

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



كلية العلوم و التكنولوجيا
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم



N° d'ordre : M/GC/2026

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un immeuble R+10 à usage mixte
(commerciale/résidentiel) en zone sismique**

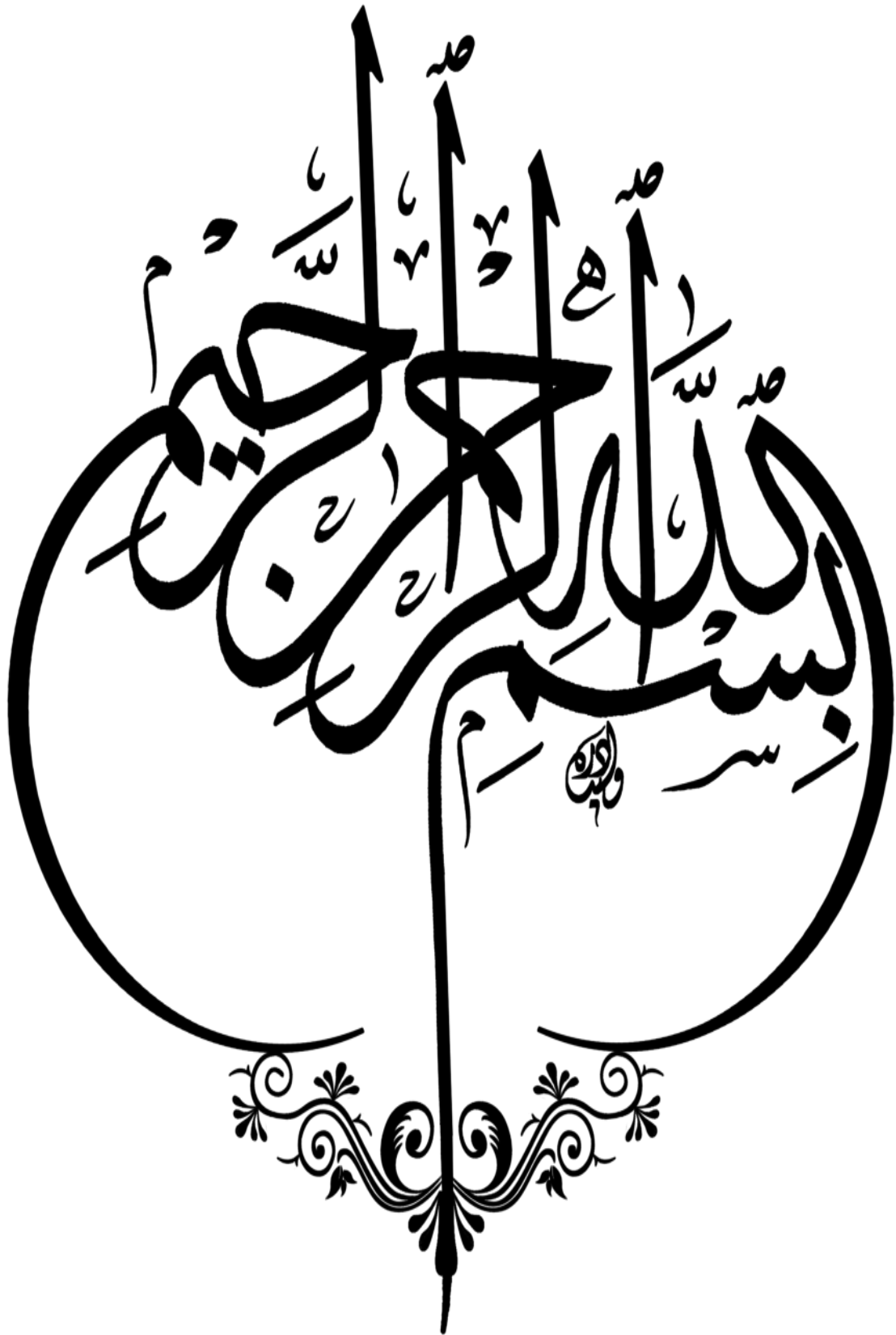
Présenté par : Hadri Mohamed Abdelkader

Cheikh Abdellah

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

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

Année Universitaire : 2025/2026



Résumé

Le présent mémoire est une étude technique d'un bâtiment en béton armé de forme régulière constitué, d'un rez-de-chaussée et 10 étages à usage mixte (habitation/commercial) situé dans la ville de Mostaganem classée comme zone de forte sismicité (Zone V) selon le RPA 2024. Dans cette structure, les contreventements sont assurés par des voiles, et les charges horizontales sont portées par les voiles.

Avant d'entamer les calculs, un prédimensionnement des éléments constitutifs du bâtiment a été réalisé puis une étude dynamique approfondie de la structure a été menée en utilisant le logiciel de simulation « Robot Structural Analyses Professional 2022 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitation et sismiques. Ce qui a permis ensuite de réaliser l'étude et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure en respectant les prescriptions du RPA 2024 et du BAEL 91.

