensée sincère à nos frères, sœurs et proches, dont le soutien moral et les encouragements nous ont accompagnés durant toutes ces années d'études.

Nous n'oublions pas non plus nos amis et collègues, avec qui nous avons partagé des moments inoubliables, faits d'entraide, de travail et de persévérance. Leur présence a rendu cette expérience universitaire plus enrichissante et plus agréable.

Nous dédions aussi ce travail à toute la promotion du département de Génie Civil 2025/2026, avec laquelle nous avons vécu une aventure académique marquée par l'effort, la solidarité et le partage.

Enfin, nous exprimons notre gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à notre formation et à la réalisation de ce mémoire.

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage mixte, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de dix étages (R+10+Sous-sol), implanté dans la ville de Mostaganem, classée comme zone de forte sismicité (Zone V) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024.

Le système de contreventement adopté pour cette structure est assuré par des voiles en béton armé associés à des portiques, permettant une reprise efficace des efforts horizontaux, notamment ceux dus aux actions sismiques.

Avant d'entamer les calculs détaillés, un pré-dimensionnement des différents éléments structuraux a été réalisé afin de définir des sections adaptées au comportement global de l'ouvrage. Par la suite, une étude dynamique de la structure a été menée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional, dans le but de déterminer les différentes sollicitations engendrées par les charges permanentes, les charges d'exploitation ainsi que les actions sismiques.

Cette étude a permis d'effectuer le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que de l'infrastructure, tout en respectant les exigences du RPA 2024 et du BAEL 91.

Mots-clés : Béton armé, bâtiment à usage multiple, R+10, sous-sol, voiles, portiques, étude sismique, modélisation, ferrailage.

Abstract

This thesis presents a technical study of a reinforced concrete building with a mixed-uses function, consisting of a basement, a ground floor, and ten upper floors (Basement + R+10). The structure is located in the city of Mostaganem, which is classified as a high seismicity zone (Zone V) according to the Algerian seismic code RPA 2024.

The lateral load-resisting system of this structure is provided by reinforced concrete shear walls combined with moment-resisting frames, ensuring an efficient distribution and resistance of horizontal forces, particularly those induced by seismic actions.

Before proceeding with the detailed calculations, a preliminary sizing of the structural elements was carried out in order to define appropriate sections consistent with the overall behavior of the building. Subsequently, a dynamic analysis of the structure was performed using Robot Structural Analysis Professional to determine the different internal forces generated by permanent loads, live loads, and seismic actions.

This study allowed for the design and reinforcement of both structural and non-structural elements, as well as the foundation system, in compliance with the requirements of RPA 2024 and BAEL 91.

Keywords: Building, Shear Wall, Portal Frame, Concrete, Simulation.

ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة تقنية لبنائية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال متعدد، تتكون من قيو وطابق أرضي وعشرة طوابق علوية (طابق أرضي + 10 طوابق + قيو). تقع هذه المنشأة في مدينة مستغانم، المصنفة ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي قوي (المنطقة الخامسة) وفق الكود الزلزالي الجزائري RPA 2024.

يعتمد النظام الإنشائي المقاوم للأحمال الجانبية في هذه المنشأة على جدران قص من الخرسانة المسلحة مدمجة مع إطارات مقاومة للعزوم، مما يضمن توزيعاً فعالاً ومقاومة جيدة للقوى الأفقية، خاصة تلك الناتجة عن الزلازل.

قبل الشروع في الحسابات التفصيلية، تم إجراء تحجيم أولي للعناصر الإنشائية بهدف تحديد مقاطع مناسبة تتماشى مع السلوك العام للبنائية. بعد ذلك، تم إجراء تحليل ديناميكي للمنشأة باستخدام برنامج روبوت التحليل الإنشائي الاحترافي من أجل تحديد مختلف الجهود الداخلية الناتجة عن الأحمال الدائمة والأحمال الاستغلالية والأحمال الزلزالية.

سمحت هذه الدراسة بتصميم وتسليح العناصر الإنشائية وغير الإنشائية، إضافة إلى الأساسات، وذلك وفق متطلبات RPA 2024 و BAEL 91.

الكلمات المفتاحية: مبنى، جدار قص، إطار، خرسانة، محاكاة.

Table des matières

Introduction Générale.....	13
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
1. Introduction.....	20
2. Présentation de l'ouvrage	20
3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	21
3.1 Dimensions en plan :.....	21
3.2 Dimensions en élévation (Hauteurs):.....	21
4. Les éléments de l'ouvrage	21
4.1 Planchers à corps creux :.....	21
4.2 Escaliers	22
4.3 Maçonnerie	22
4.4 Acrotère.....	22
4.5 Revêtement	22
4.6 Isolation.....	22
4.7 L'infrastructure (fondation)	22
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	23
5.1 Caractéristiques mécaniques du béton	23
5.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier	24
5.3 Protection des armatures	25
6. Logiciels utilisés	26
7. Règlements utilisés	26
8. Conclusion	26
CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT	
1. Introduction.....	28
2. Prédimensionnement des poutres.....	28
2.1 Prédimensionnement des poutres principales	28
2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires	29
3. Prédimensionnement des planchers	29

3.1 Planchers à corps creux	29
3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux	30
3.3 Planchers de la dalle pleine	31
4. Prédimensionnement des poteaux.....	33
4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	33
5. Prédimensionnement des voiles.....	37
6. Prédimensionnement de l'acrotère	38
7. Prédimensionnement des escaliers	38
8. Conclusion	40

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

1. Introduction.....	42
2. Plancher à corps creux	42
2.1 Types de poutrelles	42
2.2 Choix de la méthode de calcul	43
2.3 Application de la méthode forfaitaire	43
2.4 Ferrailage de la poutrelle.....	43
2.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle.....	44
2.6 Ferrailage de la dalle de compression.....	47
3. Plancher à dalle pleine	49
3.1 Méthode de calcul.....	49
4. Conclusion	51

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction.....	53
2. Étude de l'acrotère.....	53
2.1 Évaluation des sollicitations de calcul	53
2.2 Ferrailage de l'acrotère	55
3. Escaliers.....	58
3.1 Combinaisons de charges.....	58
3.2 Calcul des sollicitations des escaliers	58
4. Conclusion	63

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction.....	65
2. Étude dynamique	65

2.1 Objectif de l'étude	65
2.2 Présentation du Logiciel Robot Structural Analyse.....	65
2.3 Modélisation de la structure.....	66
3. Classification de la structure.....	68
3.1 Groupe d'importance de l'usage.....	68
4. Calcul de facteur de qualité	69
5. Choix de la méthode de calcul Méthodes dynamiques.....	71
6. Méthode d'analyse modale spectrale.....	71
6.1 Principe	71
6.2 Spectre de calcul	71
7. Résultats de la méthode modale spectrale	73
7.1 Période fondamentale de la structure	73
7.2 Vérification de la période.....	73
7.3 Calcul de poids total W de la structure	74
7.4 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent.....	75
7.5 Vérification du taux de participation modale.....	75
7.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	78
8. Évaluation des excentricités	78
9. Vérification de la Structure.....	79
9.1 Combinaisons d'actions.....	79
9.2 Justification vis-à-vis de la résistance.....	79
9.3 Justification vis-à-vis de la ductilité	79
9.4 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	79
9.5 Justification vis-à-vis de la résistance des planchers	80
9.6 Justification de la stabilité des fondations	80
10. Vérification des déplacements inter-étages	80
11. Vérification effet P-delta	81
11.1 Vérification au renversement.....	83
12. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement.....	84
13. Conclusion.....	85

CHAPITRE VI : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction.....	87
2. Etude des poutres.....	87

2.1	Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024	87
2.2	Ferraillage des poutres	88
2.3	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre	90
3.	Etude des poteaux	92
3.1	Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	92
3.2	Ferraillage des poteaux.....	93
3.3	Exemple de calcul du ferraillage d'un poteau.....	96
4.	Etude des voiles	98
4.1	Procédure de ferraillage	98
4.2	Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024.....	99
4.3	Ferraillage des voiles.....	100
5.	Etude des voiles périphériques	104
5.2.	Recommandations du RPA 2024	104
5.3	Principe de calcul.....	104
5.4	Détermination du ferraillage minimum (Exemple).....	104
6.	Conclusion	105

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.	Introduction.....	107
2.	Étude du radier général.....	107
2.1	Dimensionnement du radier	107
2.2	Condition forfaitaire.....	108
2.3	Condition de rigidité	108
2.4	Vérification au non-poinçonnement du radier	108
2.5	Vérification au poinçonnement du radier	109
2.6	Condition de résistance au cisaillement.....	109
3.	Calcul du radier.....	112
4.	Vérification des contraintes	116
4.	Ferraillage du radier.....	117
5.	Conclusion	119
CONCLUSION GENERALE.....		120
BIBLIOGRAPHIE.....		121

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

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

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

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

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

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
 \varnothing_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
 I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses
 I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
 M_{zz} : Inertie massique
 L_f : Longueur de flambement
 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
 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
 I_f : Moment d'inertie fictif
f : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
 Δ_{ft} : Flèche totale
 ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)
 λ : Elancement
W : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.

Liste des Figures

FIGURE I.1: IMPLANTATION DU BATIMENT (SOURCE : GOOGLE EARTH)	20
FIGURE I.2: DALLE A CORPS CREUX	21
FIGURE I.3: COMPOSANTS D'UN ESCALIER	22
FIGURE II.1 : SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE PRINCIPALE	29
FIGURE II.2: SECTION TRANSVERSALE DE LA POUTRE.....	29
FIGURE II.3: SCHEMA D'UNE DALLE A CORPS CREUX	30
FIGURE II.4: COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER	32
FIGURE 5: SECTION AFFERENTE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	33
FIGURE II.6: SECTION REDUITE DU POTEAU	34
FIGURE II.7: COUPE EN ELEVATION D'UN VOILE	37
FIGURE II.8: SECTION TRANSVERSALE DE L'ACROTERE	38
FIGURE II.9: ELEMENTS COMPOSANTS D'UN ESCALIER.....	38
FIGURE II.10: VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ESCALIER.....	39
FIGURE III.1: DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES	42
FIGURE III.2: SECTION TRANSVERSALE DE FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE	44
FIGURE III.3: SECTION DE FERRAILLAGE	45
FIGURE III.4: SCHEMA DE FERRAILLAGE	48
FIGURE III.5: FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE.....	48
FIGURE IV.1: COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE	53
FIGURE IV.2: SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE	54
FIGURE IV.3: FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	57
FIGURE IV.4: DIMENSIONS DE L'ESCALIER	58
FIGURE IV.5: SCHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER	59
FIGURE IV.6: DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER EN ELU	59
FIGURE IV.7: DIAGRAMMES DE M ET T DE L'ESCALIER EN ELS.....	59
FIGURE IV.8: FERRAILLAGE DU VOLEE 1 ET 2 DE L'ESCALIER.....	63
FIGURE V.1: MODELE 3D DE LA STRUCTURE	67
FIGURE V.2: COUPE EN PLAN DE LA STRUCTURE A LA BASE	67
FIGURE V.3: VIBRATION DU BATIMENT SELON LES 3 MODES	77
FIGURE V.4: SCHEMA REPRESENTANT L'EFFET DU RENVERSEMENT.....	83
FIGURE VI.1: CROQUIS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE.....	89
FIGURE VI.2: CROQUIS DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE.....	90

FIGURE VI.3: SECTION DE FERRAILLAGE DU POTEAU	95
FIGURE VI.4: CROQUIS DU FERRAILLAGE DES POTEAUX	96
FIGURE VI.5: COUPE DU POTEAU 60 X 60 CM ²	96
FIGURE VI.6: SCHEMA D'UN VOILE.....	98
FIGURE VI.7: TYPOLOGIE DES VOILES ETUDIES	101
FIGURE VI.8: TYPOLOGIE DES VOILES ETUDIES	102
FIGURE VI.9: FERRAILLAGE DE VOILE (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS)	102
FIGURE VI.10: CROQUIS DU FERRAILLAGE DES VOILES.....	103
FIGURE VII.1: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TXX(ELU)	111
FIGURE VII.2: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TYY(ELU)	111
FIGURE VII.3: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TXX(ELS).....	112
FIGURE VII.4: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT TYY(ELS).....	112
FIGURE VII.5: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU MXX.....	113
FIGURE VII.6: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU MYY	113
FIGURE VII.7: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS MXX	114
FIGURE VII.8: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS MYY	114
FIGURE VII.9: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A ACCMXX	115
FIGURE VII.10: DISTRIBUTIONS DES MOMENTS FLECHISSANT A ACCMY Y	115
FIGURE VII.11: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES A L'ELU	116
FIGURE VII.12: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES A L'ELS.....	116
FIGURE VII.13: DISTRIBUTIONS DES CONTRAINTES A ACC	116
FIGURE VII.14: LA MODELISATION AVEC ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS	118
FIGURE VII.15: SCHEMA FERRAILLAGE DU RADIER	119

Liste des Tableaux

TABLE I.1 : NUANCES ET LIMITES D'ELASTICITE DES ACIERS	24
TABLE II.1 : CHARGES DU PLANCHER TERRASSE.....	31
TABLE II.2 : CHARGES DU PLANCHER D'ETAGE COURANT	31
TABLE II.3 : CHARGES DU PLANCHER DE LA DALLE PLEINE	33
TABLE II.4 : DEGRESSION VERTICALE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION.....	36
TABLE II.5 : FEUILLE D'EXCEL DE CALCUL DU PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	36
TABLE II.6 : CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX.....	37
TABLE II.7 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIERS	39
TABLE II.8 : CHARGES DE LA DALLE PLEINE DU PALIER	40
TABLE II.9 : CHARGES DE LA DALLE PLEINE DE LA PAILLASSE	40
TABLE III.1 : MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS	43
TABLE III.2 : MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS	44
TABLE III.3 : CHOIX ADOPTE POUR LE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	44
TABLE IV.1 : CHARGES D'ACROTERE	53
TABLE IV.2 : SOLLICITATIONS DE CALCUL DE L'ACROTERE	55
TABLE IV.3 : MMAX EN APPUI ET EN TRAVEE ET TMAX DE L'ESCALIER EN ELU.....	60
TABLE IV.4 : MMAX EN APPUI ET EN TRAVEE ET TMAX DE L'ESCALIER EN ELS	60
TABLE IV.5 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES ESCALIERS DU SOUS-SOL	63
TABLE V.1 : TABLEAU DE ZONAGE.....	68
TABLE V.2 : COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE.....	69
TABLE V.3 : LES CONDITIONS DU FACTEUR DE QUALITE	73
TABLE V.4 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION VERTICALE EN FONCTION	72
TABLE V.5 : COMPARAISON ENTRE LA PERIODE DYNAMIQUE ET LA PERIODE EMPIRIQUE	73
TABLE V.6 : PERIODES SELON LA CLASSIFICATION	74
TABLE V.7 : LES VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT	75
TABLE V.8 : TAUX DE PARTICIPATION MODALE	76
TABLE V.9 : LES VALEURS DES DEPLACEMENTS	80
TABLE V.10 : VALEURS LIMITES DES DEPLACEMENTS INTER-ETAGES	81
TABLE V.11 : VERIFICATION EFFETS DU SECOND ORDRE SENS X-X.....	82
TABLE V.12 : VERIFICATION EFFETS DU SECOND ORDRE SENS Y-Y.....	82
TABLE V.13 : VERIFICATION AU RENVERSEMENT SENS X-X	83
TABLE V.14 : VERIFICATION AU RENVERSEMENT SENS Y-Y	84
TABLE V.15 : TAUX DES EFFORTS TRANCHANTS A LA BASE TOTAU	84

TABLE VI.1 : SOLLICITATIONS DE CALCUL MAXIMALES DES POUTRES	88
TABLE VI.2 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES.....	89
TABLE VI.3 : ELEMENTS DE REDUCTION LES PLUS DEFAVORABLES DES POTEAUX.....	94
TABLE VI.4 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	95
TABLE VI.5 : EFFORT DE REDUCTION AGISSANTS SUR LES VOILES	101
TABLE VI.6 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE LONGITUDINALE	103
TABLE VI.7 : TABLEAU RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL	103
TABLE VII.1 : IMPACT DU VOILE SUR LA DALLE DU RADIER – VOILE 6 (4.3 × 0.20) ELU	109
TABLE VII.2 : IMPACT DU VOILE SUR LA DALLE DU RADIER – VOILE 6 (4.3 × 0.20) ELS.....	109
TABLE VII.3 : TABLEAU FERRAILLAGE DU RADIER.....	117

Introduction Générale

Le secteur du bâtiment et des travaux publics joue un rôle prépondérant dans le développement économique et social de tout pays. La construction d'ouvrages, destinés à l'habitation ou à d'autres fonctions, nécessite une conception rigoureuse qui garantit à la fois la stabilité, la sécurité des usagers et l'économie du projet.

L'Algérie est située dans une zone à forte activité sismique, où les tremblements de terre représentent un risque majeur pour les infrastructures. Les séismes récents ont causé des pertes humaines et matérielles considérables, ce qui impose aux ingénieurs en génie civil de concevoir des structures dotées d'une rigidité adéquate et d'une résistance suffisante vis-à-vis des sollicitations sismiques.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de fin d'études, qui porte sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de 10 étages (R+10+Sous-sol). Cet ouvrage est implanté à Mostaganem, plus précisément au niveau du quartier Salam (Kharouba). L'étude sera menée conformément aux nouvelles exigences du règlement parasismique algérien RPA 2024 ainsi qu'aux règles du BAEL 91 et du CBA 93.

L'objectif principal de ce travail est de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation académique, en utilisant des outils modernes de calcul et de dessin tels que AutoCAD, Robot Structural Analysis et RDM6.

Chapitre I

**Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux**

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite une définition précise de ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ce premier chapitre a pour but de présenter globalement le projet, de définir le site d'implantation, de décrire les éléments constitutifs de la structure ainsi que les propriétés des matériaux utilisés (béton et acier) conformément aux règlements en vigueur.

2. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste en l'étude technique d'un bâtiment en R+10 avec un Sous-sol, implanté à la wilaya de Mostaganem, plus précisément au quartier Salam (Kharouba). Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), cet ouvrage est implanté dans une zone classée comme Zone V (Zone de sismicité à vérifier selon classification RPA). L'ouvrage est destiné principalement à un usage d'habitation.

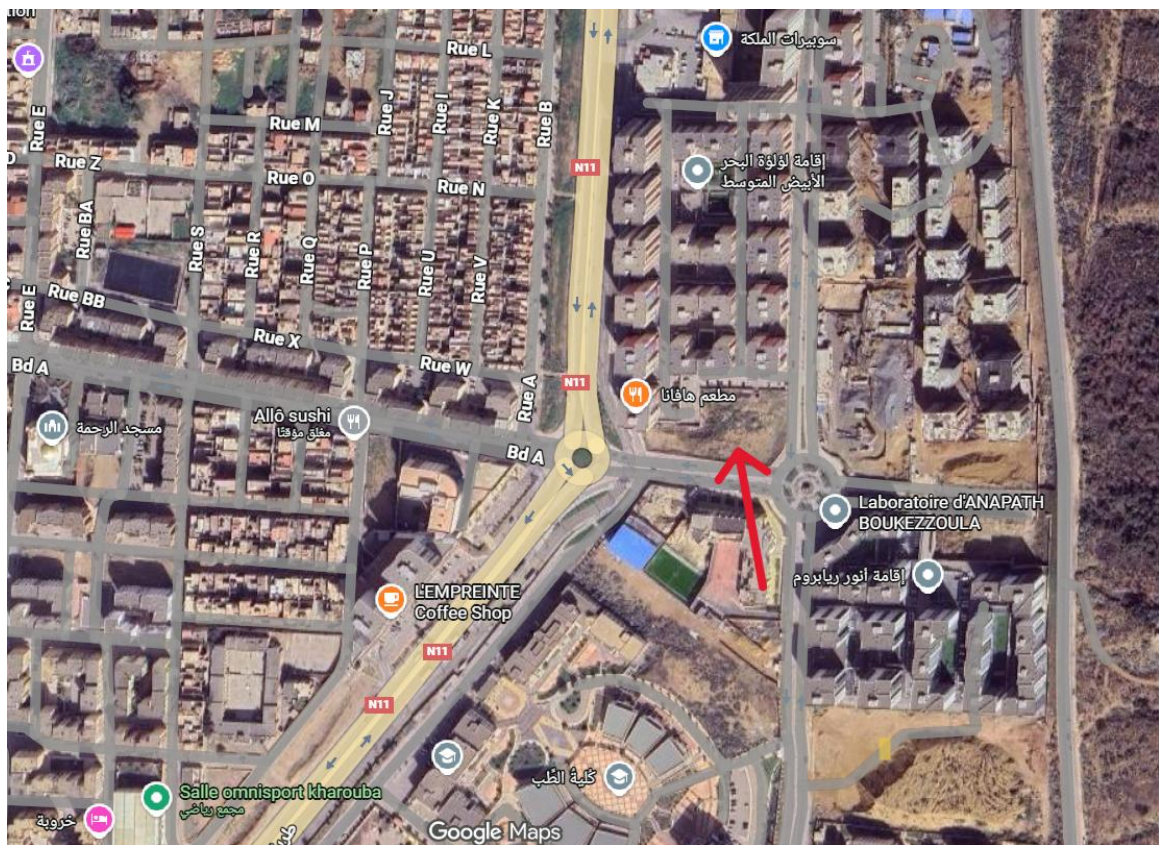


Figure I.1: Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

Le bâtiment est composé de :

- **Un Sous-sol** : Réserve généralement pour le parking ou le stockage technique.
- **Un Rez-de-chaussée (RDC)** : À usage commercial (selon architecture), avec une hauteur sous plafond spécifique.
- **Étages courants** : À usage d'habitation
- **Terrasse** : Inaccessible (sauf pour entretien).