Mots clés : Bâtiment, Voile, Béton, Simulation.

Abstract

This report is a technical study of a regularly shaped reinforced concrete building, consisting of a vault, ground floor and 10 upper floors, with mixed residential/commercial use, located in the city of Mostaganem, classified as a high seismic zone (Zone V) according to the RPA 2024. In this structure, shear walls provide bracing, and the shear walls support horizontal loads.

Before initiating the calculations, a preliminary dimensioning of the building's constituent elements was performed, followed by a thorough dynamic analysis of the structure using the "Robot Structural Analyses Professional 2022" simulation software to determine the various stresses due to permanent, live, and seismic loads. This then allowed for the design and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the foundation, in compliance with the requirements of RPA 2024 and BAEL 91.

Keywords: Building, Wall, Concrete, Simulation

ملخص

هذه المذكرة عبارة عن دراسة فنية لمبنى خرساني مسلح منتظم الشكل، يتألف من قبو، طابق أرضي وعشرة طوابق علوية، ذو استخدام سكني/تجاري مختلط، يقع في مدينة مستغانم، المصنفة ضمن منطقة زلزالية عالية (المنطقة الخامسة) في هذا المبنى، يتم توفير التدعيم بواسطة جدران القص، وتحمل جدران القص الأفقية بشكل RPA 2024 وفقاً لمعيار مشترك.

قبل البدء بالحسابات، تم إجراء تحديد أولي لأبعاد العناصر المكونة للمبنى، تلاه تحليل ديناميكي شامل للمنشأ باستخدام لتحديد الإجهادات المختلفة الناتجة عن "Robot Structural Analyses Professional 2022" برنامج المحاكاة الأحمال الدائمة والحية والزلزالية. وقد أتاح ذلك تصميم وتدعيم العناصر الإنشائية وغير الإنشائية، بالإضافة إلى البنية BAEL 91 ومعيار RPA 2024 التحتية، بما يتوافق مع متطلبات معيار.

الكلمات المفتاحية: مبنى، جدار، خرسانة، محاكاة.

Table des matières

<i>Symboles et notations</i>	10
I. <i>Liste des Figures</i>	12
<i>Liste des Tableaux</i>	14
INTRODUCTION GENERALE	16
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.	17
1. Introduction	18
L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs, et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.	18
2. Implantation de l'ouvrage	18
3. Présentation de l'ouvrage	18
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	18
5. Description technique de la structure.....	19
5.1.1 Voiles.....	19
5.2 Structure secondaire	19
5.2.1 Planchers.....	19
5.2.2 Escaliers	20
5.2.3 Maçonnerie	21
5.2.4 Revêtement	21
5.2.5 Ascenseur.....	21
5.2.6 Acrotère	21
5.3 Fondation.....	21
6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	21
6.1 Résistance à la compression f_{cj}	21
6.1.2 Résistance à la traction f_{tj}	22
6.1.3 Contrainte limite de compression.....	22
6.1.4 Contrainte limite de cisaillement	22
6.1.5 Module d'élasticité	22
6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier	22
6.2.1 Limite élastique f_e	23
6.2.2 Contraintes limites de l'acier	23
6.3 Protection des armatures	23

6.4 Logiciels utilisés	24
6.5 Règlements utilisés	24
Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.....	24
7. Conclusion	24
Le premier chapitre a été consacré à la description de la structure analysée, dont on a particulièrement observé l'implantation, la conception, la typologie et le système constructif. En particulier, un regard a été porté sur les matériaux constituant le projet (béton et acier), ainsi que sur les logiciels utilisés et les règlements pris en compte dans cette étude.	
	24
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT	25
1. Introduction	26
2 Prédimensionnement des poutres	26
2.1 Prédimensionnement des poutres principales	26
2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires	27
27	
3. Prédimensionnement des planchers	27
3.1 Planchers à corps creux	27
3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux	28
3.2.1 Plancher étage courant.....	29
3.3 Planchers de la dalle pleine.....	29
3.3.1 Calcul des charges du plancher de la dalle pleine	29
4. Prédimensionnement des voiles.....	30
5. Prédimensionnement de l'acrotère.....	31
6. Prédimensionnement des balcons	31
7. Prédimensionnement des escaliers.....	32
9 Conclusion.....	34
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	35
1. Plancher à corps creux	36
1.1 Types de poutrelles	36
2. Choix de la méthode de calcul	36
2.1 Application de la méthode forfaitaire.....	36
2.2 Ferrailage de la poutrelle	37
2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle	38
2.4 Ferrailage de la dalle de compression	41
2. Balcon	42
2.1 Détermination des efforts	42

2.2 Ferrailage de la dalle du balcon.....	43
3. Calcul de contre poids :	45
4. Étude de l'acrotère.....	45
4.1. Évaluation des sollicitations de calcul	46
4.2 Ferrailage de l'acrotère.....	47
5. Escaliers	49
5.1 Combinaisons de charges	49
5.2 Calcul des sollicitations des escaliers	50
6. Conclusion	56
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.....	57
1. Introduction	58
2. Étude dynamique	58
2.1 Objectif de l'étude	58
2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysais	58
2.3 Modélisation de la structure	59
3. Classification de la structure	61
4. Calcul de facteur de qualité	61
Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule :	61
5. Choix de la méthode de calcul.....	63
Méthodes dynamiques	63
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.	63
6. Méthode d'analyse modale spectrale	63
6.1 Principe.....	63
7. Résultats de la méthode modale spectrale.....	64
7.1 Période fondamentale de la structure.....	64
Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :	64
7.1.1 Vérification de la période	65
7.1.2 Calcul de poids total W de la structure	65
7.1.3 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent .Error! Bookmark not defined.	
7.2 Vérification du taux de participation modale	66
7.3 Vérification d'effort tranchant a la base	66
7.3.1 Calcul de force sismique à la base par la méthode statique équivalente	67

II. Tableau 26. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.....	67
8Combinaisons d'actions	67
8.1 Justification vis-à-vis de la résistance.....	68
8.2 Justification vis-à-vis de la ductilité.....	68
8.3 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	68
Tableau 27. Vérification au renversement direction x.....	69
Tableau 28. Vérification au renversement direction y.....	69
8.4 Vésication de la rigidité des planchers	70
Tableau 29 Vésication de la rigidité des planchers	70
8.5 Justification de la stabilité des fondations.....	70
8.6 Vérification de l'effet P-Δ.....	71
9 Conclusion.....	72
CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	74
1.Introduction	75
2.1 Dimensionnement des voiles	75
2.2 Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles	75
2.3Ferrailage des voiles.....	77
2.4 Exemple de calcule ferrailage d'un voile (30x440).....	79
2.4.1Calcul de la hauteur critique Hcr	80
2.4.2Calcul des armatures verticales	80
2.4.3Calcul la longueur confinée (lc)	82
2.4.4Calcul des armatures transversales des armatures confine.....	82
2.4.5Calcul des armatures transversales de l'âme :.....	83
2.5 Etude des voiles périphériques	83
2.5.1 Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf) :	83
2.5.2 Sollicitations des voiles :	84
2.5.3 Ferrailage.....	84
2.5.4Calcul des armatures transversales de l'âme	85
3.Etude des poutres.....	86
3.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024	86
3.2Ferrailage des poutres.....	86
3.3Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre 30x50	90
4.Etude de plancher Commerce	93
4.1Vérification de la flèche (Article B.6.5.3 BAEL91)	96

CHAPITRES VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	97
1 Introduction	98
2 Etude du radier général	98
Les données	98
2.1 Dimensionnement du radier	98
Coefficient de raideur du sol.....	98
2.2 Vérification au non poinçonnement du radier	99
2.3 Ferrailage du radier	99
2.4 Vérification des contraintes dans le sol :	103
CONCLUSION GENERALE	107
BIBLIOGRAPHIE	108
Plan architecture	109

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite d'accidentel

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

\emptyset_t : Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

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 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).....	18
Figure 2. Dalle à corps creux.....	20
Figure 3. Plancher à dalle pleine.....	20
Figure 4. Composants d'un escalier.....	20
Figure 5. Section transversale de la poutre principale.....	27
Figure 6. Section transversale de la poutre secondaire.....	27
Figure 7. Schéma d'une dalle à corps creux.....	28
Figure 8. Coupe en élévation d'un voile.....	31
Figure 9. Section transversale de l'acrotère.....	32
Figure 10. Eléments composants d'un escalier.....	32
Figure 11. Vue en plan de la cage d'escalier.....	33
Figure 12. Différents types de poutrelles.....	36
Figure 13. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	37
Figure 14. Section de ferrailage.....	38
Figure 15. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	42
Figure 16. Ferrailage de la poutrelle.....	42
Figure 17. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	43
Figure 18. Schéma de ferrailage du balcon.....	45