3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bâtiment étudié est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan de dimensions suivantes :

3.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan (Lx) 27.40 m
- Largeur totale en plan (Ly) 20.75 m

3.2 Dimensions en élévation (Hauteurs):

- Hauteur du Sous-sol 2.72 m
- Hauteur du Rez-de-chaussée (RDC) 4.75 m
- Hauteur des étages courants (1er au 10ème) 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment 37.57 m

4. Les éléments de l'ouvrage

Pour la conception structurale, nous avons adopté les éléments suivants :

4.1 Planchers à corps creux : Utilisés pour les niveaux courants (RDC et étages) pour des raisons d'économie et d'isolation. Ils reposent sur des poutres de dimensions :

- **Poutres Principales :** 30 x 40
- **Poutres Secondaires :** 30 x 35

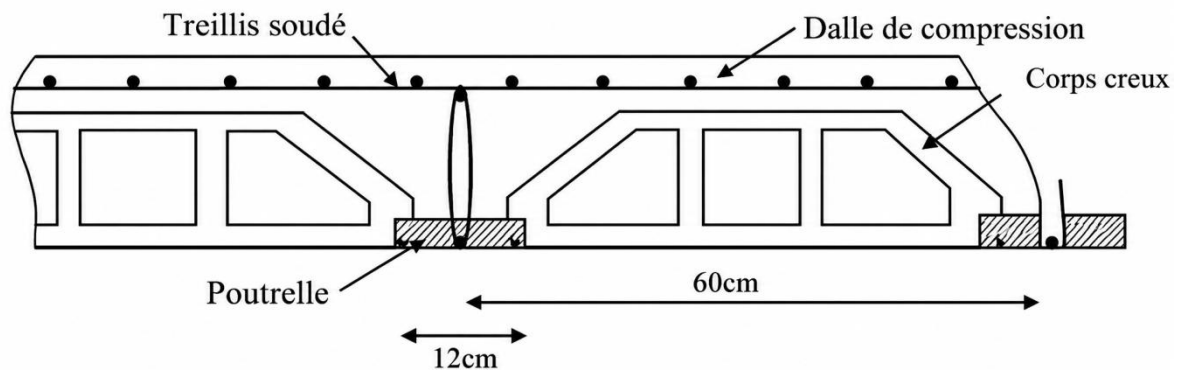


Figure I.2: Dalle à corps creux

4.2 Escaliers

Le bâtiment est équipé d'escaliers en béton armé coulés sur place, permettant la circulation verticale entre les niveaux.

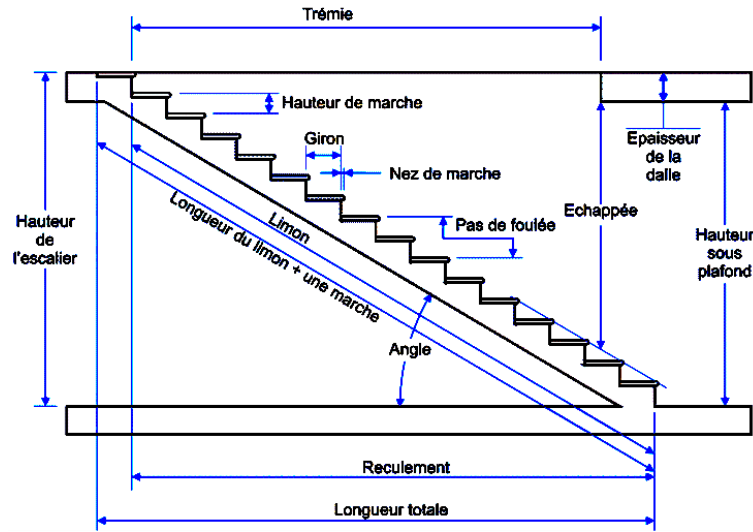


Figure I.3: Composants d'un escalier

4.3 Maçonnerie

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

4.4 Acrotère

Le bâtiment est équipé d'un seul ascenseur, c'est un dispositif de déplacement vertical, Plus généralement on parle de monte-charge ou d'élévateur.

4.5 Revêtement

Les planchers ainsi que les escaliers seront revêtus de carrelage. Les salles d'eau et les cuisines seront dotées de revêtements en céramique. Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits au ciment, tandis que les cloisons intérieures et les plafonds recevront un enduit en plâtre.

4.6 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par le vide des corps creux ainsi que par la masse du plancher. En revanche, au niveau des murs extérieurs, l'isolation est garantie par le vide d'air entre les deux parois qui les composent, ainsi que par la réduction des ponts thermiques lors de la phase de réalisation.

4.7 L'infrastructure (fondation)

Les fondations, en béton armé, servent à transmettre au sol les charges provenant des éléments porteurs (poteaux, murs, voiles).

Ce transfert peut s'effectuer de deux manières : directement par des semelles filantes ou un radier général ou indirectement, lorsque des semelles reposent sur des pieux. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques et physiques du terrain, en particulier de sa portance et de son comportement au tassement. On distingue trois grandes familles de fondations : superficielles, semi-profondes et profondes.

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

5.1 Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL 91) et le béton doit présenter les avantages suivants :

Une bonne résistance à la compression.

Une souplesse d'utilisation.

Une bonne résistance au feu.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car l'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

5.1.1 Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . D'après l'article A.2.1.11 du BAEL 91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

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

$$\text{Si } J > 28 \quad f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

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

5.1.2 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 :

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

5.1.3 Contrainte limite de compression

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

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

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

5.1.4 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

5.1.5 Module d'élasticité

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

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

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

5.2 Caractéristiques mécaniques de 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.

5.2.1 Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Table I.1: Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE500	500
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520

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

5.2.2 Contraintes limites de l'acier

5.2.2.1 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

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

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

5.2.2.2 Etat limite de service

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.

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

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

η : Coefficient de fissuration

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

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

5.3 Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

$c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

$c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

6. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- Robot Structural Analysis 2024.
- AutoCAD 2024
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- RDM6, Socotec.
- Office 2016.

7. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA2024.
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique règlementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

8. Conclusion

En guise de conclusion à ce premier chapitre, nous avons établi une présentation globale et détaillée de l'ouvrage faisant l'objet de notre étude. Nous avons défini les paramètres essentiels du projet, en mettant en évidence son implantation géographique, sa conception architecturale, ainsi que le système constructif et la typologie structurale adoptés. Par la suite, il nous a paru indispensable d'exposer les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux de base qui constitueront l'ossature de notre bâtiment, à savoir principalement le béton et l'acier. Enfin, nous avons clôturé cette phase introductive par l'identification des outils de travail qui nous accompagneront tout au long de ce projet, en citant les logiciels de modélisation et de calcul, ainsi que les règlements et normes en vigueur. Cette étape descriptive constitue une base de données solide et nécessaire pour entamer les calculs ultérieurs.

Chapitre II
Prédimensionnement

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles, etc.) est une étape préliminaire visant à déterminer les sections nécessaires pour reprendre les actions et sollicitations appliquées, conformément au RPA 2024, BAEL 91 et DTR B.C.2.2, à partir d'une descente de charges allant du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, principales ou secondaires, généralement de sections rectangulaires ou carrées, dont le prédimensionnement est basé principalement sur les critères de rigidité, de résistance et les exigences réglementaires.

- 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

$$b \geq 30 \text{ cm}; h \geq 40 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec :

- b : Largeur de la poutre
- h : Hauteur de la poutre
- b₁ : Largeur du poteau
- b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

2.1 Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 490 \text{ cm}$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm > 20 cm; h = 40 cm > 30 cm; h/b = 1,33 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 1) pour la poutre principale est (30 x 40) cm².

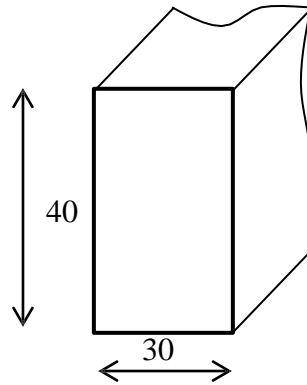


Figure II.1 : Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1 < 4.0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 2) pour la poutre secondaire est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

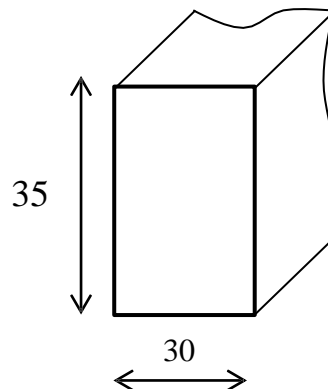


Figure II.2: Section transversale de la poutre

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 7). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{470}{25} \leq e_p \leq \frac{470}{20}$$

$$18.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,5 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

NB :Un plancher en corps creux de 20 cm a été choisi au lieu de 15 cm à cause de la non disponibilité de l'hourdis de 12 cm dans le marché Algérien

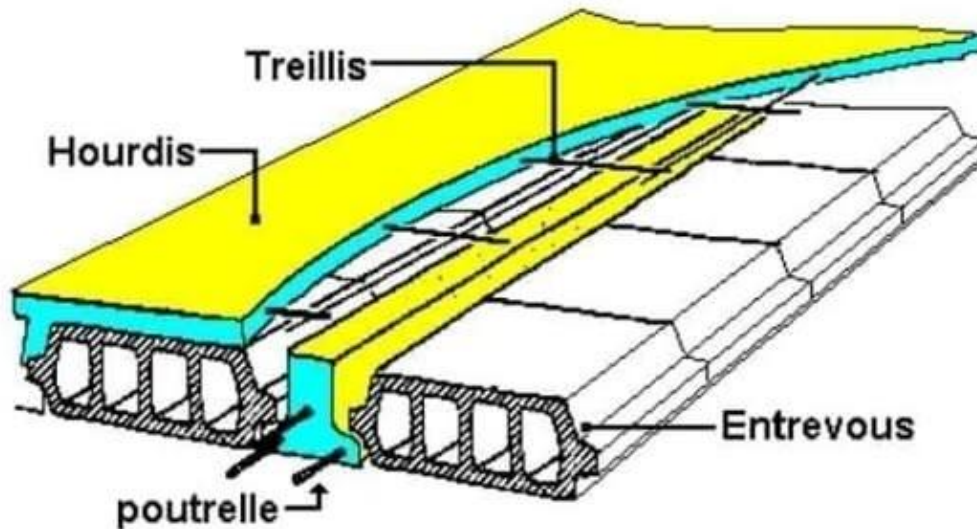


Figure II.3: Schéma d'une dalle à corps creux

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 ($b = 60 \text{ cm}$).

3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 1.

Table II.1: Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0,04	0,8
Étanchéité multicouche	12	0,02	0,24
Forme de pente	22	0,08	1,76
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			G = 5,86 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

3.2.2 Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau

Table II.2: Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Enduit plâtre	10	0,01	0,10
Dalle corps creux			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5,06 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1,5 kN/m²

3.3 Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

3.3.1 Condition de résistance à la flexion (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 car :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{490} \leq 1$$

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

$$\frac{L}{50} = \frac{490}{50} = 9,8 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{490}{40} = 12,25 \text{ cm}$$

On choisit $h_d = 15 \text{ cm}$

3.3.2 Condition d'isolation acoustique

Contre les bruits aériens : $2500 \cdot h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

3.3.3 Condition de sécurité en matière d'incendie

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 15 \text{ cm}$.

3.3.4 Calcul des charges du plancher de la dalle pleine

Les dalles pleines est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

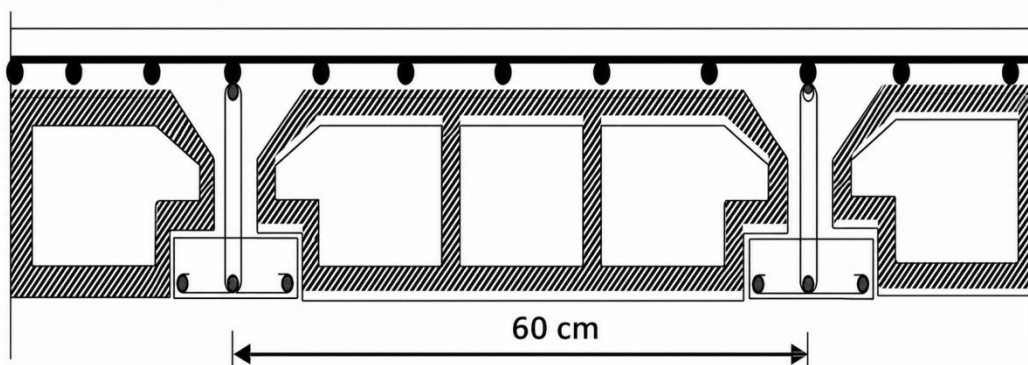


Figure II.4: Coupe transversale d'un plancher

Table II.3: Charges du plancher de la dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Chappe de mortier	20	0,02	0,4
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit plâtre	10	0,01	0,10
Cloisons intérieures			1
Charge permanente G			G = 6,01 kN/m²
Charge d'exploitation (Charges d'habitation)			Q = 1,5 kN/m²

4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 2024.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur

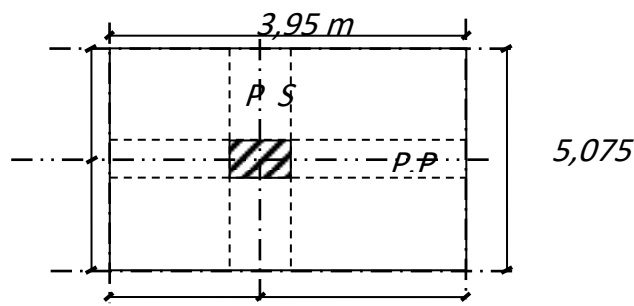


Figure II.5: Section afférente du poteau le plus sollicité

4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff}=20.05m^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- **Critère de résistance**

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 6)

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

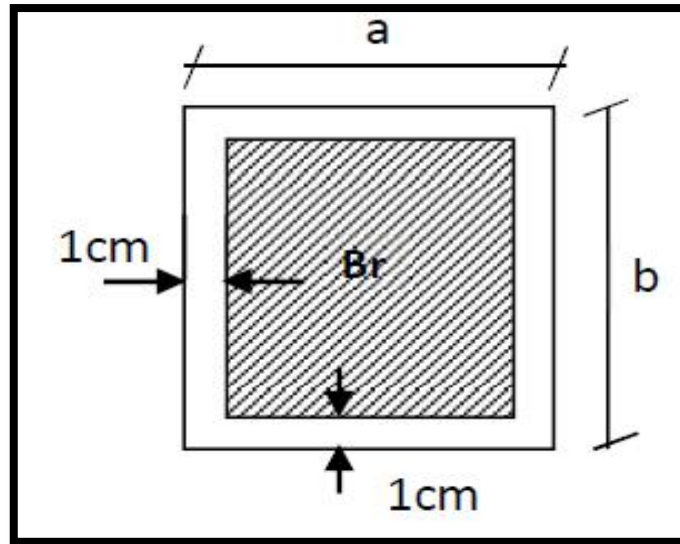


Figure II.6: Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \text{ (Mostaganem : zone 5 selon le RPA 2024)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$

$$\text{d'où, } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot N = 0,6404858204 \cdot N_u$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

4.1.1 Vérification des conditions du RPA 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et } \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,35$$

4.1.2 Vérification des conditions de flambement

Selon les règles du BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

- I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.
- B : Section du béton.
- λ : Elancement du poteau.
- l_0 : Hauteur d'étage.
- a, b : Dimensions du poteau.
- L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50. Qsauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs de surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 4).

Table II.4: Dégression verticale des surcharges d'exploitation

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
1	Haut 10 ^{ème} étage	1
2	Haut 9 ^{ème} étage	2,5
3	Haut 8 ^{ème} étage	3,85
4	Haut 7 ^{ème} étage	5,05
5	Haut 6 ^{ème} étage	6,1
6	Haut 5 ^{ème} étage	7
7	Haut 4 ^{er} étage	7.75
8	Haut 3 ^{er} étage	8.1
9	Haut 2 ^{er} étage	8.5
10	Haut 1 ^{er} étage	9
11	Haut RDC	9.3
12	Sou sol	9.7

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 5).

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 6.

Table II.5: Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N... [KN]	N... [KN]	N.... [KN]	Nupot [KN]	Nplane [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification FPA	Verif flambe ment
3,06	haut 10eme etage	5,06	1	18,225	16,390		0,000	173,389	208,004	151,764	133,498	13,554	35	20,234	21,201
3,06	haut 9 eme etage	10,12	2,5	36,450	32,780		10,997	362,387	442,614	322,081	284,072	18,854	35	25,723	21,201
3,06	haut 8 eme etage	15,18	3,85	54,675	49,170		21,995	546,703	672,542	489,276	431,641	22,776	40	37,200	18,551
3,06	haut 7 eme etage	20,240	5,01	0,000	18,225		0,000	725,087	743,312	539,016	477,061	23,842	40	37,400	18,551
3,06	haut 6 eme etage	25,3	6,1	18,225	34,615		43,236	901,285	997,361	724,680	640,111	27,300	45	41,123	16,490
3,06	haut 5 eme etage	30,36	7	36,450	51,005		61,415	1071,552	1220,422	887,829	783,273	29,987	45	41,380	16,490
3,06	haut 4 eme etage	35,42	7,75	54,675	67,395		79,595	1237,137	1438,801	1047,856	923,430	32,388	50	47,900	14,841
3,06	haut 3 eme etage	40,48	8,1	72,900	83,784		102,038	1390,233	1648,956	1202,718	1058,309	34,532	50	47,897	14,841
3,06	haut 2 eme etage	45,54	8,5	91,125	100,174		124,482	1544,891	1860,672	1358,620	1194,189	36,557	55	52,799	13,492
3,06	haut 1 eme etage	50,6	9	109,350	116,564		151,639	1702,671	2012,323	1520,094	1291,519	37,938	55	52,765	13,492
4,75	haut rdc	55,66	9,3	127,575	132,954		178,796	1854,206	2293,531	1677,406	1472,000	40,367	60	57,234	19,198
2,72	SOU SOL	55,66	9,7	127,575	132,954	36,450	231,648	1866,694	2395,321	1751,881	1537,330	41,209	60	57,234	10,993
	haut semelle	55,66	9,7	127,575	132,954	36,450	259,836	1866,694	2395,321	1772,761	1537,329	41,209	60	57,234	0,000

Table II.6: Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
RDC– Sou Sol	60 x 60
2 ^{ème} –1 ^{ème} étage	55x55
4 ^{ème} –3 ^{ème} étage	50X50
6 ^{ème} –5 ^{ème} étage	45x45
8 ^{ème} –7 étage	40x40
10 ^{ème} –9 ^{ème} étage	35x35

5. Prédimensionnement des voiles

Le prédimensionnement des voiles en béton armé, conforme au RPA 2024, vise à assurer la stabilité du bâtiment en reprenant une part importante des efforts horizontaux, avec une résistance au cisaillement à la base comprise entre 50 % et 65 % de celle du système global.

D’après le règlement, les voiles sont définis par la condition $L \geq 4e$, avec une épaisseur minimale de **25 cm**, celle-ci étant ajustée selon la hauteur libre d’étage **he** et les conditions de rigidité aux extrémités.

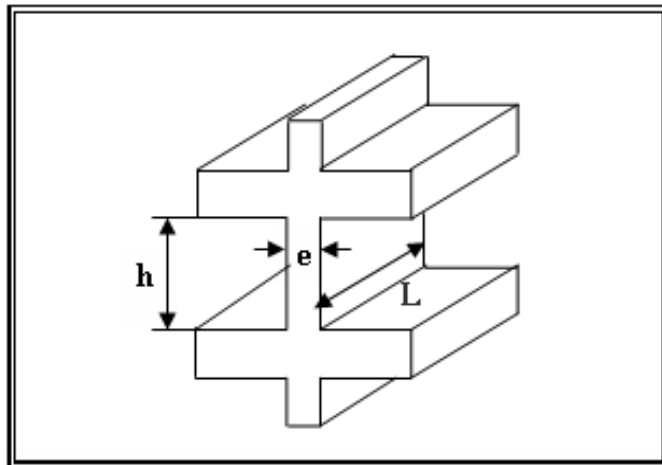


Figure II.7: Coupe en élévation d'un voile

- he : hauteur libre d’étage
- e : épaisseur du mur voile
- L : longueur du mur voile

Pour: he= 425 cm.

$$\left[\begin{array}{l} e \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm} \\ e \geq 25.25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

6. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 8).

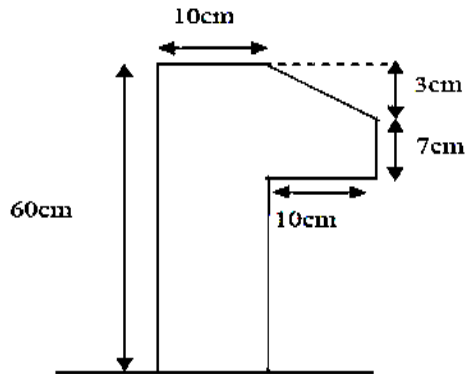


Figure II.8: Section transversale de l'acrotère

7. Prédimensionnement des escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par les ascenseurs. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble (Figure 9).

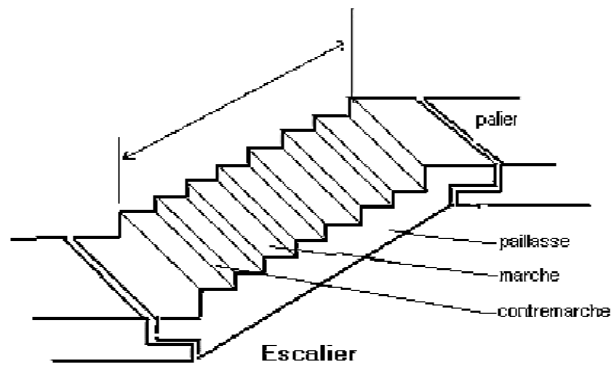


Figure II.9: Éléments composants d'un escalier

Les escaliers sont des éléments importants et ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volé sà côté de l'ascenseur.

La loi de Blondel est une formule universelle qui régi le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions qui sont la hauteur de marche et le giron et dont la formule est : $60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

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

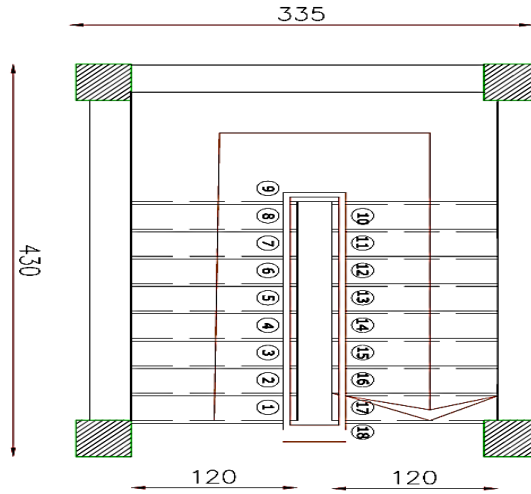


Figure II.4: Vue en plan de la cage d'escalier

Table II.7: Caractéristiques de l'escaliers

	Etage courant
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1	9
N contre marches volée 2	9
$h_{volée1}$ (m)	1,53
$h_{volée2}$ (m)	1,53
$l_{volée1}$ (m)	1,50
$l_{volée2}$ (m)	1,50

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

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

$$L_{paillasse} = \sqrt{(153^2 + 250^2)} = 293,10$$

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

$$\frac{L_{paillasse}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{paillasse}}{20} \Rightarrow \frac{293,10}{30} \leq e_p \leq \frac{293,10}{20} \Rightarrow 9,77 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,65 \text{ cm}$$

Le choix de l'épaisseur de la paillasse (e_p) qui est identique à celui du palier est de 12 cm.

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupés sur les Tableaux 8 et 9.

Table II.8: Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	24	0,025	0,6
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,43 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Table II.9: Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	24	0,025	0,6
Revêtement verticale	24	0,025. (0,17/0,3)	0,34
Matière de pose	18	0,02	0,36
Poids propre de la paillasse	25	0,12/Cos29,54	3,45
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G = 6,8 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

8. Conclusion

Il est clair que le prédimensionnement des éléments de la structure est très important pour aborder l'étude de ce projet. Dans ce chapitre, un prédimensionnement de tous les éléments qui composent la structure étudiée a été proposé. Ce prédimensionnement concerne les éléments porteurs comme les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles et les éléments secondaires comme l'escalier et l'acrotère.

Chapitre III
Étude des Planchers

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHERS

1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée des planchers, éléments structuraux essentiels qui assurent à la fois la résistance aux charges (poids propre et surcharges d'exploitation) et leur transmission aux éléments porteurs verticaux, tout en garantissant l'isolation thermique et acoustique.

2. Plancher à corps creux

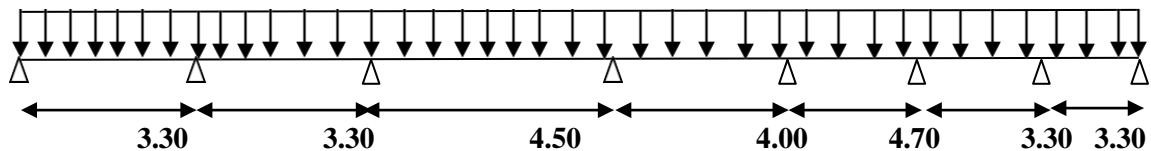
Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique.

2.1 Types de poutrelles

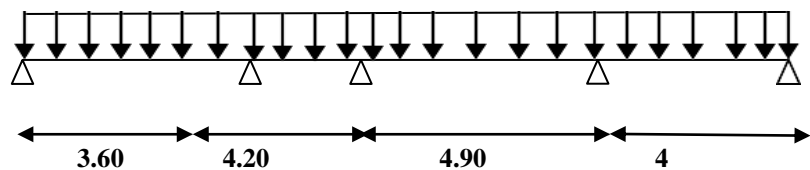
Dans ce projet, il existe 3 types de solives .

Etage courant

Type 1:



Type 2 :



Type 3 :

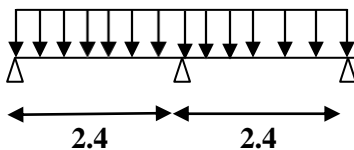


Figure III.5: Différents types de poutrelles

2.2 Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- **Méthode forfaitaire**, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.
 - a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$
 - b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées
 - c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
 - d) La fissuration est considérée comme peu nuisible
- **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée.
- **Méthode de Caquot minoré**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

2.3 Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet, les 4 conditions (a, b, c et d) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 3 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 1.

Table III.2: Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-14.70	-10.72	20.59	15.01	23.53	25.88
2	Etage courant	-14.12	-10.29	16.95	12.35	25.36	18.49
3	Etage courant	-4.45	-3.21	4.96	3.58	10.34	7.47
4	Terrasse	-3.11	-2.3	6.85	5.03	10.17	7.2

2.4 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 2. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 2.

Table III.3: Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-14.70	20.59	25.88
ELS	-10.72	15.01	

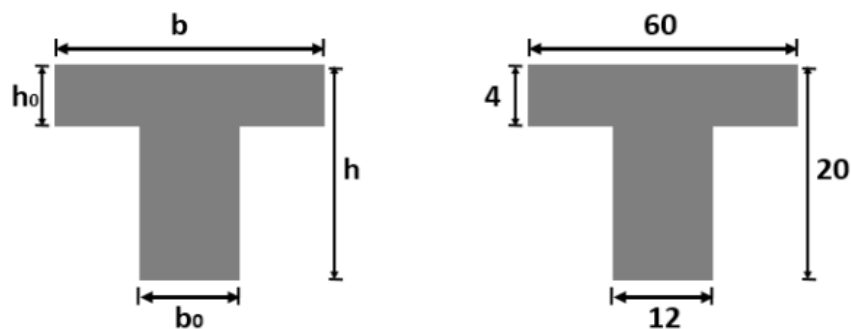


Figure III.2: Section transversale de ferrailage de la poutrelle

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 3 suivant :

Table III.4: Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2 HA 12	2 Ø 6
En travée	3 HA 12	2 Ø 6

2.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 20.59 \text{ kN.m}$

2.5.1 Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t\max}^u = 20.59 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 16).

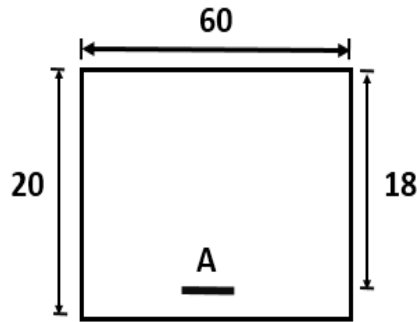


Figure III.3: Section de ferrailage

2.5.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées A

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20590}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0746$$

$$\mu = 0,0746 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,097$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

- **Détermination des armatures**

$$A_{cal} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20590}{348 \times 0,961 \times 18} = 3.42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité [BAEL 91]**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,208 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 3.42 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

$$3T12 \rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 15.01 \text{ kN.m}$**

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE500 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{20.59}{15.01} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,097 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

2.5.3 Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 25.88 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{\max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 25.88 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{500} \left[19840 + \frac{-12850}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,54 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{25880}{12 \times 18 \times 100} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{avec : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91}]$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm} \quad [\text{BAEL 91}]$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

2.6 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et 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.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm}$ $A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ $A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$

Avec :

L_n : Distance entre axe des poutrelles ($L_n=60 \text{ cm}$).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P) et A_2 : Diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad \text{et } f_e = 500 \text{ MPa}$$

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

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,24 \text{ cm}^2$$

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

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacés de 20 cm dans les deux sens (Figure 4).

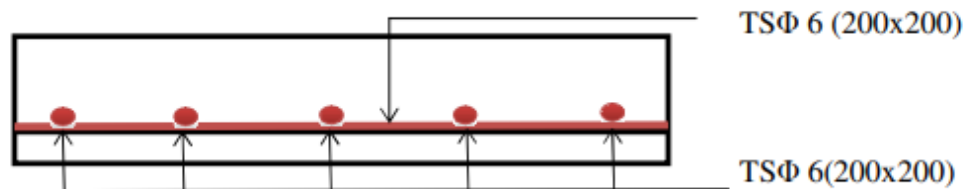


Figure III.4: Schéma de ferrailage

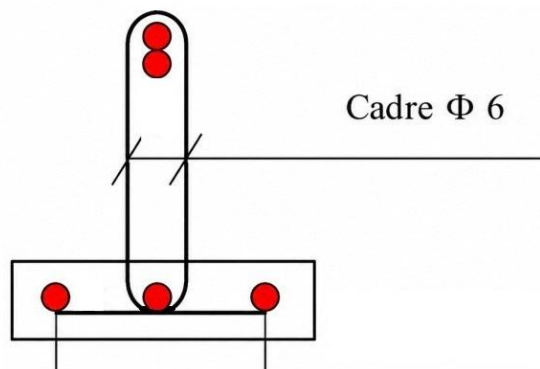


Figure III.5: Ferrailage de la poutrelle

3. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

3.1 Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Pour $\rho < 0,4$; Les dalles portent dans un seul sens.

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; Les dalles portent selon les deux directions.

Suivant notre étude sur le programme Socotec, on suit les étapes suivantes :

- **Dimension de la dalle :**

The screenshot shows the 'Dimensions' and 'Matériau' sections of the Socotec software. In the 'Dimensions' section, the length (// X) is 3.8 m, the width (// Y) is 4.15 m, and the thickness (ep) is 0.15 m. In the 'Matériau' section, the Young's modulus (E) is 21 000 MPa and the Poisson's coefficient (ν) is 0.25. Below this, the 'Calcul ferrillage à l'ELU' section is active, showing a concrete cover (c) of 0.02 m and a yield strength (σ_g) of 348 MPa.

- **Dimension de l'ouverture :**

The screenshot shows the 'Ouvertures' section of the Socotec software. It features 'Ajouter' and 'Supprimer' buttons. A table lists the dimensions of an opening:

n°	x1	y1	Lx	Ly
1	1.80	2.50	2.00	1.65

- **Les données de la liaison :**

The screenshot shows the 'Liaisons' section of the Socotec software. It includes buttons for '4 bords encastrés' and '4 bords appuis Z', along with 'Ajouter', 'Modifier', and 'Supprimer' buttons. A table lists the support conditions:

n°	Type	Position
1	Appui Z	ligne y = 2.5
2	Appui Z	ligne x = 1.8
3	Appui Z	ligne y = 4.15

Below the table is a 'Système d'axes' diagram showing a 3D coordinate system with X, Y, and Z axes. To the right, a 'Mallage' diagram shows the slab layout with dimensions 3.8 m in the X direction and 4.15 m in the Y direction, with an opening of 2.00 m by 1.65 m.

Introduction des charges :

$$G=1.35*g+1.5*q$$

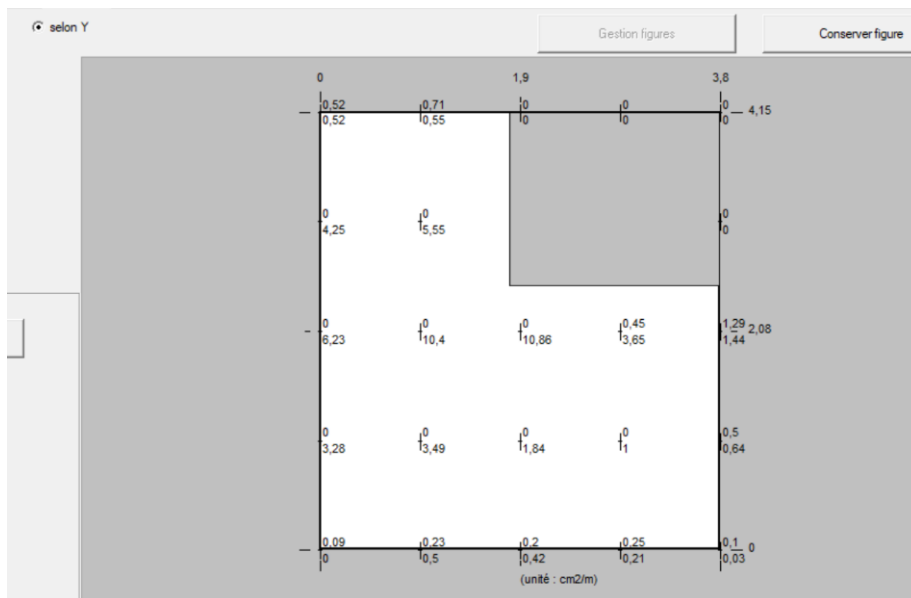
$$G=(1.35 \times 6.01) + (1.5 \times 1.5)$$

$$G=10.36 \text{ kN/m}^2$$

n°	Type	Comp	Valeur	Unité	Coeff.	Position
1	Uniforme	-Z	-10,36	kN/m2	1	dalle entier

Les Résultats :

On a trouvé un ferrailage de la dalle suivant Y comme suite dans la figure suivante :



Suivant (Y) :

En appuis :

$$A_{cal} = 0,78 \text{ cm}^2 \text{ (suivant la figure)}$$

- Choix des armatures

$$4T8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

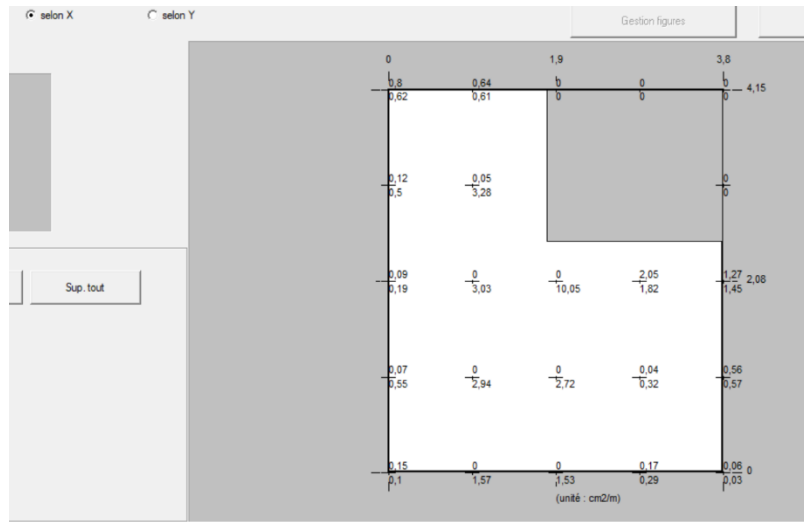
En travée :

$$A_{cal} = 10,86 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$10T12 \rightarrow A_t = 11,31 \text{ cm}^2$$

On a trouvé un ferrailage de la dalle suivant X comme suite dans la figure suivante :



Suivant (X) :

En appuis :

$$A_{cal}=1,45 \text{ cm}^2 \text{ (suivant la figure)}$$

- Choix des armatures

$$4T8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{cal} = 10,05 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures

$$10T12 \rightarrow A_t = 11,31 \text{ cm}^2$$

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mené à bien l'étude détaillée et le ferrailage des planchers de notre structure, qu'ils soient à corps creux ou à dalle pleine. En appliquant les méthodes de calcul appropriées, notamment la méthode forfaitaire pour les poutrelles et l'outil Socotec pour les dalles pleines, et en respectant les recommandations du règlement BAEL 91, nous avons pu déterminer les sections d'armatures nécessaires. Ce ferrailage garantit la résistance, la sécurité et la durabilité de ces éléments horizontaux face aux différentes sollicitations (poids propre et surcharges d'exploitation). Les résultats obtenus lors de cette étape nous permettront d'aborder sereinement la phase suivante de notre projet, à savoir la descente de charges et l'étude des éléments porteurs verticaux.

Chapitre IV
Calcul des éléments
Secondaires

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction

Les éléments secondaires, bien qu'ils ne constituent pas l'ossature porteuse principale, sont des organes vitaux assurant la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage. Leur étude technique, régie par les règlements BAEL 91 et RPA 2024, est indispensable pour garantir une transmission correcte des charges et prévenir tout désordre local. Cette partie se focalise sur le dimensionnement et le ferrailage détaillé de l'acrotère, des escaliers, des balcons ainsi que des planchers, afin de justifier leur résistance optimale face aux sollicitations d'exploitation.

2. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire en béton armé qui entoure les planchers terrasses. Il a pour but de garantir la sécurité des personnes contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau sur la façade. De plus, il est également utilisé comme point d'ancrage pour le matériel de maintenance des bâtiments.

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 1).

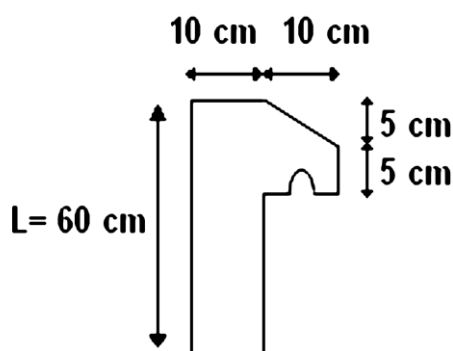


Figure IV.6: Coupe transversale de l'acrotère

Étant exposé aux intempéries, l'acrotère est vulnérable à la fissuration, ce qui peut avoir des conséquences préjudiciables. Par conséquent, le calcul sera effectué à la fois selon les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS).

2.1 Évaluation des sollicitations de calcul

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le Tableau 1.

Table IV.5: Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,065	$0,065 \times 25 = 1,625$	$0,015 \times 1,47 \times 18 = 0,4$	1.8	1

Selon le RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + 3.h_z / H).W_p$$

- F_p : Force horizontale due au séisme.
- A : Coefficient d'accélération zonal.
- C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 2024.
- W_p : Poids de l'élément considéré.
- $F_{pK} = (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 0.6 / 22.02) \times 1.8 = 0.467 \text{ kN}$

Centre de pression :

- $x_c = 0,0616 \text{ m}$
- $y_c = 0,327 \text{ m}$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustré sur la Figure 2 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 18.

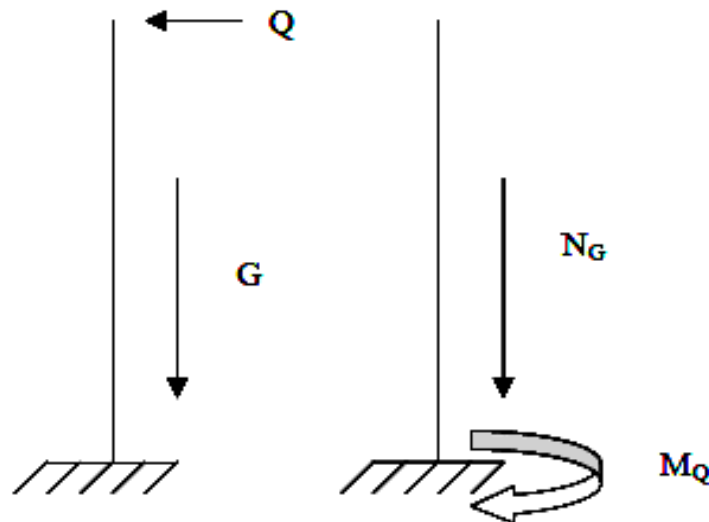


Figure IV.2: Schéma statique de l'acrotère

Table IV.2: Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,9	2,86	1,5
ELS	0,6	2,125	1

2.2 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 8 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,86} = 0,314 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,812 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 1,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{28,60}{348} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft28}{f_e} = 2,875 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 2,875 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures (Figure 2)

$$A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

- Choix d'armatures

$$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $S_t = (60 - 2,5)/3 = 19 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta_t \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 500}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2,125 \text{ kN.}$$

$$e = \frac{0,60}{2,125} = 0,28 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,28 - 0,1/2 = -0,33 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -3265,34 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 71864,064 \text{ cm}^3$$

y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve :

$$Y_{2.1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2.2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2.3} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 36,67 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$$

La solution qui convient est $y_2 = 43,17 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} \ll h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{2} + 15A_S(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^2}{2} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 42,72 \text{ cm}^3$$

- Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement $T_u = 1 \text{ kN}$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

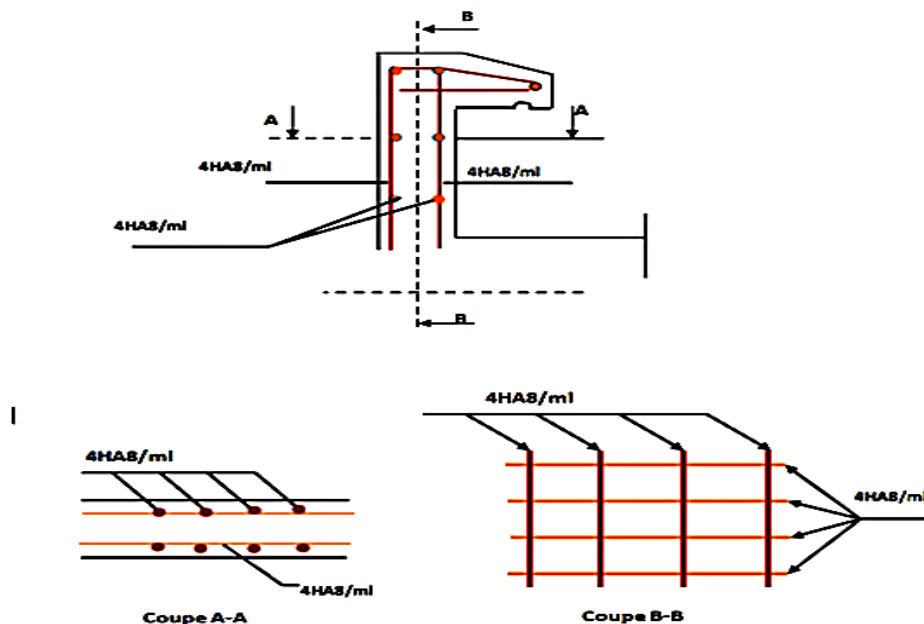


Figure IV.3: Ferrailage de l'acrotère

3. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers), ces derniers sont coulés sur place.

3.1 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.

$$\text{ELU : } q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,53 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,21 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1,35 \cdot 6,7 + 1,5 \cdot 3,5 = 14,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{palier}} = 5,53 + 2,5 = 8,03 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,7 + 3,5 = 10,2 \text{ kN/m}$$

3.2 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 (Figure 4).

3.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier

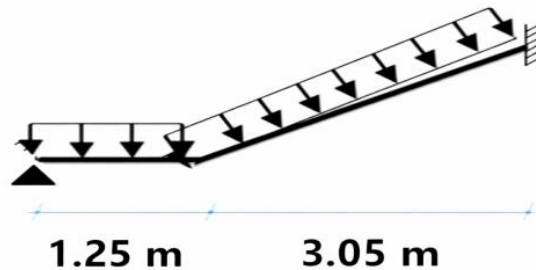


Figure IV.4: Dimensions de l'escalier

Les dimensions utilisées de l'escalier du sont schématisées sur la Figure 24 et leurs schémas statiques sont illustrées sur la Figure 25 et ainsi le calcul des autres paramètres de l'escalier sont citées ci-dessous.