Figure 19. Coupe transversale de l'acrotère	46
Figure 20. Schéma statique de l'acrotère.....	47
Figure 21. Ferrailage de l'acrotère	49
Figure 22. Dimensions de l'escalier de l'étage courant.....	50
Figure 23. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	50
Figure 24. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU.....	51
Figure 25. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELS	52
Figure 26. Ferrailage du l'escalier.....	56
Figure 27. Modèle 3D de la structure	60
Figure 28. Coupe en plan de la structure.....	61
Figure 29. La disposition des voiles	78
Figure 30. Shéma de majoration de voile 0.3x4,4 base-2ème étage.....	81
Figure 31. Shéma de majoration de voile 0.3x4,4 2ème-6ème étage	81
Figure 32. Shéma de majoration de voile 0.3x4,4 6ème-10 ème étage	81
Figure 33. Shéma de ferrailage de voile 4.4m.....	83
Figure 34. Chargement de terre sur les voiles périphériques	84
Figure 35. Ferrailage robot expert	85
Figure 36. Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x50	88
Figure 37. Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x40	88
Figure 38. Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x35	89
Figure 39. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x40	89
Figure 40. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35	90
Figure 41. Schéma de ferrailage de la poutre noyée 30x30	90
Figure 42. Distributions des moments fléchissant[M _{xx} -ELU]	93
Figure 43. Distributions des moments fléchissant[M _{yy} -ELU]	93
Figure 44. Distributions des moments fléchissant[M _{xx} -ELS]	94
Figure 45. Distributions des moments fléchissant[M _{yy} -ELS]	94
Figure 46. Distributions des moments fléchissant[M _{xx} -ELA]	95
Figure 47. Distributions des moments fléchissant[M _{yy} -ELA]	95
Figure 48. Déformation à l'ELS [cm]	96
Figure 49. Distributions des moments fléchissant[M _{XX}] :ELU.....	100
Figure 50. Distributions des moments fléchissant[M _{YY}] :ELU.....	100
Figure 51. Distributions des moments fléchissant[M _{XX}] :ELS	101
Figure 52. Distributions des moments fléchissant[M _{YY}] :ELS	101

Figure 53. Distributions des moments fléchissant[MXX] :ACC	102
Figure 54. Distributions des moments fléchissant[MYY] :ACC	102
Figure 55. Distributions des contraintes à l'ELU	103
Figure 56. Distributions des contraintes à l'ELS.....	104
Figure 57. Vue en 3D de la fondation sous Robot structural Analysis.....	105
Figure 58. Schéma ferrailage du Radier.....	106

Liste des Tableaux

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers	23
Tableau 2. Charges du plancher terrasse.....	28
Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant	29
Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine	29
Tableau 5. Charges de la double paroi.....	30
Tableau 6. Prédimensionnement des voiles.....	31
Tableau 7. Charges de la dalle pleine du balcon	32
Tableau 8. Caractéristiques de l'escaliers	33
Tableau 9. Charges de la dalle pleine du palier	34
Tableau 10. Charges de la dalle pleine du paillasse	34
Tableau 11. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle	37
Tableau 12. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage	37
Tableau 13. Le ferrailage adopté	42
Tableau 14. Eléments de réduction (M,T) du balcon.....	43
Tableau 15. Charges d'acrotère	46
Tableau 16. Sollicitations de calcul de l'acrotère.....	47
Tableau 17. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du RDC étage courant en ELU.	52

Tableau 18. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du RDC étage courant en ELS	52
Tableau 19. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du étage courant	55
Tableau 20. Classification des zones sismiques	61
Tableau 21. Valeurs des pénalités P_q	62
Tableau 22. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	65
Tableau 23. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique	65
Tableau 24. Les Valeurs du coefficient d'accompagnement	66
Tableau 25. Taux de participation modale	67
Tableau 26. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente	67
Tableau 27. Vérification au renversement direction X	69
Tableau 28. Vérification au renversement direction Y	70
Tableau 29. Vérification de la rigidité des planchers	70
Tableau 30. Vérification des déformations	71
Tableau 31. Vérification de l'effet P- Δ sens XX	72
Tableau 32. Vérification de l'effet P- Δ sens YY	73
Tableau 33. Les dimensions des voiles	75
Tableau 34. Evaluation de l'effort normale réduit dans les voiles	76
Tableau 35. Les contraintes de compression sens X	77
Tableau 36. Les contraintes de cisaillement	77
Tableau 37. List des tableaux de ferrailage des voiles	78
Tableau 38. List des tableaux des sollicitations de voile 4.4,m	79
Tableau 39. Choix des armatures	81
Tableau 40. Ferrailage de voile 4.4m	82
Tableau 41. Sollicitations des voiles	84
Tableau 42. Sollicitations maximales des poutres	87
Tableau 43. Récapitulatif du ferrailage des poutres	87
Tableau 44. Récapitulatif des moments M_{xx} [KN.m/m (plus défavorable)	96
Tableau 45. Choix des armatures de dalle pleine	96
Tableau 46. Impacte de voile le plus défavorable	99
Tableau 47. Récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable	103
Tableau 48. Ferrailage du Radier	105

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été le souci primordial de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été le sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques et les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts du sol. Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Toutefois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment rez-de-chaussée avec 10 étages en BA à usage (habitation/commerciale) (sous-sol, R+10) contreventé par des murs voiles, implantée dans la wilaya de Mostaganem (Kharouba) qui est une zone de forte sismicité (zone V selon le RPA 2024)

L'objectif de ce travail sera exprimé par un critère qualitatif, fixé d'avance et qu'on cherchera à atteindre. C'est-à-dire, mener une étude de prédimensionnement d'une structure de ce type, par le calcul de ses éléments porteurs et non porteurs entrant dans la réponse comportementale du bâtiment.