Epaisseur de la paillasse et du palier : $e_0 = 15 \text{ cm}$ (pré dimensionnée au chapitre 2)

Longueur de la paillasse du volée 1 (L_1 paillasse) :

$$L_1 \text{ paillasse} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 284,62 \text{ cm}$$

Volée 1

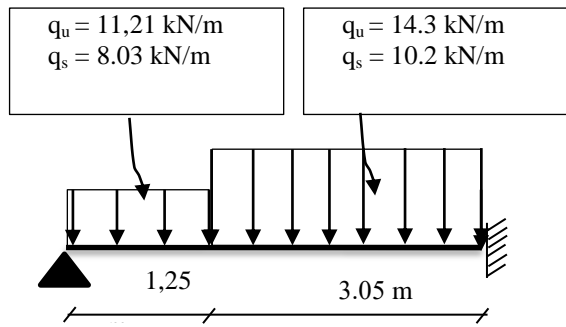


Figure IV.5: Schéma statique de l'escalier

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 6 et 7).

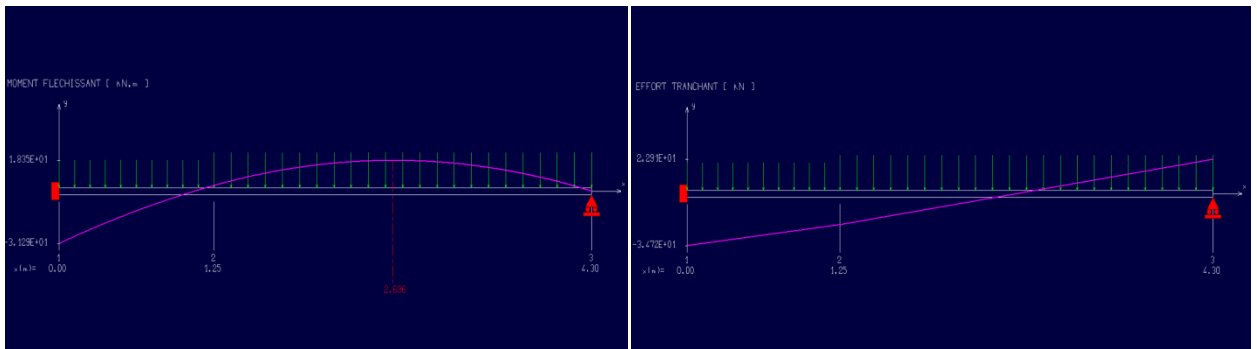


Figure IV.6: Diagrammes de M et T de l'escalier en ELU

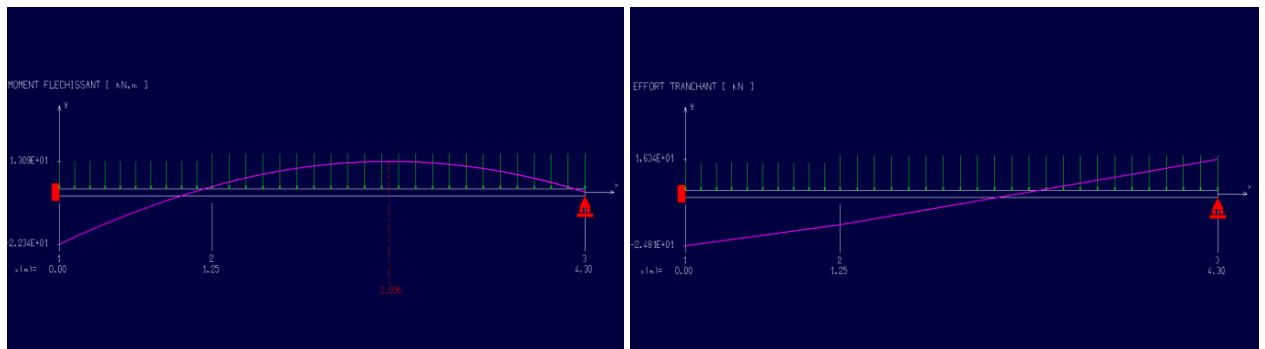


Figure IV.7: Diagrammes de M et T de l'escalier en ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 3 pour ELU et dans le Tableau 4 pour l'ELS.

Table IV.3: Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELU

		T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1 et 2	27.85	-14.45	13.15

Table IV.4: Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier en ELS

		T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
Etage	Volée 1 et 2	19.85	-10.35	9.41

Volée 1 :

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14450}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \text{ (Acier FeE4500)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,060}) = 0,077$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,969$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{14450}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{500} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(3,3 ; 1,5) \text{ cm}^2 = 3,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 5 HA10 = 3.93 cm²

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min[3h ; 45] = \min[36 ; 45]\text{cm} = 36 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification ELS :

$$M_u = 14450 \text{ N.m}$$

$$M_s = 10350 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{14860}{10350} = 1,43$$

$$\alpha = 0,077 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 12120 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{14450 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,0232 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f = 0,0232 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{27850}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,116 < 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,222; \quad \beta = 0,911$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{27850}{0,911 \cdot 16 \cdot 348} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = \max(5,49 ; 1,26) \text{ cm}^2 = 5,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$e = 14,29 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS :

$$M_u = 26880 \text{ N.m}$$

$$M_s = 19330 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{26880}{19330} = 1,39$$

$$\alpha = 0,184 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = 0,031 \text{ cm}$$

$$f = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$$T_u = 33,11 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{27850}{1000 \cdot 130} = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 2 et 3 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier sont résumés dans le Tableau 5.

Table IV.5: Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol

Niveau du Sous-sol		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 2	En appui	5H10	5H8	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	5H10	5H8		

Les croquis du ferrailage des escaliers schématisés sur la Figures 8.

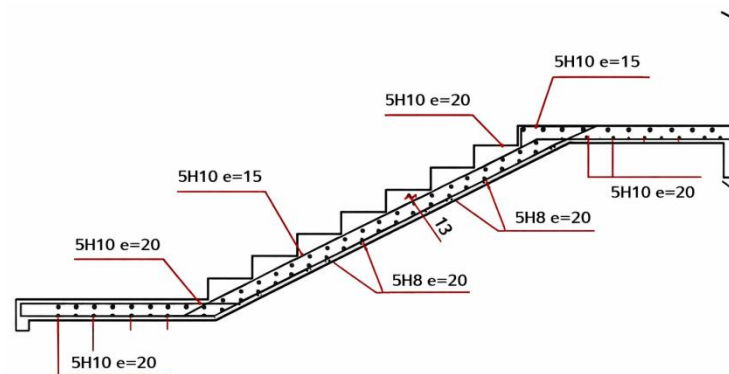


Figure IV.8: Ferrailage du volée 1 et 2 de l'escalier

4. Conclusion

Ce chapitre a présenté en détail le calcul des différents éléments secondaires constituant la structure du bâtiment. Il comprend une étude approfondie avec le ferrailage des planchers à corps creux et des dalles pleines. De plus, l'étude et le ferrailage du balcon, de l'acrotère ainsi que des trois types d'escaliers assurant la circulation verticale ont été examinés minutieusement dans ce chapitre.

Chapitre V
Etude dynamique

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Un séisme est une vibration du sol provoquée par une libération d'énergie accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce phénomène imprévisible, la prévention parasismique constitue la meilleure manière de limiter les pertes humaines et matérielles.

La construction parasismique repose sur des critères à la fois économiques et techniquement cohérents. Dans ce cadre, l'hypothèse couramment admise est que les masses sont concentrées au niveau des planchers, et que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont considérés. Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leur plan, garantissant ainsi un comportement de diaphragme rigide.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), les forces sismiques peuvent être déterminées par plusieurs méthodes :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- Ou encore la méthode d'analyse dynamique par enregistrement d'accélérogrammes.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de l'étude

L'objectif principal de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres lors des vibrations libres non amorties (VLNA). Ces caractéristiques permettent ensuite d'évaluer les efforts internes et les déplacements maximaux induits par un séisme.

Cependant, ce type d'étude est souvent complexe pour des structures réelles. Il est alors nécessaire d'introduire des simplifications de modélisation afin de rendre l'analyse plus accessible tout en conservant une représentation fidèle du comportement global.

2.2 Présentation du Logiciel Robot Structural Analyse

Robot Structural Analysis, développé par Autodesk, est un logiciel avancé de calcul et d'analyse de structures. Il offre de puissantes fonctionnalités pour la modélisation, la simulation et l'évaluation dynamique de bâtiments, de ponts et de structures diverses (béton armé, acier, bois, etc.).

Le logiciel permet :

- La modélisation paramétrique et l'importation de modèles à partir de logiciels tels qu'AutoCAD.
- La prise en compte de différents types de charges : statiques, sismiques, de vent ou thermiques.
- Des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des études de stabilité.
- La vérification et l'optimisation des sections et des armatures selon les normes de conception.

Enfin, Robot Structural Analysis génère des rapports détaillés et des représentations graphiques, facilitant l'interprétation et la communication des résultats.

2.3 Modélisation de la structure

La modélisation consiste à représenter mathématiquement le comportement d'une structure réelle. Pour une étude dynamique, elle doit reproduire au mieux la réponse vibratoire (périodes, modes propres, etc.).

Dans le cas présent, le modèle correspond à une console verticale fixée à sa base, représentant le bâtiment, avec des masses concentrées au centre de gravité de chaque étage.

2.3.1 Les hypothèses et éléments du modèle sont :

- Les poutres et poteaux sont simulés par des éléments finis de type poutre (« frame ») à deux nœuds (6 degrés de liberté par nœud).
- Les voiles sont représentés par des éléments coque (« shell ») à quatre nœuds.
- Les planchers sont modélisés comme des diaphragmes rigides, garantissant l'indéformabilité horizontale.
- Les dalles sont simulées par des éléments plats négligeant les efforts membranaires.

2.3.2 Les principales étapes de la modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle (nœuds et éléments).
2. Définition des propriétés mécaniques et géométriques des éléments.
3. Détermination et application des charges (statiques et dynamiques).
4. Définition des conditions aux limites (appuis, diaphragmes, etc.).
5. Introduction du spectre de réponse sismique selon les paramètres du site.
6. Lancement de l'analyse dynamique et ajustement du modèle si nécessaire.
7. Visualisation et interprétation des résultats pour évaluer les performances structurelles.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis est représentée sur la (Figure 1)

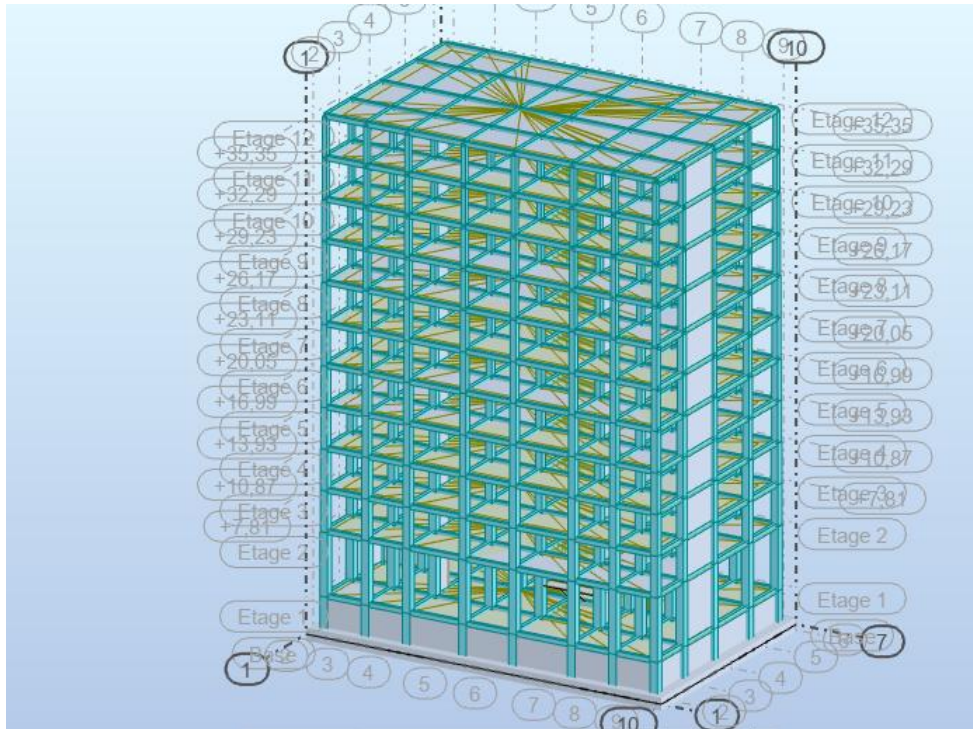


Figure V.1: Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 2) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisis.

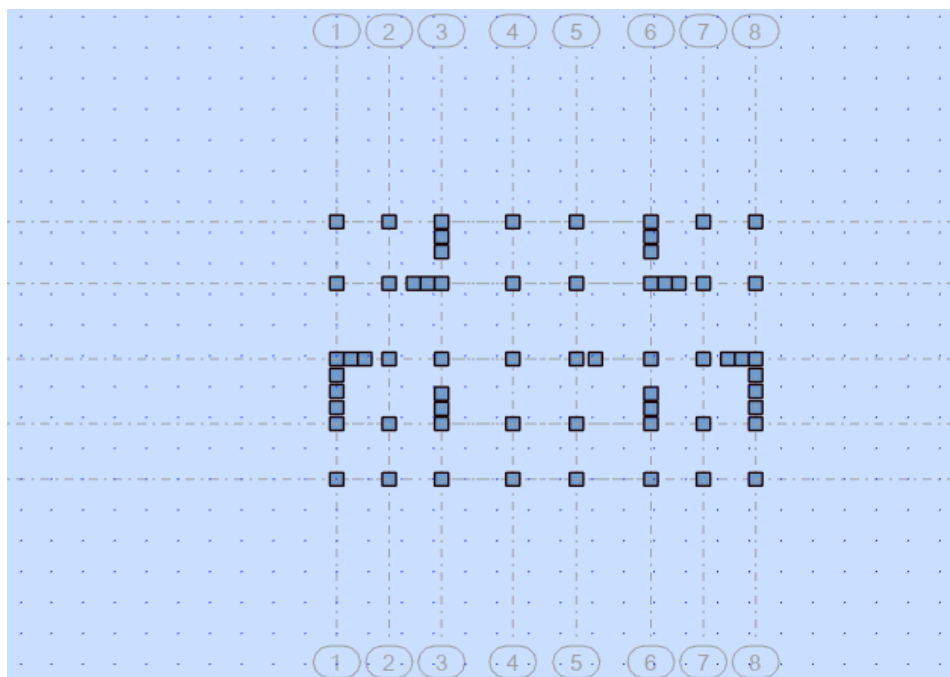


Figure V.2: Coupe en plan de la structure a la base

3. Classification de la structure

Classification de la structure Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en 07 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit : Tableau 1. Tableau de Classification des zones sismiques

Table V.1: Tableau de zonage

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

Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

3.1 Groupe d'importance de l'usage

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne– Bâtiments 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.

Tableau V.2: Coefficient de comportement global de la structure

Cas Description du système de contreventement	Valeur de R
Structures en béton armé	
1 Système à ossature	5.5 (a)
2 Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 (a)
3 Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 (a)
4 Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)
5 Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 (b)
6 Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 (b)
7 Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 (b)
8 Système en pendule inversé	
9 Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	2 (c)
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	1,5 (c)

Système à contreventement mixte :

- équivalent à des voiles Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. 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.
- R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.17 selon le RPA 2024)

4. Calcul de facteur de qualité

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

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

Avec :

Table V.3: Les conditions du facteur de qualité

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

$$Q = 1 \pm \sum pq \Rightarrow Q = 1$$

Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **C.V**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 $\Rightarrow \frac{26.40}{16.7} = 1.58 < 4$ **C.V**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction $\frac{l_x}{L_x} = \frac{4.7}{16.7} = 0.28$ **C.V**
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **C.V**
- **Q = 1 ± Σ pq ⇒ Q = 1**

5. Choix de la méthode de calcul Méthodes dynamiques

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

6. Méthode d'analyse modale spectrale

6.1 Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3 selon RPA 2024). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure

6.2 Spectre de calcul

Il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse sous l'action sismique horizontale défini dans le RPA 2024 ci-dessous.

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

Avec :

- $\frac{s_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la Pesanteur, g
- A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de non effondrement $T_r=475$ ans
- I : coefficient d'importance
- S : coefficient de site
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
- g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².
- QF : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement de la structure composante verticale de l'action sismique Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, est pris en compte, car la valeur du produit ($A_v . I. g = 0,270$) est supérieur à (0.25g).

Table V.4: Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance

	Zonage sismique	Coefficient d'accélération			
		A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)		
			Catégorie d'Importance		
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2,5\eta - 1) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right) \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2,5\eta) \cdot \left[\left(\frac{T_2 T_3}{T^2} \right) \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

- **Facteur de correction d'amortissement "η"** : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$
- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
- ξ : Est donné par le tableau [3.5] des RPA 2024.
- **Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10\%$**
D'où: $\eta = 0.764 \geq 0.7$

6.3 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 :

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

Avec :

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

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

7. Résultats de la méthode modale spectrale

7.1 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. $h_N = 35.35$ m
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. $C_T = 0,05$

$$T_{\text{empirique}} = 0.72 \text{ s}$$

7.2 Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (RPA 2024). Le Tableau 33 montre la vérification de la période.

Table V.5: Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T[s]	1,3T[s]	$T_{x\text{mod}}$ [s]	Condition du RPA
0.72	0.94	0.78	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend : $T_0 = T_{\text{cal}} = T_0 = 0.72 \text{ s}$

Table V.6: Périodes selon la classification

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
site: S ₁	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S ₂	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S ₃	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S ₄	1.35	0.15	0.70	2.0

Avec :

- T₁ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T₁ = 1.29 s** (Site S₃).
- T₂ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T₂ = 0,90 s** (Site S₃).
- λ: Coefficient de correction trouver selon la condition est : **λ=0.85**

Donc : A.I.S. $[2.5 \frac{Q_F}{R}]$ 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 donné par le tableau (3.3) du RPA 2024 **S=1.3**

7.3 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 2022 le poids total de la structure est : $W = 17673.81 \text{KN}$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

WQi : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau

Table V.7: Les valeurs du Coefficient d'accompagnement

Ca s	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement	
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3		0.50
4	Entrepôts, hangars	1.00
5	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

7.4 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

- Zone sismique : 5
- Groupe : 2
- A=0.25
- W=17673.81KN
- Q=1

7.5 Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 1 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteinte pour le sens X-X et quasiment atteint pour le sens Y-Y :

Masses cumulées UX : 94.28% (Mode 10)

Masses cumulées UY : 92.72% (Mode 10)

D'après le paragraphe 4.3.4 du RPA2024 , si cette condition ne peut pas être strictement satisfaite à cause de l'influence de mode de torsion, le nombre minimale de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

N= 11 niveaux, alors $K \geq 3 \cdot \sqrt{11} = 9.94 \approx 10$ modes $T_{10} = 0,10s \leq 0.20 \text{ s}$ Condition vérifiée.

Table V.8: Taux de participation modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX[%]	Masses Cumulées UY[%]	Masses Cumulées UZ[%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas .UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas. UZ[kg]
3/ 1	0,77	1,29	72,56	0,00	0,0	72,56	0,00	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 2	1,11	0,90	72,56	67,26	0,0	0,00	67,25	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 3	1,30	0,77	73,73	67,83	0,0	1,17	0,57	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 4	2,40	0,42	85,31	67,83	0,0	11,58	0,00	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 5	4,07	0,25	85,31	84,41	0,0	0,00	16,58	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 6	4,66	0,21	89,62	84,42	0,0	4,32	0,01	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 7	4,92	0,20	89,63	84,52	0,0	0,00	0,09	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 8	7,67	0,13	91,73	84,52	0,0	2,11	0,00	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 9	8,89	0,11	91,73	90,22	0,0	0,00	5,70	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0
3/ 10	10,86	0,09	91,77	90,23	0,0	0,03	0,02	0,0	5245215,66	5245215,66	0,0

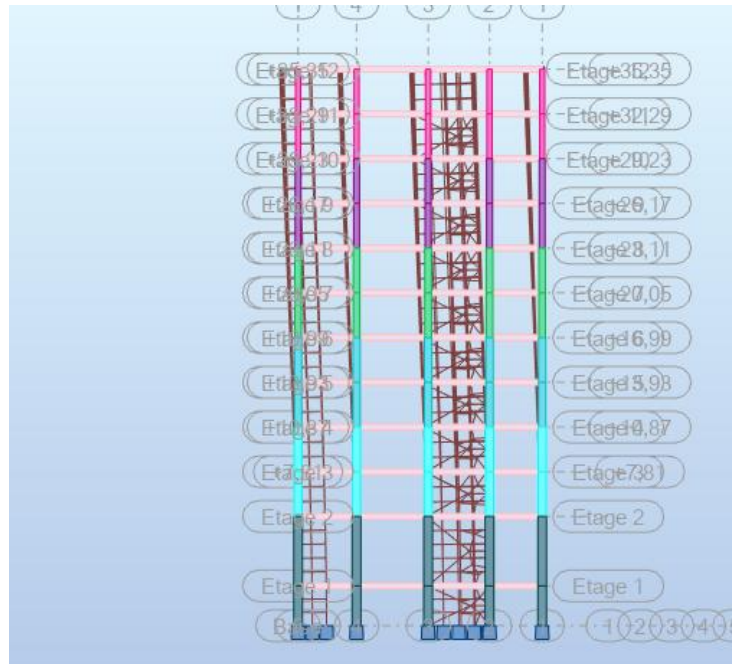
Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats :

- $Temp < T_{dyn} < 1,3Temp$
- Le premier mode est une translation suivant X ($T_1= 1.29s$)
- Le deuxième, une translation suivant Y ($T_2=0.90s$)
- Le troisième, une torsion ($T_3=0.77s$)

Mode 1 : $T_1=1.29$ (X-X) :



Mode 2 : $T_2=0.90$ (Y-Y) :



Mode 3 : $T_3=0.77$:

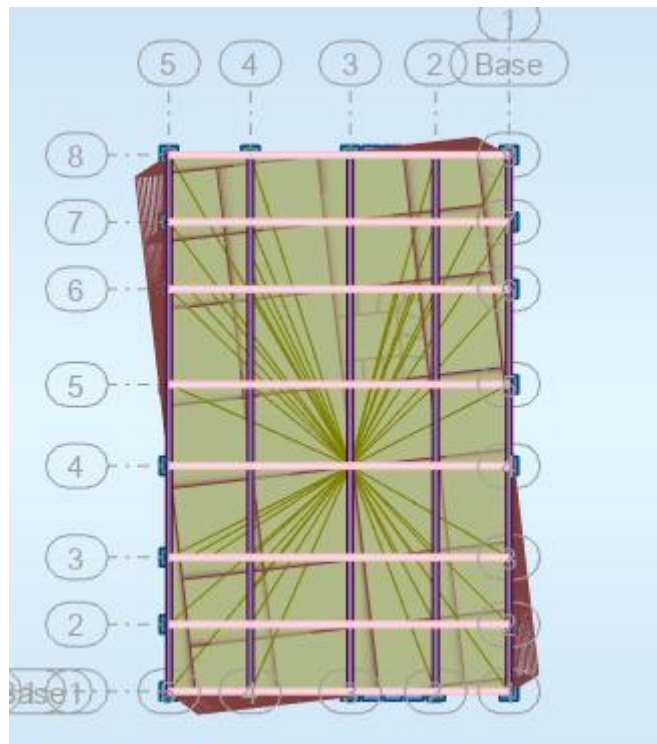


Figure V.3: Vibration du bâtiment selon les 3 modes

7.6 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 $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Le Tableau donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

8. Évaluation des excentricités

Nous avons à calculer selon le RPA les excentricités théorique et accidentelle suivant les directions x et y puis procéder au calcul avec la plus grande des deux valeurs.

Excentricité théorique :

$$E_x = X_m - X_t$$

$$E_y = Y_m - Y_t$$

X_m ; Y_m : coordonnées du centre de masse ; X_t ; Y_t : coordonnées du centre de torsion
Excentricité accidentelle

$$E_{acc_x} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 2.45 \text{ m}$$

$$E_{acc_y} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 2.45 \text{ m}$$

9. Vérification de la Structure

9.1 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 le biais des Eqns

$$ELU=1,35 G + 1,5 Q.$$

$$ELS= G + Q.$$

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{cases} \quad \text{Où} \quad \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

Dans notre cas l'action verticale doit être prise en compte, les combinaisons deviennent :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E3 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E4 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z \\ E5 = \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm E_z \end{cases}$$

9.2 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 :

- $S_d \leq R_d$ (5.5)
- S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons, cf. Eqns. (5.1) à (5.4), incluant éventuellement les effets du 2° ordre.
- R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

9.3 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.

9.4 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.

9.5 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 :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.3Ey \end{cases} \quad (5.6)$$

9.6 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 :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ex \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4Ey \end{cases} \quad (5.8)$$

10. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau (5.2) de L'RPA 2024 et $V \cdot \Delta_K \leq \overline{\Delta}_k$

Table V.9: les valeurs des déplacements limite selon les types des structures

Type de Structure	Déplacement limite $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_K
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_K
Bâtiment en PAF	0.0050 h_K
Bâtiments en Bois	0.0075 h_K
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_K

- effort tranchant d'étage au niveau "k"
- h_K : la hauteur du niveau « k »
- V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

Table V.10: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Niv	H cm	Δk_x cm	Δk_y cm	VA. Δk_x	VA. Δk_y	Hkx.0.0075	Obs $\Delta k_x < 0,0075h$	Obs $\Delta k_y < 0,0075h$
1	2,72	0,1	0,1	0,05	0,05	2,04	ok	ok
2	4,25	0,6	0,3	0,3	0,15	3,1875	ok	ok
3	3,06	0,5	0,3	0,25	0,15	2,295	ok	ok
4	3,06	0,5	0,3	0,25	0,15	2,295	ok	ok
5	3,06	0,5	0,3	0,25	0,15	2,295	ok	ok
6	3,06	0,5	0,3	0,25	0,15	2,295	ok	ok
7	3,06	0,4	0,3	0,2	0,15	2,295	ok	ok
8	3,06	0,4	0,3	0,2	0,15	2,295	ok	ok
9	3,06	0,4	0,3	0,2	0,15	2,295	ok	ok
10	3,06	0,3	0,3	0,15	0,15	2,295	ok	ok
11	3,06	0,3	0,3	0,15	0,15	2,295	ok	ok
12	3,06	0,3	0,3	0,15	0,15	2,295	ok	ok

11. Vérification effet P-delta

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

$$\theta = \frac{PK \times \Delta K}{VK \times hK} \leq 0,10$$

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 : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 ; **h_k** : hauteur du niveau

Table V.11: Vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	P (kN)	Δ (m)	V	h	θ	Vérification
1	4423.61	0,1	3355,50	2.72	0.048	C.V
2	5379.78	0,6	3314,42	4.25	0.0223	C.V
3	4519.79	0,5	3159,83	3,06	0.0228	C.V
4	4408.98	0,5	2972,84	3,06	0.02335	C.V
5	4449.50	0,5	2768,62	3,06	0.0252	C.V
6	4449.50	0,5	2555,76	3,06	0.0272	C.V
7	4109.63	0,4	2333,48	3,06	0.0238	C.V
8	4109.63	0,4	2097,99	3.06	0.0265	C.V
9	3981.00	0,4	1832,07	3.06	0.0305	C.V
10	3981.00	0,3	1520,88	3.06	0.0279	C.V
11	3871.37	0,3	1138,75	3.06	0.0380	C.V
12	4166.17	0,3	664,71	3.06	0.0493	C.V

Table V.12: vérification effets du second ordre sens y-y

Etage	P(KN)	Δ (m)	V	h	θ	Vérification
1	4423.61	0,1	4505,37	2.72	0.036	CV
2	5379.78	0,3	4459,28	4.25	0.085	CV
3	4519.79	0,3	4286,90	3,06	0.093	CV
4	4408.98	0,3	4073,16	3,06	0.0976	CV
5	4449.50	0,3	3827,37	3,06	0.0108	CV
6	4449.50	0,3	3547,26	3,06	0.0125	CV
7	4109.63	0,3	3239,29	3,06	0.0150	CV
8	4109.63	0,3	2902,36	3,06	0.0145	CV
9	3981.00	0,3	2520,27	3.06	0.0187	CV
10	3981.00	0,3	2080,54	3.06	0.0188	CV
11	3871.37	0,3	1556,72	3.06	0.0244	CV
12	4166.17	0,3	893,37	3.06	0.0457	CV

11.1 Vérification au renversement

Stabilité au renversement Le moment de renversement, qui peut être causé 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.

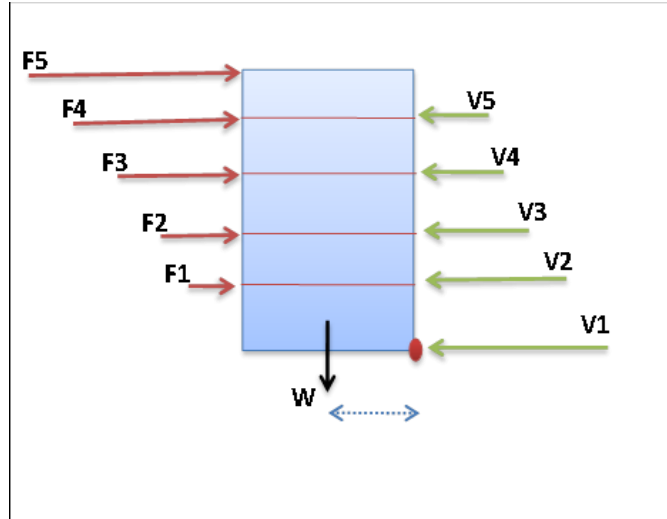


Figure V.4: Schéma représente l'effet du renversement

Tableau V.13: Vérification au renversement sens x-x

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	3355,5	2,72	5245216	13,2	111,7376	69236846,71
2	3314,42	4,25			657,0075	
3	3159,83	3,06			572,1894	
4	2972,84	3,06			624,9132	
5	2768,62	4,25			904,655	
6	2555,76	3,06			680,1768	
7	2333,48	3,06			720,5994	
8	2097,99	3,06			813,7152	
9	1832,07	3,06			952,2414	
10	1520,88	3,06			1169,3178	
11	1138,75	3,06			1450,5624	
12	664,71	3,06			2034,0126	
SOMME					10691,1283	OK

Tableau V.14: Vérification au renversement sens y-y

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	4505,37	2,72	5245216	8,35	125,3648	43797550,76
2	4459,28	4,25			732,615	
3	4286,9	3,06			654,0444	
4	4073,16	3,06			752,1174	
5	3827,37	4,25			1190,4675	
6	3547,26	3,06			942,3882	
7	3239,29	3,06			1031,0058	
8	2902,36	3,06			1169,1954	
9	2520,27	3,06			1345,5738	
10	2080,54	3,06			1602,8892	
11	1556,72	3,06			2029,851	
12	893,37	3,06			2733,7122	
SOMME					14309,2247	OK

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

12. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles" avec R = 4,5. Le système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 80% et 95% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Cette vérification est vérifiée selon le tableau 16 ci-dessous.

Tableau V.15 : Taux des efforts tranchants à la base totaux et portés par les voiles

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
V _{voiles(x)}	3355.5	/
V _{voiles(y)}	/	4305.37
V(x)	3386.10	/
V(y)	/	4344.20
$\frac{V_{voiles}}{V}$	0.80	0.95

13. Conclusion

L'étude dynamique a permis d'estimer la résistance via le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela, par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment et en respectant un ensemble de règles dictées par le RPA 2024. et le bâtiment étudié répond positivement à toutes ces exigences.

Chapitre VI
Etude des éléments
structuraux

CHAPITRE VI : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement entre eux, et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales afin de les transmettre vers la fondation qui, à son tour les transmet au sol.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, il a été utilisé le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé BAEL 91 et le règlement parasismique algérien RPA 2024.

2. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 2024 pour la vérification.

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.

2.1.1 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

Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$ et en dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

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 :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$$

$$E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal et les résultats sont regroupées dans le Tableau 1 ci-dessous.

Table VI.1: Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m/kN)	Poutres Secondaires (kN.m /kN)
E.L.U :	Moment en travée M_t	69.61	69.61
	Moment en appui M_a	-90.88	-90.88
E.L.S :	Moment en travée M_t	50.47	50.47
	Moment en appui M_a	-65.86	-65.86
A.C.C :	Moment negative M	-322.73	-258.04
	Moment positive M	344.82	344.82

Le Tableau 2 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisés dans les Figures 1 et 2.

Table VI.2: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale	5,96	7.98	1.30	6.00	4 HA 16	6 Ø 16
Poutre Secondaire	6.98	9.45	1.14	5.25	5 HA 16	6 Ø 16

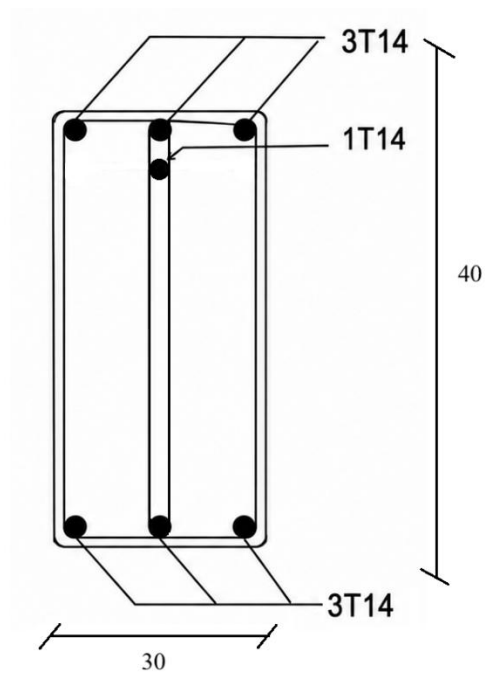


Figure VI.1: Croquis de ferrailage de la poutre principale

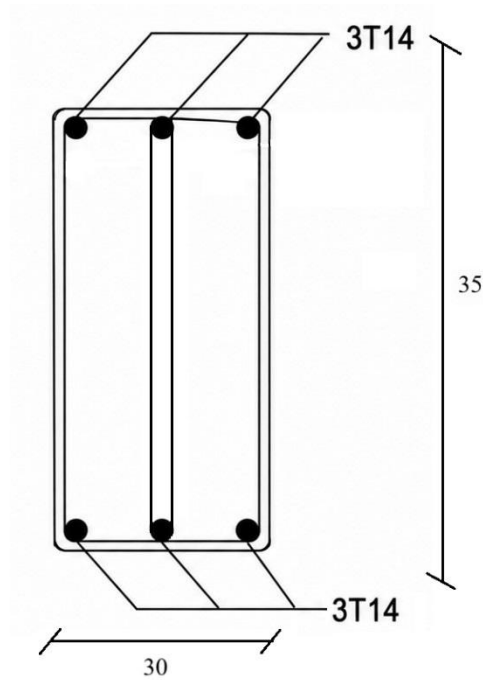


Figure VI.2: Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_u = 69,61 \text{ kN.m}$$

Section : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{69610}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,126 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,169 ; \beta = 0,932 \text{ et } A_{\text{cal}} = \frac{69610}{348 \times 0,932 \times 36} = 5,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min BAEL}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0,5\%bh = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{s \text{ min BAEL}} ; A_{\text{min RPA}}) = \max(5,96 ; 1,30 ; 6,00) = 6,00 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Puisque A_s calculée ($5,96 \text{ cm}^2$) est légèrement inférieure au minimum exigé par le RPA ($6,00 \text{ cm}^2$), on adopte le minimum RPA.

On choisit 4 HA 16, ce qui donne une section réelle $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$.

Vérification à l'ELS :

- Moment de service : $M_{ser} = 50.47 \text{ kN.m}$
- Matériaux : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Coefficient d'équivalence acier-béton : $n = 15$

Contraintes admissibles (fissuration préjudiciable) :

Pour le béton : $\sigma_{bc_lim} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Pour l'acier : $\sigma_{s_lim} = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) = \min(267 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$

avec $\eta = 1,6$ (pour aciers HA) et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Calcul des contraintes avec la section d'acier :

Position de l'axe neutre (y) : Elle est obtenue en résolvant l'équation du moment statique :

$$(b \cdot y^3 / 2) - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$15 \cdot y^2 - 15 \times 8,04 \times (36 - y) = 0 \Rightarrow 15 \cdot y^2 + 120,6 \cdot y - 4341,6 = 0$$

La solution est $y = 13.46 \text{ cm}$.

Moment d'inertie (I) de la section fissurée :

$$I = (b \cdot y^3 / 3) + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 85.654 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes effectives :

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y = (50.47 \times 10^{-3}) / (0,0008565) \times 0,1346 = 7.93 \text{ MPa}$$

Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = n \times (M_{ser} / I) \times (d - y) = 15 \times (50.47 \times 10^{-3}) / (0,0008565) \times (0,36 - 0,1346) = 199.20 \text{ MPa}$$

Conclusion de la vérification initiale :

$\sigma_{bc} = 7.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Vérifiée pour le béton.

$\sigma_s = 199.20 \text{ MPa} < 201,6 \text{ MPa} \rightarrow$ VÉRIFIÉE pour l'acier.

Section adoptée : $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Choix : 4HA16 avec $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

Nous devons augmenter la section d'acier pour réduire la contrainte. Essayons un nouveau

choix : 4 HA 16, ce qui donne une section réelle $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

Nouvelle position de l'axe neutre (y) :

$$15 \cdot y^2 + 120.6 \cdot y - 4341.6 = 0$$

La solution est $y = 13.46 \text{ cm}$.

Nouveau moment d'inertie (I) :

$$I = (b \cdot y^3 / 3) + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 85.657 \text{ cm}^4$$

Nouvelles contraintes effectives :

$$\sigma_{bc} = (50.47 \times 10^{-3}) / (0,0008565) \times 0,1346 = 7.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times (50.47 \times 10^{-3}) / (0,0008565) \times (0,36 - 0,11346) = 199.19 \text{ MPa}$$

Conclusion finale :

- $\sigma_{bc} = 7.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow$ Vérifiée.
- $\sigma_s = 199.19 \text{ MPa} < 201,6 \text{ MPa} \rightarrow$ Vérifiée.

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (M_y et M_z), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

3.1 Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1,00% (zone V).
- Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 14 mm.
- la longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone V).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm en zone V.

Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$ (zone V)
- Dans la zone courante : $t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)$ (zone V)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

3.2 Ferrailage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$$G + \psi \cdot Q + E1$$

$$G + \psi \cdot Q + E2$$

$$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \text{ et } E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2014 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 3 ci-dessous.

Table VI.3: Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations en kN
60 x 60 cm ²	ELU	$N_{x\max} = 2766.86$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $M_{z\text{corr}} = 46.74$ $M_{y\max} = -90.88$; $M_{z\text{corr}} = 46.74$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$ $M_{z\max} = -43.50$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$ $M_{z,\max} = -147.06$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{y,\text{corr}} = 42.06$
55 x 55 cm ²	ELU	$N_{x,\max} = 2766.86$; $M_{y,\text{corr}} = 69.61$; $M_{z,\text{corr}} = 46.74$ $M_{y,\max} = -90.88$; $N_{x,\text{corr}} = 2766.86$; $M_{z,\text{corr}} = -43.50$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$ $M_{z,\max} = -147.06$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{y,\text{corr}} = -42.06$
50 x 50 cm ²	ELU	$N_{x,\max} = 2766.86$; $M_{y,\text{corr}} = 69.61$; $M_{z,\text{corr}} = 46.74$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$ $M_{z,\max} = -147.06$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{y,\text{corr}} = -42.06$
45 x 45 cm ²	ELU	$M_{y\max} = -90.88$; $M_{z\text{corr}} = 46.74$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$ $M_{z\max} = -43.50$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$ $M_{z,\max} = -147.06$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{y,\text{corr}} = 42.06$
40 x 40 cm ²	ELU	$M_{z\max} = -43.50$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$ $M_{z,\max} = -147.06$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{y,\text{corr}} = 42.06$
35 x 35 cm ²	ELU	$N_{x\max} = 2766.86$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $M_{z\text{corr}} = 46.74$ $M_{y\max} = -90.88$; $M_{z\text{corr}} = 46.74$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$ $M_{z\max} = -43.50$; $M_{y\text{corr}} = 69.61$; $N_{x\text{corr}} = 2766.86$
	ELS	$N_{x,\max} = 2009.61$; $M_{y,\text{corr}} = 50.47$; $M_{z,\text{corr}} = 33.86$
	ACC	$M_{y,\max} = 344.82$; $N_{x,\text{corr}} = 1657.34$; $M_{z,\text{corr}} = 19.27$

Le ferrailage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 3 et le Tableau 4 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans la Figure 3.

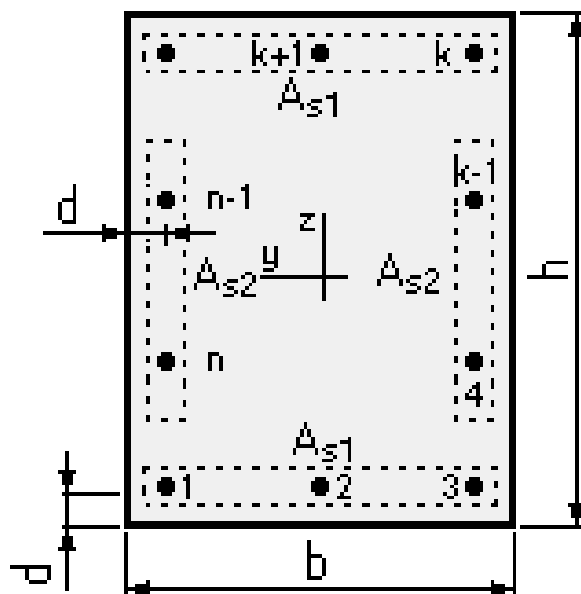


Figure VI.3: Section de ferrailage du poteau

Table VI.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Dimensions des Poteaux (cm ²)	Section réelle (cm ²)	A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix
60 x 60	37.70	3.91	36	12 HA 20
55 x 55	32.17	3.28	30.25	16 HA 16
50 x 50	28.14	2.71	25	14 HA 16
45 x 45	24.13	2.20	20.25	12 HA 16
40 x 40	18.47	1.74	16	12 HA 14
35 x 35	12.32	1.33	12.25	8 HA 14

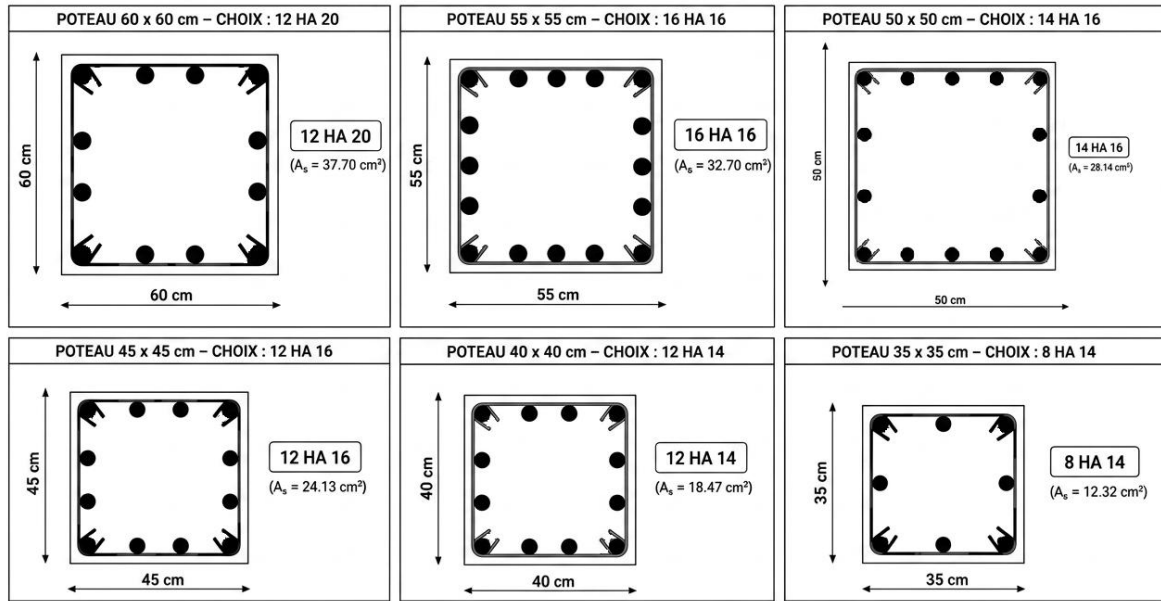


Figure VI.4: Croquis du ferrailage des poteaux

3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions $60 \times 60 \text{ cm}^2$, ayant les caractéristiques suivantes:

- $S = 60 \times 60$;
- $C=C'=5 \text{ cm}$;
- Acier FeE500;
- $d=0,9h = 40.5 \text{ cm}$.