La présente étude commence par une présentation du projet dans sa globalité en dressant dans un premier lieu, un état d'usage, la structure, et les matériaux composant cette structure et le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement de la structure, puis le troisième chapitre sera consacré à l'étude des éléments secondaires (escalier, plancher, balcon et acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la quatrième chapitre en utilisant l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysais Professional 2022, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet.

Le cinquième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (voiles et poutres) et ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 et du règlement parasismique Algériens RPA 2024 et le sixième chapitre est dédié au calcul et dimensionnement

de l'infrastructure pour la détermination du type de fondation qui va être adopté dans le cadre de cette étude et enfin ce travail sera achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs, et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet se situe au bord de Kharouba dans la ville de Mostaganem classée comme zone de moyenne sismicité V selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure 1).



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

3. Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol, rez-de-chaussée et de dix étages. Chaque étage courant (du 1er au 10ème étage) présente une configuration identique comprenant 3 appartements par palier :

1- appartement de type F4 d'une surface de 115.54m^2

2- appartement de type F3 d'une surface de 99.66m^2

3- appartement de type F3 d'une surface de 92.23m^2

Cela donne un total de 30 logements pour étage courants.

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet a une forme rectangulaire et le bâtiment présente les dimensions suivantes :

Dimensions en plan :

Longueur totale en plan 27.10 m

Largueur totale en plan.....16.30 m

Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,06 m

Hauteur totale du bâtiment.....36.72 m

Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 3$ bars

Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17.00$ kN/m³

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$

Le site est classé S3 selon le RPA 2024(Site meuble).

5. Description technique de la structure

Dans le cas des bâtiments ayant une hauteur de plus de 14 mètres ou un nombre de niveaux supérieur à quatre étages en zone V le RPA 2024, imposent de recourir simultanément aux voiles et aux portiques.

5.1.1 Voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé, qui jouent un double rôle : le transfert des charges verticales pour la fonction porteuse et la résistance aux efforts horizontaux pour assurer le contreventement et la stabilité de l'ouvrage.

5.2 Structure secondaire

5.2.1 Planchers

Les planchers constituent les éléments horizontaux qui assurent la séparation de deux niveaux distincts dans un bâtiment. Ils sont dimensionnés pour reprendre les charges à long terme et les surcharges d'exploitation. Mais ils doivent également tenir compte des exigences en matière de performances thermiques et acoustiques. Ce sont aussi les espaces qui permettent le passage des différents réseaux correspondant à l'eau, au chauffage et à l'électricité. Dans un même module, on trouve deux types de planchers :

Les planchers à corps creux et les planchers en dalle pleine.

Le plancher en corps creux (Figure 2) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

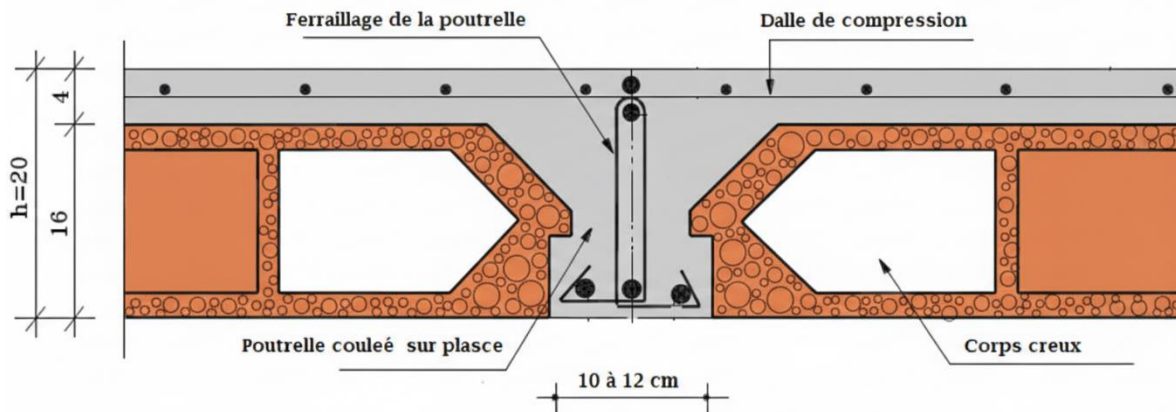


Figure 2. Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 3) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