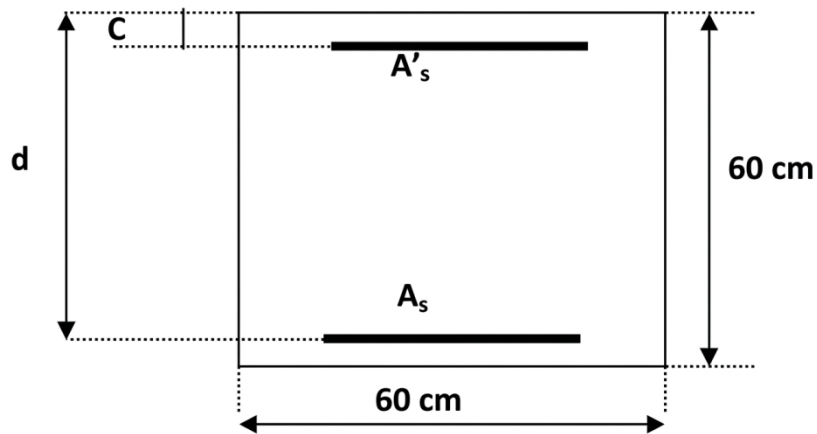


Figure VI.5: Coupe du poteau $60 \times 60 \text{ cm}^2$

$$N_u = 2766.86 \text{ kN}; \quad M_{y \text{ corr}} = 69.61 \text{ kN.m}$$

$$\text{Position du point application de l'effort normal } N \text{ est } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{69.61 \times 100}{2515.9} = 2.51 \text{ cm} < \frac{h}{12}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

3.3.1 Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

$$\frac{l_f}{h} = 2.975 \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right] = 15; \text{ Le calcul de la section se fera en flexion compose par}$$

la majoration des sollicitations comme suit:

$$\begin{aligned} N' &= N \\ M' &= N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{aligned}$$

$$\text{Excentricité additionnelle } e_a = 2 \text{ cm et l'excentricité du } 1^{\text{er}} \text{ ordre } e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset]$$

$$e_2 = 1,7 \text{ cm}$$

$$\text{Efforts majorés : } N' = 2766.86 \text{ kN et } M' = 171.82 \text{ kN.m}$$

$$\text{Position du point d'application de l'effort } N': e_0 = \frac{M'}{N'} = 6,21 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

Moment par rapport au armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 835.86 \text{ kN.m et } N'(d - c_1) - M'_1 = 519.89 \text{ kN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = 826.6 \text{ kN.m}$$

$(0,337h - 0,81e_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'(d - c_1) - M'_1$, d'où la section est partiellement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport au armatures tendues.

3.3.2 Vérification de l'existence de l'armature comprimée

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d \cdot e} = \frac{835.86 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.6 \times 0.45^2} = 0.336$$

$\mu = 0,336 < \mu_L = 0,392$, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

3.3.3 Ferrailage minimal (BAEL et RPA)

- Selon le BAEL $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 54 \cdot \frac{2,1}{500} = 3.12 \text{ cm}^2$
- Selon le RPA 2024 (Zone V) : Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1,00%. $A_{\min(\text{RPA})} = 0.01 \times 60 \times 60 = 36.00 \text{ cm}^2$

3.3.4 Conclusion

Puisque la section d'acier calculée théoriquement sous cette forte compression est inférieure au minimum réglementaire, on adopte la section minimale imposée par le RPA.

$$A = \max(A_{cal}; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}}) = 36.00 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferrailage : On opte pour 12 HA 20 qui donnent une section réelle de $A_s = 37.70 \text{ cm}^2$

4. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux grandes dimensions par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Le rôle des voiles est de reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et servir de cloisons de séparation entre les locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions et un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

4.1 Procédure de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 6 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

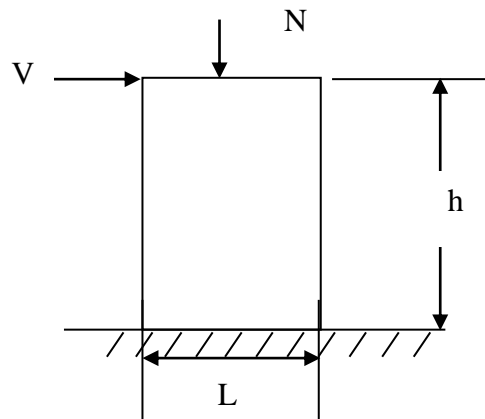


Figure VI.6: Schéma d'un voile

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 (epingles) perpendiculaires aux parement 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 Professionnal 2014. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

4.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024

$$h_{cr} = \max(l_w, \frac{h_w}{6})$$

et

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

4.2.1 Armatures verticales

Selon l'article 7.7 du RPA 2024 , Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

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

4.2.2 Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2024, Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4.2.3 Règles communes

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 2024, L'espaceur des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle/m². (7.32) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones V

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

$$A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$$

avec:

$$V = 1.4V_{u,\text{calcul}}$$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue par Eqn. (7.33) et celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$)

4.3 Ferrailage des voiles

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA 2024 sont citées ci-dessous.

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

$$\text{ELA} : G + Q \pm E \text{ et } 0,8G \pm E$$

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

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnel 2014 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 2 types (Figure 7) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 6.

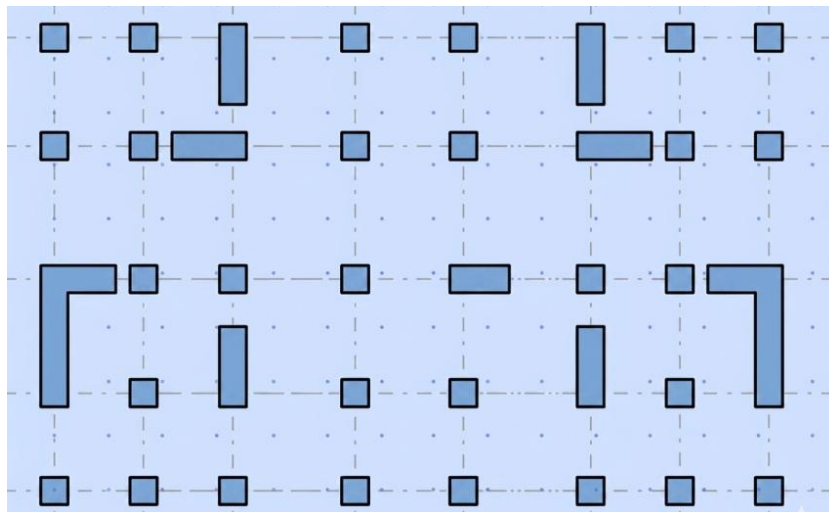


Figure VI.7: Typologie des voiles étudiés

Nous allons procéder au ferrailage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2014. Le calcul se fait en flexion composée par cartographie on tire la section de ferrailage du sens X et sens Y

Table VI.5: Effort de réduction agissants sur les voiles

	Nom	Type	N [KN]	M [KN*m]	H [KN]
1	ELU	ELU	2117.92	77.96	-14.35
2	G+φQ	ACC	1439.9	51.69	-9.76
3	G+φQ+Ex+0.3Ey	ACC	-466.38	-2326.3	508.92
4	G+φQ+0.3Ex+Ey	ACC	0.5	-4102.7	1199.19
5	G+φQ+Ex-0.3Ey	ACC	105.62	-57.52	-185.6
6	G+φQ+0.3Ex-Ey	ACC	1907.14	3459.91	-1115.86
7	G+φQ-Ex+0.3Ey	ACC	2774.19	160.89	166.07
8	G+φQ-0.3Ex+Ey	ACC	972.67	-3356.54	1096.34
9	G+φQ-Ex-0.3Ey	ACC	3346.18	2429.67	-528.44
10	G+φQ-0.3Ex-Ey	ACC	2879.31	4206.07	-1218.71
11	G+φQ+1.4(Ex+0.3Ey)	ACC	-1228.89	-3277.49	716.39
12	G+φQ+1.4(0.3Ex+Ey)	ACC	-575.27	-5764.45	1682.77
13	G+φQ+1.4(Ex-0.3Ey)	ACC	-428.1	-101.2	-255.93
14	G+φQ+1.4(0.3Ex-Ey)	ACC	2094.04	4823.2	-1558.3
15	G+φQ-1.4(Ex+0.3Ey)	ACC	3307.91	204.57	236.41
16	G+φQ-1.4(0.3Ex+Ey)	ACC	785.77	-4719.83	1538.78
17	G+φQ-1.4(Ex-0.3Ey)	ACC	4108.7	3380.86	-735.91
18	G+φQ-1.4(0.3Ex-Ey)	ACC	3455.07	5867.82	-1702.3

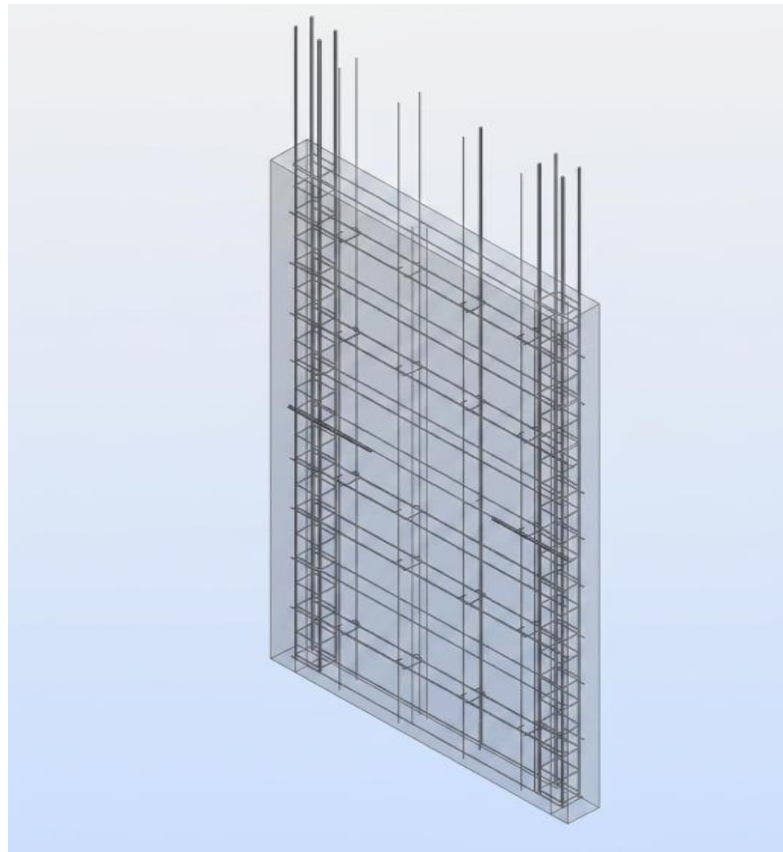


Figure VI.8: Typologie des voiles étudiés

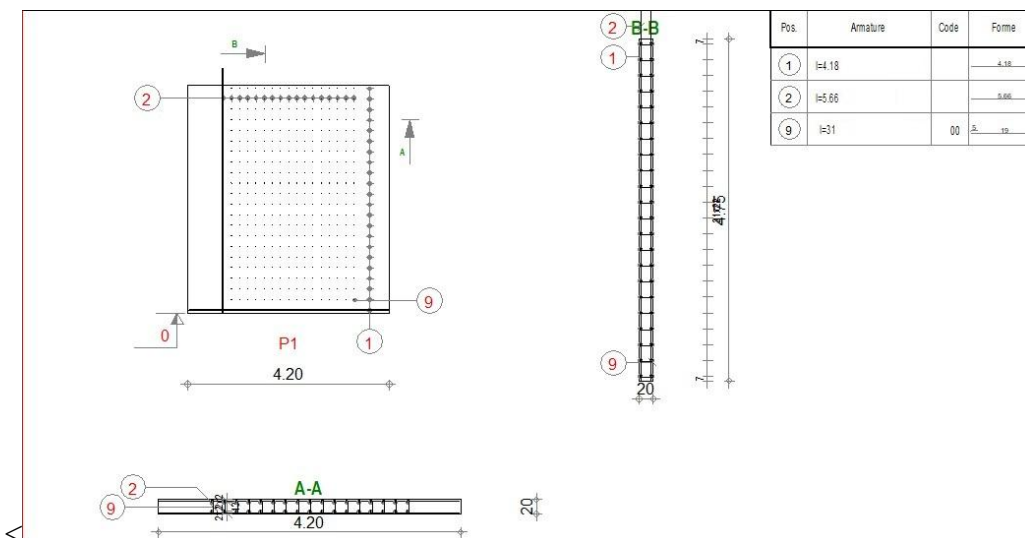


Figure VI.9: Ferrailage de voile (robot structural analysis)

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 9 et le Tableau 6 résume le ferrailage des voiles.

Table VI.6: Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinale

Type de voile	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	10 HA 16	20	20
V2	10 HA 16	20	20

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 2024). Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la contrainte limite $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$ et la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 \times V_{u \text{ cal}}}{b_0 d}$$

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferrailage du RPA 2024, Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2% et le ferrailage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 7 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 10.

Table VI.7: Tableau récapitulatif du ferrailage transversal

Type de voile	$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Espacement (cm)
Voile 1	5 HA 10	20
Voile 2	5 HA 10	20

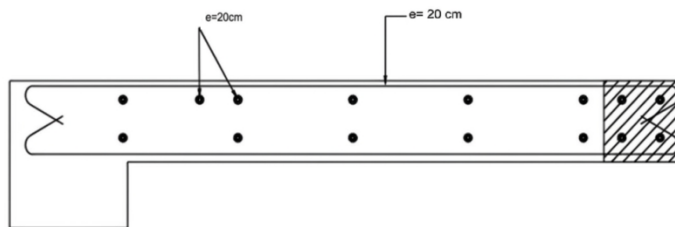


Figure VI.7: Croquis du ferrailage des voiles

5. Etude des voiles périphériques

Le voile périphérique est un mur de soutènement en béton armé qui entoure le sous-sol du bâtiment. Son rôle principal est de résister à la poussée des terres, aux surcharges éventuelles avoisinantes, et d'assurer le chaînage périphérique au niveau de l'infrastructure pour une bonne transmission et répartition des efforts sismiques vers les fondations.

5.2. Recommandations du RPA 2024

Selon les exigences du règlement parasismique algérien pour les infrastructures, les voiles périphériques doivent satisfaire les conditions minimales suivantes pour assurer un comportement monolithique de la base :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm ($e \geq 15$ cm)
- Le voile doit comporter des armatures constituées de deux nappes (une nappe sur chaque face).
- Le pourcentage minimum des armatures, verticales et horizontales, est de 0,10 % de la section transversale du voile.

5.3 Principe de calcul

Le voile périphérique est généralement modélisé comme une dalle pleine encastrée sur trois ou quatre côtés (selon sa disposition entre les poteaux, la semelle de fondation et le plancher haut du sous-sol). Il est sollicité par :

- Un effort normal (N) provenant des charges verticales des murs de façade.
- Un moment de flexion (M) engendré par la poussée horizontale des terres.

Pour se placer dans le sens de la sécurité et simplifier le calcul, l'effort normal de compression est souvent négligé. Le ferrailage est alors calculé en flexion simple sous l'effet de la poussée des terres, puis comparé au ferrailage minimum imposé par le RPA.

5.4 Détermination du ferrailage minimum (Exemple)

Pour un voile périphérique d'une épaisseur couramment adoptée de $e=20$ cm (valeur recommandée pour garantir un bon enrobage et l'étanchéité) :

Section de béton pour 1 mètre linéaire :

$$b=100 \text{ cm et } h=20 \text{ cm.}$$

Ferrailage minimum exigé par le RPA (par face et par direction) :

$$A_{\min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures: Pour satisfaire largement cette condition réglementaire et prévenir la fissuration due au retrait du béton, on adopte généralement un quadrillage (treillis) symétrique:

Choix : 5 HA 10 (soit une section réelle de $3,93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $e=20 \text{ cm}$.

Ce ferrailage est disposé dans les deux sens (horizontalement et verticalement) et sur les deux faces (nappe intérieure et nappe extérieure). Les armatures horizontales doivent assurer la continuité avec les poteaux d'angle par des ancrages adéquats.

6. Conclusion

Au terme de ce chapitre consacré à l'étude des éléments structuraux, nous avons procédé au dimensionnement et au calcul du ferrailage des composants porteurs principaux de notre bâtiment : les poutres, les poteaux et les voiles.

En nous basant sur les sollicitations les plus défavorables issues de l'analyse dynamique et en appliquant rigoureusement les dispositions réglementaires du BAEL 91 et du RPA 2024, nous avons déterminé les sections d'acier nécessaires pour chaque élément.

Les vérifications menées, notamment pour les états limites ultimes et de service, ont confirmé que les choix de ferrailage garantissent une résistance adéquate. Il a été démontré que les exigences parasismiques, en particulier les pourcentages d'armatures minimales et les dispositions constructives pour la ductilité, étaient le facteur prédominant dans le dimensionnement. Les sections d'acier finales adoptées assurent ainsi à la structure la capacité de résister aux charges verticales et, de manière cruciale, de dissiper l'énergie sismique, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Chapitre VII
Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Les fondations constituent la partie de la structure en contact direct avec le sol et assurent le transfert des charges provenant de la superstructure vers le terrain d'assise. Elles jouent un rôle essentiel dans la stabilité de l'ouvrage, car toute insuffisance à ce niveau peut entraîner des désordres graves, voire un risque pour la sécurité. Selon leur mode de fonctionnement, les charges peuvent être transmises directement au sol à travers des fondations superficielles, comme les semelles isolées ou le radier, ou indirectement par des fondations profondes telles que les pieux. D'après les résultats de l'étude géotechnique du site, la contrainte admissible du sol est évaluée à $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 3$ bars.

2. Étude du radier général

Le radier général est un type de fondation superficielle réalisé sous forme d'une dalle en béton armé s'étendant sur toute la surface occupée par le bâtiment. Il peut, dans certains cas, déborder légèrement de l'emprise de la structure grâce à des consoles en périphérie. Sa configuration repose généralement sur une épaisseur constante, complétée par des nervures placées au droit des poteaux et des voiles. Ces renforcements ont pour rôle d'améliorer la répartition des charges et de prévenir le phénomène de poinçonnement provoqué par les efforts concentrés transmis par les éléments porteurs

2.1 Dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier est calculée en respectant plusieurs conditions citées ci-dessous.
Données relatives aux matériaux ; chargement

2.1.1 Données du béton :

- $f_{c28} = 25$ MPa
- $f_e = 500$ MPa
- Densité du béton = 25 kN/m^3

2.1.2 Données du sol :

- Contrainte du sol = 25 Kg/cm^2

2.1.3 Données du radier :

- Surface = 440.88 m^2
- Épaisseur du radier = 0.95 m
- Distance maximale entre deux éléments porteurs = 4.9 m

2.1.4 Coefficient de raideur du sol

- $K_z = 20000 \text{ kN/m}^3$

2.2 Condition forfaitaire

La condition forfaitaire sur l'épaisseur du radier est donnée par l'inégalité suivante :

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

Avec :

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

Dans le cas étudié, on a :

$$L = 4,90 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0,88 \text{ cm} \leq h \leq 0,123 \text{ cm}$$

On adopte donc une épaisseur du radier égale à :

$$h = 1,20 \text{ m.}$$

2.3 Condition de rigidité

Pour que le radier puisse être considéré comme rigide, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

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

Avec :

L_e : longueur élastique du radier, donnée par la relation :

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

$$L_e = 0,91$$

Où :

- K : coefficient d'élasticité du sol = 20000
- E : module d'Young du béton ($E = 1,08 \times 10^4 \text{ MPa}$) ;
- I : moment d'inertie du radier = $I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,32$
- b : largeur du panneau le plus sollicité. $B = 4,5 \text{ m}$

2.4 Vérification au non-poinçonnement du radier

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

- a, b : dimensions du voile ;
- h : hauteur de la dalle du radier ;
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours ;
- γ_b : coefficient de sécurité du béton.

2.5 Vérification au poinçonnement du radier

P_u : la charge à l'ELU

a, b : dimensions du voile

h : hauteur de la dalle du radier

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Table VII.1: Impact du voile sur la dalle du radier – Voile 6 (4.3 × 0.20) ELU

Paramètre	Valeur
P_u	-1620 t
a	4.3 m
b	0,20 m
h	0.95m
U_c	10,88 m

Table VII.2: Impact du voile sur la dalle du radier – Voile 6 (4.3 × 0.20) ELS

Paramètre	Valeur
P_u	-1551.17 t
a	4.3 m
b	0,20 m
h	0.95 m
U_c	110.88m

2.6 Condition de résistance au cisaillement

La justification des armatures d'effort tranchant est effectuée conformément aux critères réglementaires. Aucune armature d'effort tranchant n'est requise lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur .
- La contrainte tangentielle τ , définie au paragraphe A.5.1.1
- est inférieure ou égale à $0,07 \times f_{cj} / \gamma_b$.