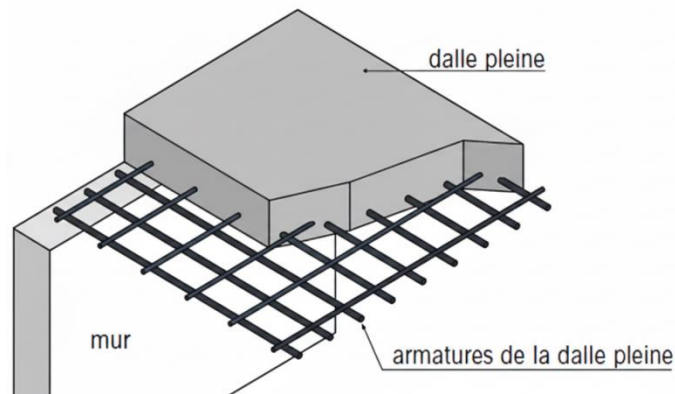


Figure 3. Plancher à dalle pleine

5.2.2 Escaliers

Les escaliers sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure pour cela, une cage d'escalier en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

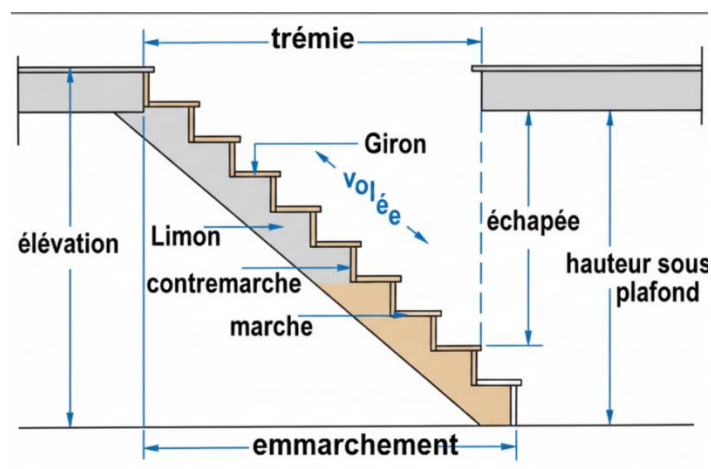


Figure 4. Composants d'un escalier

5.2.3 Maçonnerie

Les cloisons sont en briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm alors que les murs extérieurs sont en briques creuses à double paroi d'une épaisseur de 30 cm (15 + 5 + 10).

5.2.4 Revêtement

Les planchers et les escaliers seront revêtus d'un carrelage, tandis que les salles d'eau et les cuisines seront habillées en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers seront recouverts d'un enduit ciment, quand les cloisons intérieures et les plafonds seront revêtus d'un enduit en plâtre.

5.2.5 Ascenseur

Le bâtiment dispose d'un seul ascenseur, un dispositif destiné au déplacement vertical. On l'appelle plus généralement monte-charge ou élévateur.

5.2.6 Acrotère

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle est entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

5.3 Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé non précontraint conçus pour transmettre au sol les efforts transmis par les divers composants porteurs de la structure, tels que, par exemple, un poteau, un mur ou un voile, soit directement comme pour les semelles filantes ou le radier général, soit indirectement, selon l'organisation de l'élément, par l'intermédiaire d'éléments, comme pour des semelles reposant sur pieux. Le choix du type de fondation s'apprécie différemment pour les cas suivants, selon les caractéristiques mécaniques et physiques du sol (tenue vis-à-vis de la résistance et du tassement). Trois types de fondations sont possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

6.1 Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} , à l'âge « j » jours, est obtenue à partir d'essais effectués en laboratoire sur éprouvettes cylindriques de dimensions de 16 × 32 cm². C'est la valeur la plus souvent utilisée, à 28 jours, on parle alors de résistance caractéristique requise notée f_{c28} .

En ce qui concerne les calculs réalisés en phase d'exécution et selon ce que dit l'article A.2.1.11 du BAEL 91, les valeurs retenues à « j » jours sont celles déterminées par les formules suivantes :

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

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

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 30$ MPa

6.1.2 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 :

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

6.1.3 Contrainte limite de compression

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 17 \text{ MPa}$$

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,2 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

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

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

6.1.4 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3 \text{ MPa}$$

6.1.5 Module d'élasticité

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

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 34179,558 \text{ MPa}$
- Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 11496,760 \text{ MPa}$

6.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage principalement constitué de fer et d'un faible pourcentage de carbone

Sa fonction consiste à reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On différencie, notamment, deux grandes catégories d'acier :

- Les aciers doux ou mi-durs : leur teneur en carbone est comprise entre 0,15 % et 0,25 %.
- Les aciers durs : la teneur de carbone est comprise entre 0,25 % et 0,40 %.

6.2.1 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 :

Tableau 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 2.105 MPa.

6.2.2 Contraintes limites de l'acier

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

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

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

Etat limite de service

La limite de traction des armatures est définie selon le type de fissuration : Fissuration peu nuisible, tension non limitée ; aucune vérification spécifique des armatures n'est donc exigée.