2.6.1 Vérification à l'ELU :

0.07 f_{c28} / γ_b

$\gamma_b = 1.5$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16$$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_U = \frac{233.272}{1.1 \times 0.855} \rightarrow \tau_U = 248.028 \text{ KN/m}$$

v_u : Effort tranchant maximal = 248.028 KN/m (on a sélectionné notre radier, catégorie des panneaux, on prendre effort tranchant en xx et discrétion, et choix la valeur plus grande en extrémité dans le radier)

$$v_u = 233.272 \times 1.1 = \mathbf{256.60 \text{ KN}}$$

Tapez une équation ici.

b_0 : largeur de la section = 1.1m

d: Hauteur utile = $0.9 \times h = 0.9 \times 0.95 = 0.855 \text{ m}$

h = épaisseur du radier

Donc : C.V

2.6.2 Vérification à l'ELS :

0.07 f_{t28} / γ_b

$\gamma_b = 1.2$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$0.07 \times 25 / 1.5 = 1.16$

$$\tau_U = \frac{v_u}{b_0 d} \rightarrow \tau_U = \frac{170.922}{1.1 \times 1.16} \rightarrow \tau_U = 133.95 \text{ KN/m}$$

$$v_u = 721.59 \times 1.1 = 188.01 \text{ Kn}$$

b_0 : largeur de la section = 1.1m

d : Hauteur utile = $0.9 \times h = 0.9 \times 0.95 = 0.855 \text{ m}$

h = épaisseur du radier

Donc : C.V

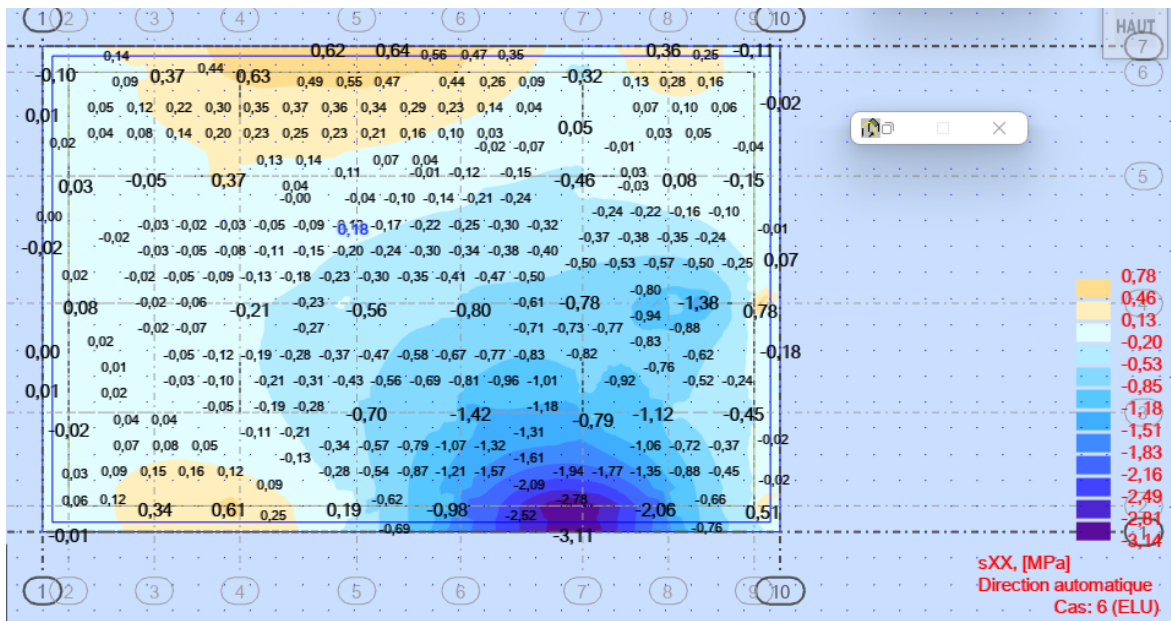


Figure VII.1: Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELU)

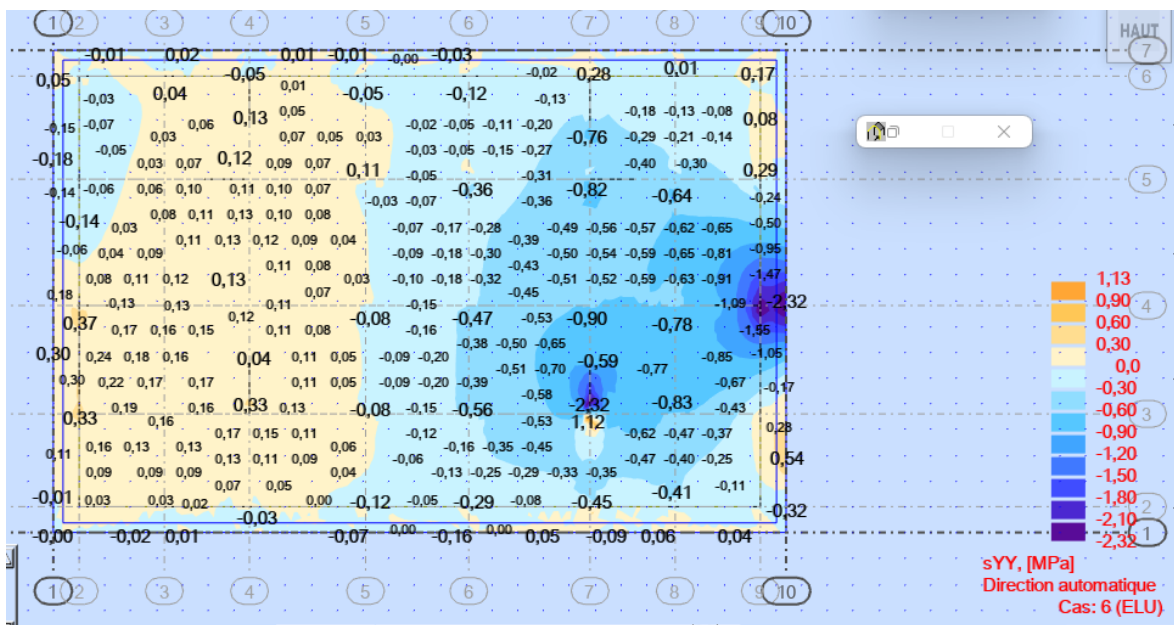


Figure VII.2: Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELU)

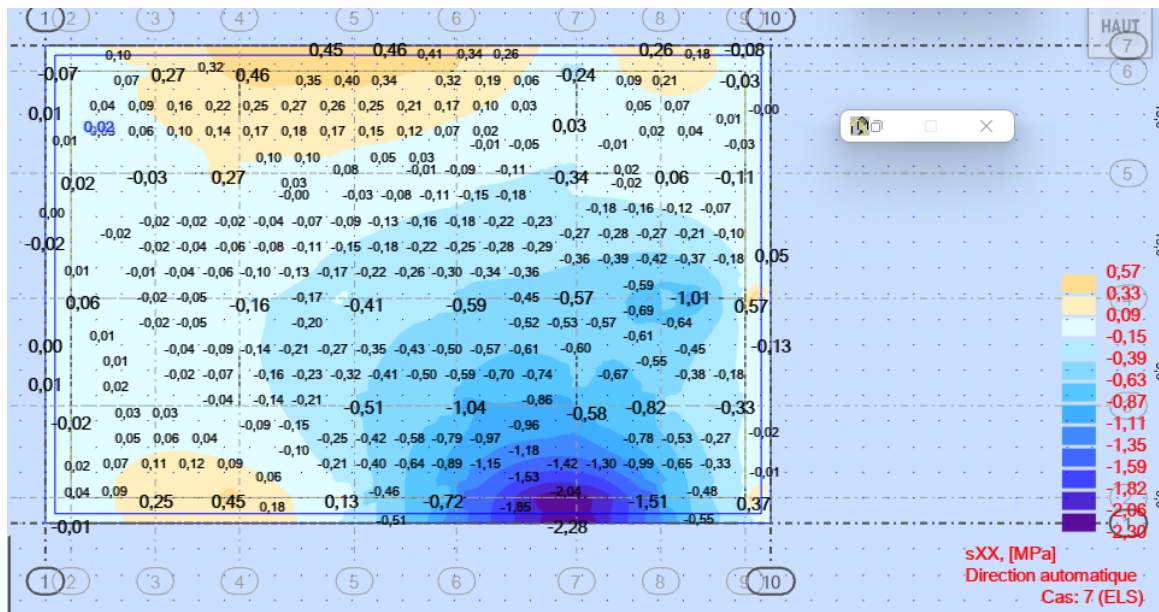


Figure VII.3: Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{xx} (ELS)

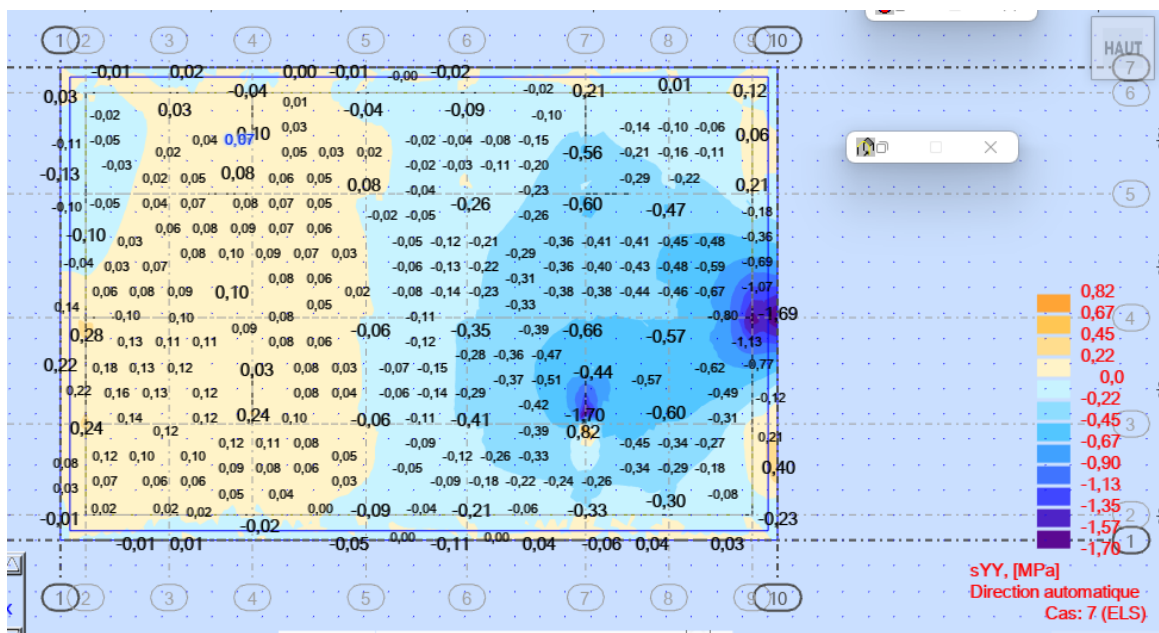


Figure VII.4: Distributions des Contraintes de cisaillement τ_{yy} (ELS)

3. Calcul du radier

Les moments fléchissant dans les directions tirées du rebot structural analysis sont illustrée sur les figures 5, 6, 7, 8, 9 et 10