-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)

6.3 Protection des armatures

Dans le but d'effectuer un bétonnage correct tout en protégeant les armatures des intempéries et des agressions, il faut s'assurer que l'enrobage (c) des armatures respecte les exigences requises :

- $c \geq 5$ 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.

6.4 Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

-Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2022.

-AutoCAD 2022.

-Expert BA 2010 (Robot Expert).

-RDM6, Socotec.

-Office 2019

6.5 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

7. Conclusion

Le premier chapitre a été consacré à la description de la structure analysée, dont on a particulièrement observé l'implantation, la conception, la typologie et le système constructif. En particulier, un regard a été porté sur les matériaux constituant le projet (béton et acier), ainsi que sur les logiciels utilisés et les règlements pris en compte dans cette étude.

CHAPITR II : PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction

La première étape de prédimensionnement des éléments de la structure résistants (planchers, poutres, poteaux, voiles, etc.) a pour but de définir les sections des différents éléments pour qu'ils puissent reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Cette opération se fait selon les règlements appliqués, notamment le RPA 2024, le BAEL 91 et le DTR B.C.2.2. À cette fin, une descente des charges et de surcharges a été effectuée pour déterminer les efforts transmis au niveau de chaque élément porteur, du plancher-terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. On en distingue deux types : les poutres principales et les poutres secondaires (chaînages). Elles présentent des sections régulières, de forme rectangulaire ou carrée. Le dimensionnement de ces sections est effectué en vérifiant les conditions suivantes :

-Critère de rigidité

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

-Condition du R.P.A 2024

$$b \geq 20 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b₁ : Largeur du poteau

b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

2.1 Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 630 \text{ cm}$$

$$\frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \Rightarrow 42 \text{ cm} \leq h \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : h = 50 cm

$$b \geq 20 \text{ cm}; h \geq 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

On prend : b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm > 25 cm; h = 50 cm > 30 cm; h/b = 1,6 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 7) pour la poutre principale est (30 x 50) cm².

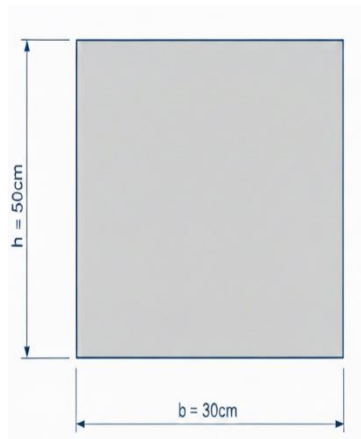


Figure 5. Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

$L_{max} = 500 \text{ cm}$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $h/b = 1,33 < 4,0$. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 8) pour la poutre secondaire est (30 x 40) cm².

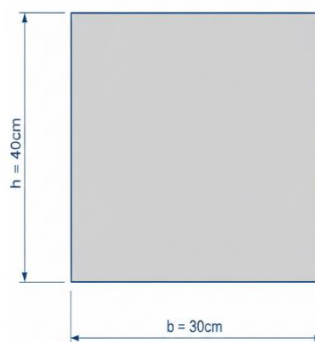


Figure 6. Section transversale de la poutre secondaire

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont exécutés à partir de poutrelles préfabriquées avec corps creux (figure 13). La hauteur d'un plancher à corps creux est calculée par la formule empirique suivante :

$$\frac{500}{25} \leq e_p \leq \frac{500}{20}$$
$$20 \text{ cm} \leq e_p \leq 25 \text{ cm}$$

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.

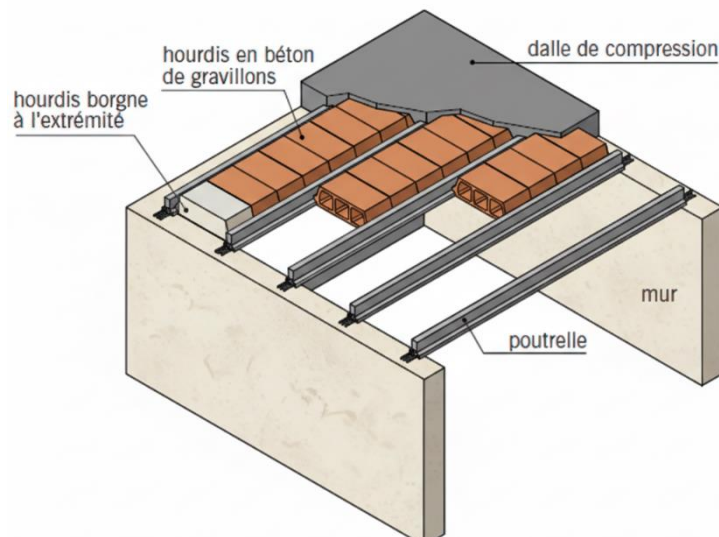


Figure 7. Schéma d'une dalle à corps creux

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

- Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20$ cm).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60$ cm).
- Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- Épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm ($h_0 = 4$ cm).
- Largeur effective est de 60 cm ($b = 60$ cm).