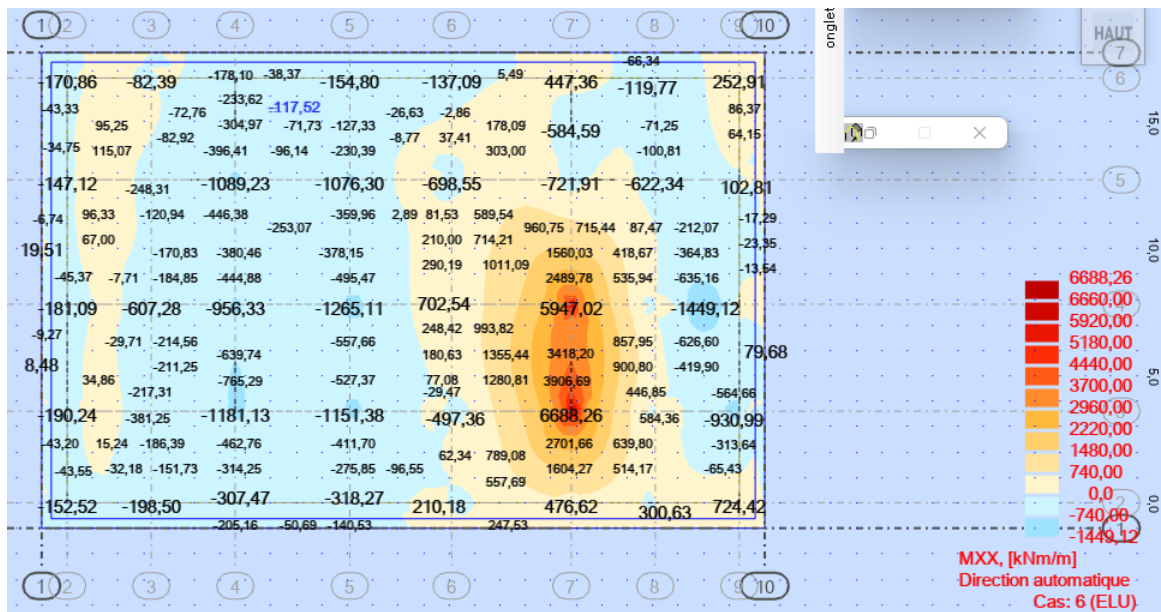


Figure VII.5: Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{xx}

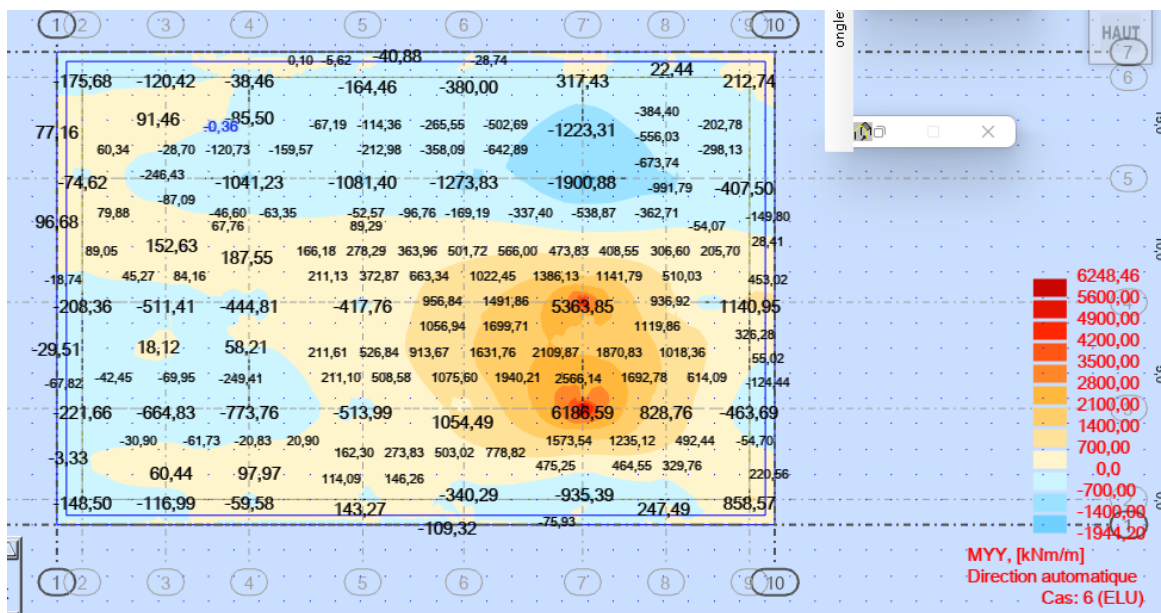


Figure VII.6: Distributions des moments fléchissant à l'ELU M_{yy}

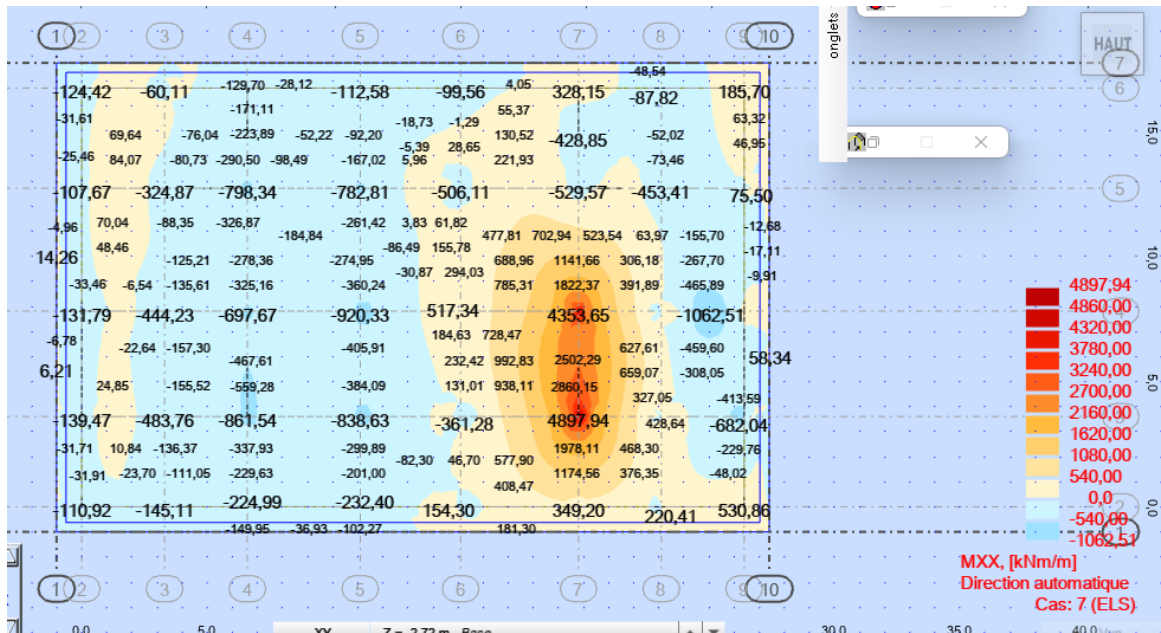


Figure VII.7: Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{xx}

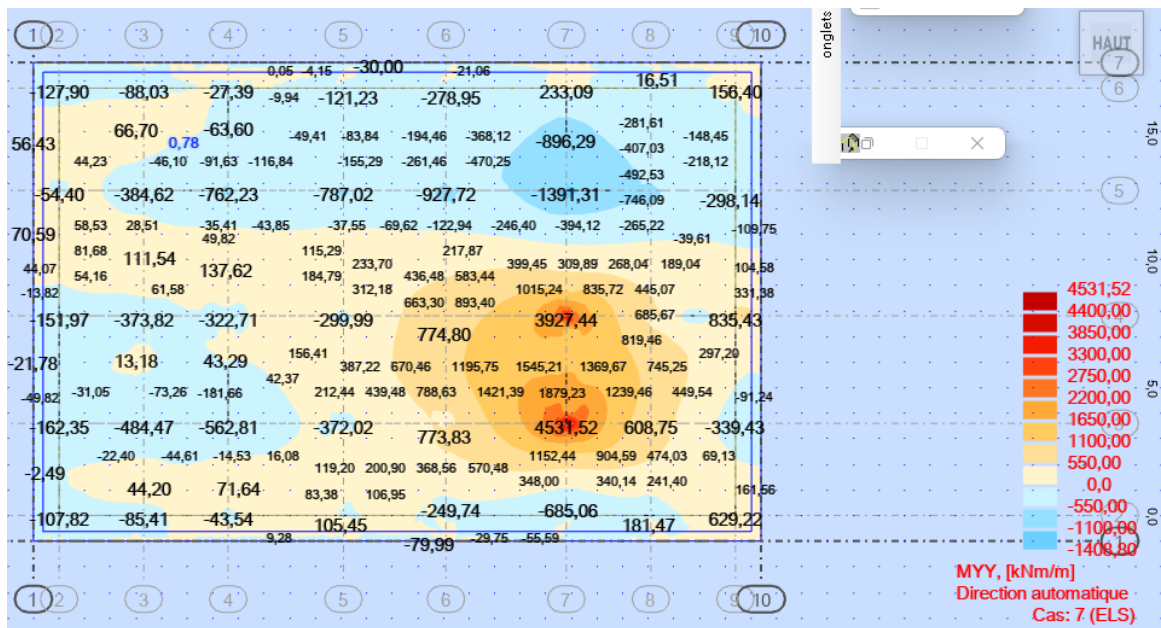


Figure VII.8: Distributions des moments fléchissant à l'ELS M_{yy}

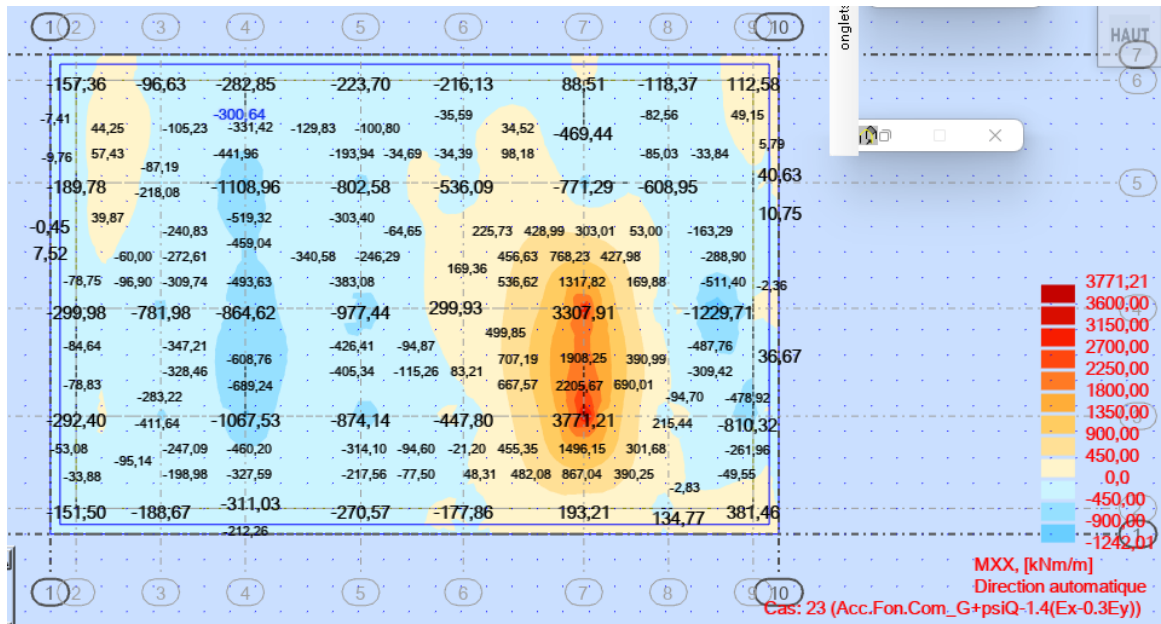


Figure VII.9: Distributions des moments fléchissant à ACCM_{xx}

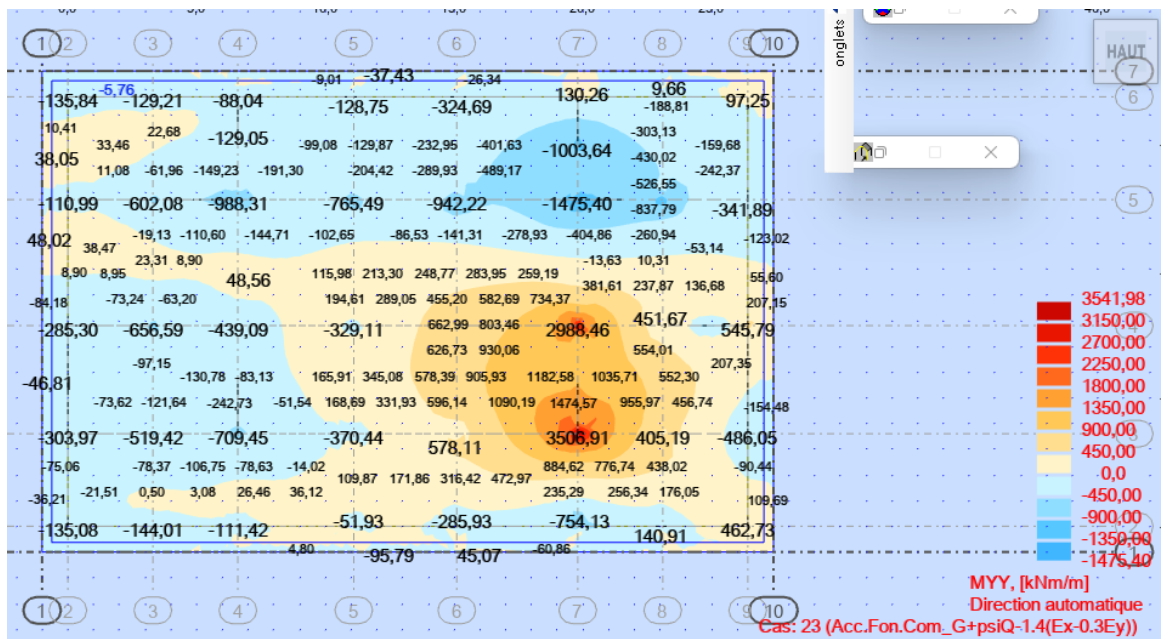


Figure VII.10: Distributions des moments fléchissant à ACCM_{yy}

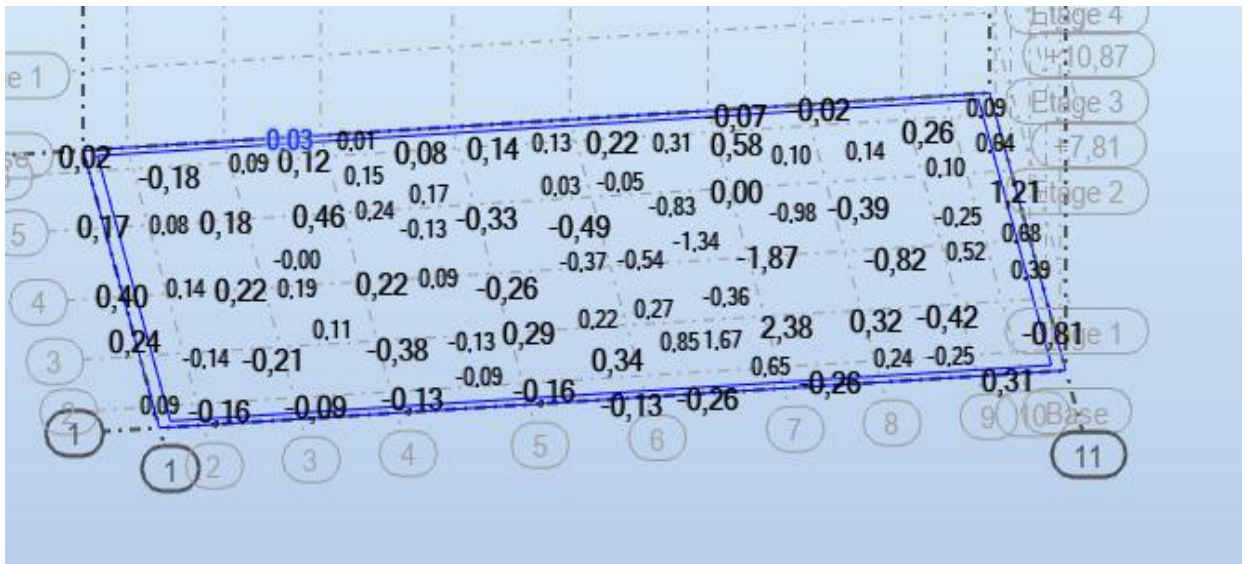


Figure VII.10: Distributions des contraintes à l'ELU

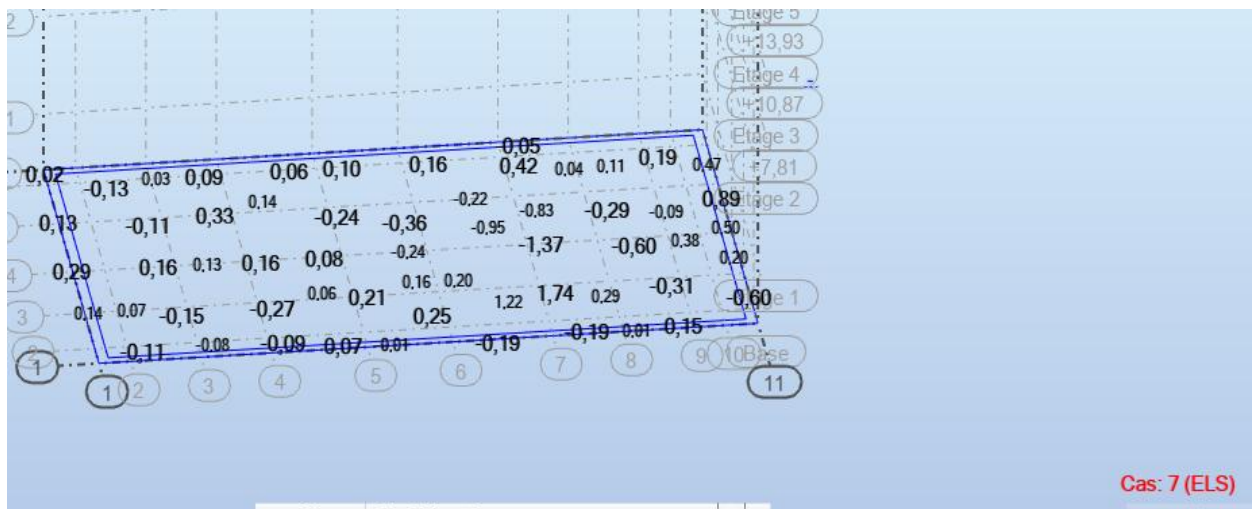


Figure VII.11: Distributions des contraintes à l'ELS

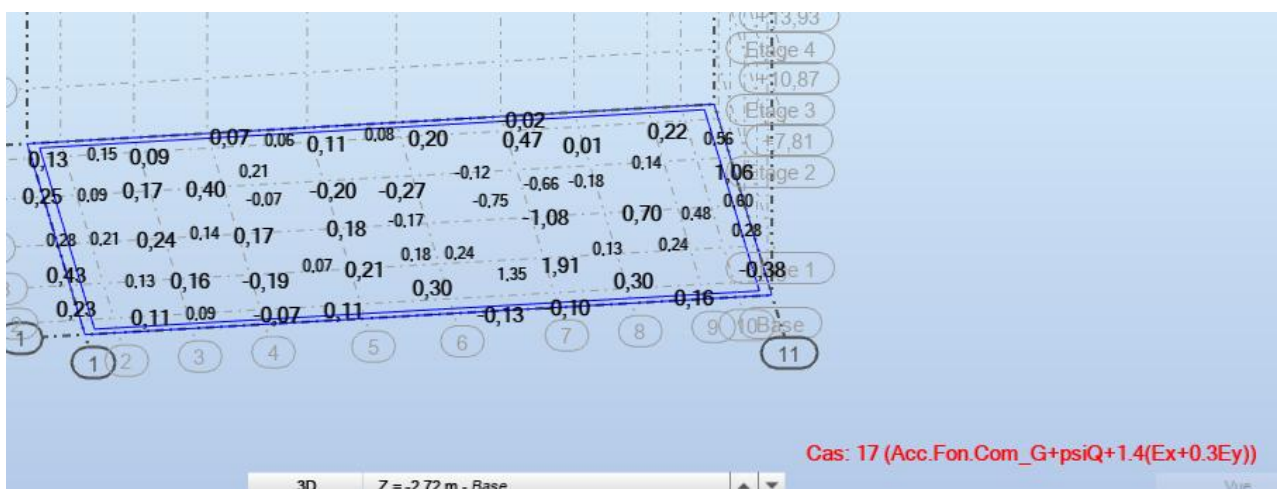


Figure VII.12: Distributions des contraintes à ACC

4. Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 3MPA

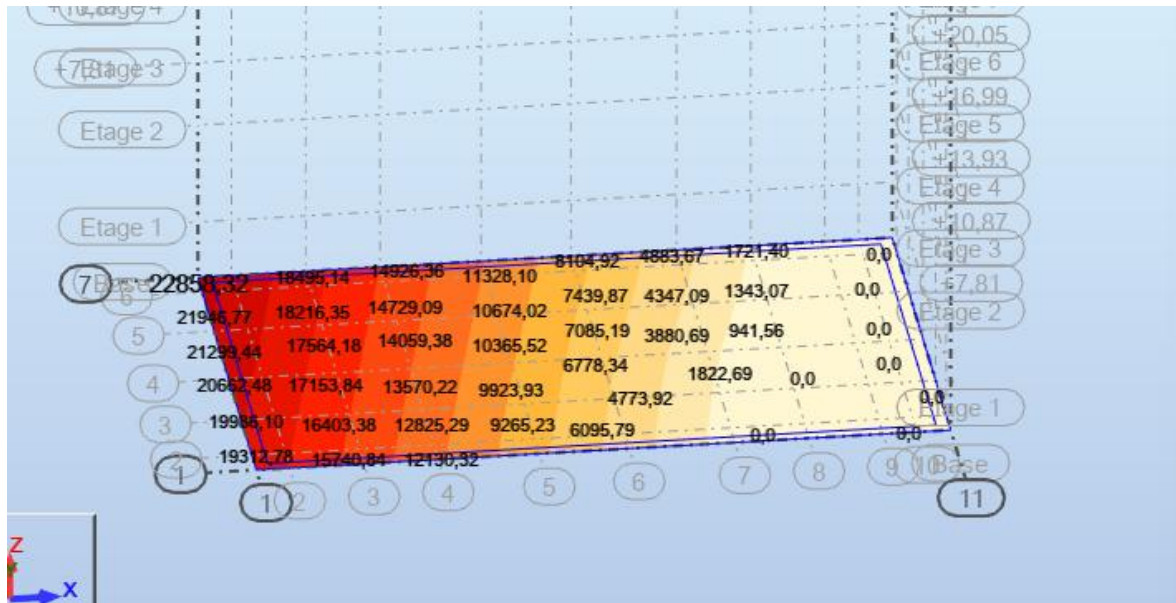


Figure VII.13: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELU

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ Mpa} ; 1,5\sigma_{sol} = 3,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{max} = 2,29 < Q_{adm} \text{ 3 C.V}$$

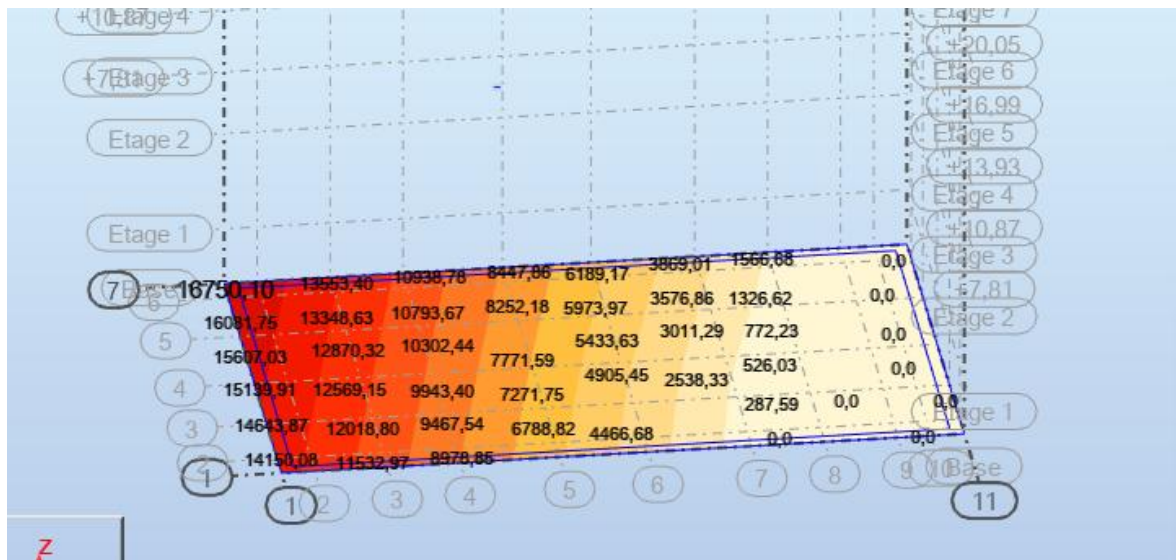


Figure VII.14: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELS

$$\sigma_{max} = 1,17 < Q_{adm} \text{ 3 C.V}$$

5. Ferrailage du radier

La modélisation de la fondation de cette structure a été réalisée avec Robot Structural Analysis

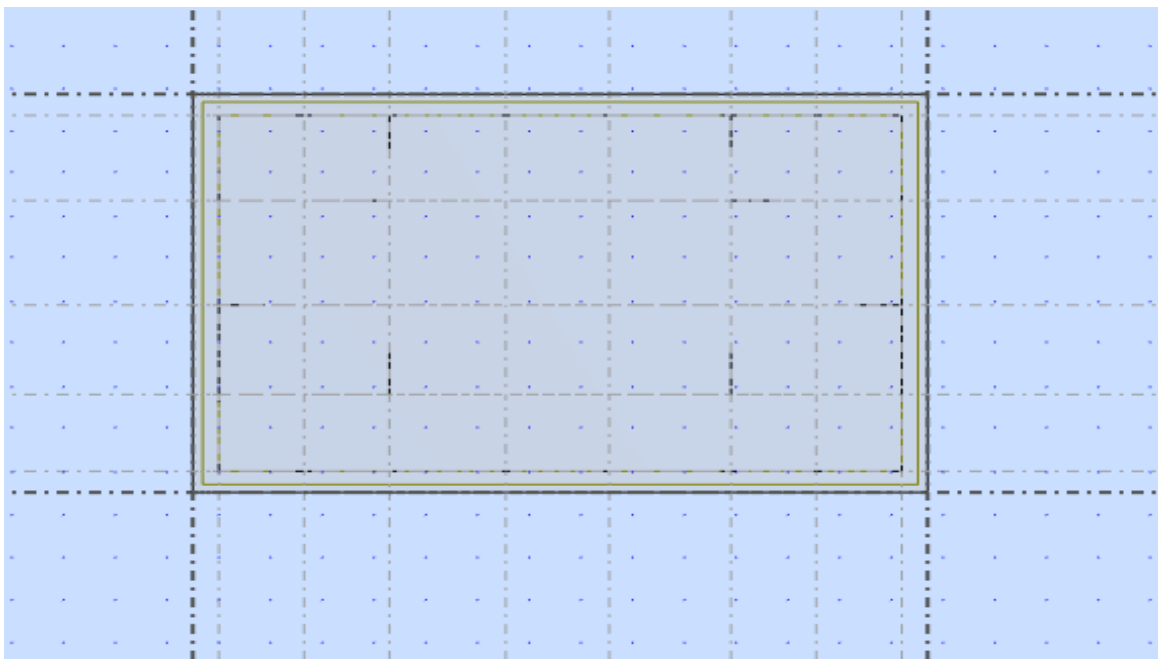


Figure VII.15: La modélisation avec Robot Structural Analysis

Table VII.3: Tableau ferrailage du Radier

Direction	Zone	Acal [cm ² /m]	A choisi [cm ² /m]	Disposition	Espacement (cm)
Sens X-X	Travée	8.50	7 HA14 (10.78)	1 nappe	15
Sens X-X	Appuis	17.8	9 HA16 (18.09)	1 nappe	15
Sens Y-Y	Travée	9.20	7 HA14 (10.78)	1 nappe	15
Sens Y-Y	Appuis	18.6	9 HA16 (18.09)	1 nappe	15

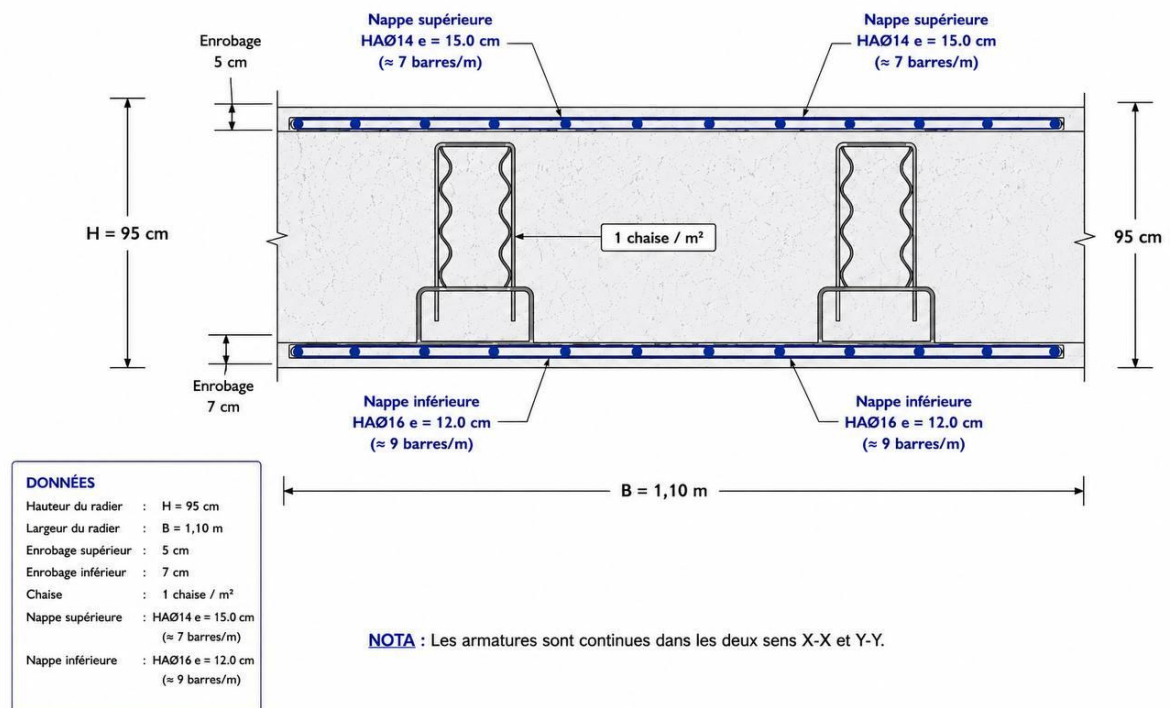


Figure VII.16: Schéma ferrailage du radier

6. Conclusion

En conclusion de ce chapitre, l'étude de l'infrastructure de notre ouvrage a abouti au choix d'un radier général, ce qui permet de garantir une transmission optimale et sécurisée des charges vers le sol d'assise. Après avoir pré-dimensionné le radier en, et vérifié toutes les conditions mécaniques requises (rigidité, poinçonnement et effort tranchant), nous avons calculé le ferrailage nécessaire en exploitant les résultats issus de la modélisation sur Robot Structural Analysis. L'ensemble de cette démarche nous a permis de concevoir une fondation robuste, assurant la stabilité globale et la sécurité du bâtiment.

CONCLUSION GENERALE

La présente étude s'est intéressée à l'analyse, la conception et la vérification d'un bâtiment de type R+10, implanté dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone de sismicité modérée conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Cette recherche avait pour finalité d'assurer une conception structurale rigoureuse, apte à résister aux sollicitations sismiques tout en garantissant la sécurité des occupants, la fonctionnalité de l'ouvrage et sa pérennité dans le temps.

Afin de mener à bien cette étude, plusieurs outils de calcul et de conception ont été mobilisés. La modélisation tridimensionnelle, l'analyse dynamique modale ainsi que le dimensionnement des différents éléments porteurs ont été réalisés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Les plans d'exécution et de ferrailage ont été élaborés sous AutoCAD, tandis que Microsoft Word et Excel ont été utilisés pour la rédaction du mémoire, le traitement des résultats et l'organisation des données techniques. Par ailleurs, les vérifications de conformité et les orientations d'optimisation ont été effectuées en s'appuyant sur les recommandations de Socotec.

L'analyse des résultats obtenus a permis de conclure que la structure présente un comportement global satisfaisant vis-à-vis des actions sismiques. Les déplacements horizontaux restent dans les limites réglementaires admissibles, les efforts internes sont convenablement répartis, et les différents éléments résistants ont été dimensionnés de manière cohérente afin d'assurer la stabilité de l'ensemble. Ces constatations confirment la conformité du projet aux exigences du RPA 2024 ainsi que sa bonne aptitude au service.

En définitive, le bâtiment étudié peut être considéré comme techniquement fiable, structurellement stable et réglementairement conforme. Sa réalisation peut donc être envisagée avec confiance, sous réserve du respect strict des hypothèses de calcul, des prescriptions de conception et des règles d'exécution retenues dans le cadre de cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.
- [2] DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 ».
- [3] D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [4] D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- [5] D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- [6] Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3^{eme} édition, 99.
- [7] Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.
- [8] Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
 - Calcul des structures
 - Géotechnique.
 - Gestion de projets