3.2 Calcul des charges du plancher à corps creux

La terrasse inaccessible est composée d'un plancher à corps creux, protégé par plusieurs couches, et doté d'une forme de pente pour l'évacuation des eaux pluviales. Le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau 2. 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	0,01	0,12
Forme de pente	20	0,10	2
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			G = 5.98 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

3.2.1 Plancher étage courant

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau 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 (16+4)			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.

-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 :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{630} \leq 1$$

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

$$\frac{L}{50} = \frac{630}{50} = 12,6 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{630}{40} = 15,75 \text{ cm}$$

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

-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 $h_d = 15 \text{ cm}$.

3.3.1 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 4.

Tableau 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
Charge d'exploitation (Terrasse)			Q = 1kN/m²
Charge d'exploitation(commerce)			Q = 5kN/m²

Tableau 5. Charges de la double paroi

Élément	G (KN/m ²)
Paroi de 15cm	1,30
Paroi de 10cm	0,90
Enduit intérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Enduit extérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Somme paroi 10+10	G = 2,74KN/m²

Distribution de la charge du mur extérieur sur les poutres :

$$2,34 \text{ KN/m}^2 \times (3.06-0.30) \times 0.80 = 5.17 \text{ KN/m}$$

4. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est effectué selon les dispositions du RPA 2024. Les murs participent en effet à un système structural mixte dont les éléments à l'origine du transfert des charges verticales et horizontales sont, d'une part, la structure et, d'autre part, les murs eux-mêmes. À l'étage du rez-de-chaussée, la résistance à l'effort tranchant des murs devra être comprise en 50 et 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système structural.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 2024, les voiles (Figure 16) sont considérés comme tels si la condition

$$L \geq 4e$$

$L \geq 4e$ est vérifiée. Sinon ils sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

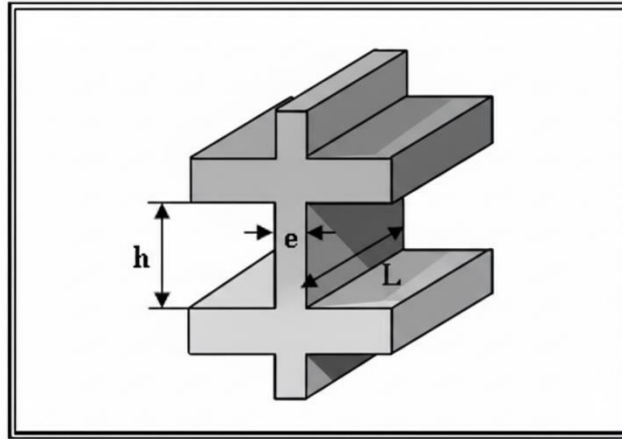


Figure 8. Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est à $\geq \frac{h_e}{20}$.

Tableau 6. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h _e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC – Etage courant	306	286	14.3	30

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 30 cm, on adopte 20cm

5. 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 et dont la section transversale ci-dessous (Figure 11).

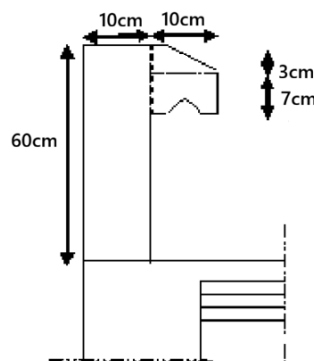


Figure 9. Section transversale de l'acrotère

6. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.2 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 9.

Tableau 7. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	18	0,01	0,18
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			$G = 5,05 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation			$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

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 12).

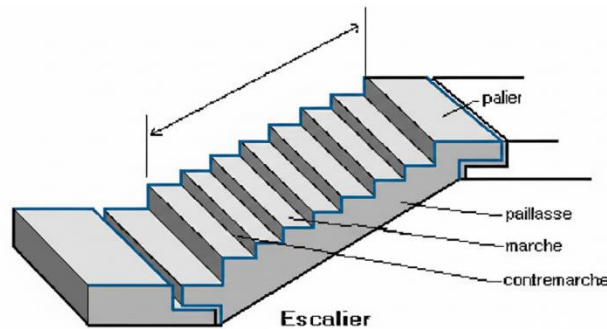


Figure 10. Eléments composants d'un escalier

Les escaliers constituent des éléments fondamentaux de la structure. Ils sont soumis à plusieurs efforts : leur propre poids et la surcharge due à la circulation des personnes ou au transport d'éventuels équipements.

Dans ce projet, l'escalier est composé de deux volées adjacentes à l'ascenseur.

La loi de Blondel est une loi générale ayant pour seul but d'assurer le confort d'un escalier afin de l'utiliser dans un bon climat. Elle relie deux paramètres : la hauteur de marche (h) et le giron (g), par la relation :

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

Ici, en choisissant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, on respecte la condition de Blondel :

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm.}$$

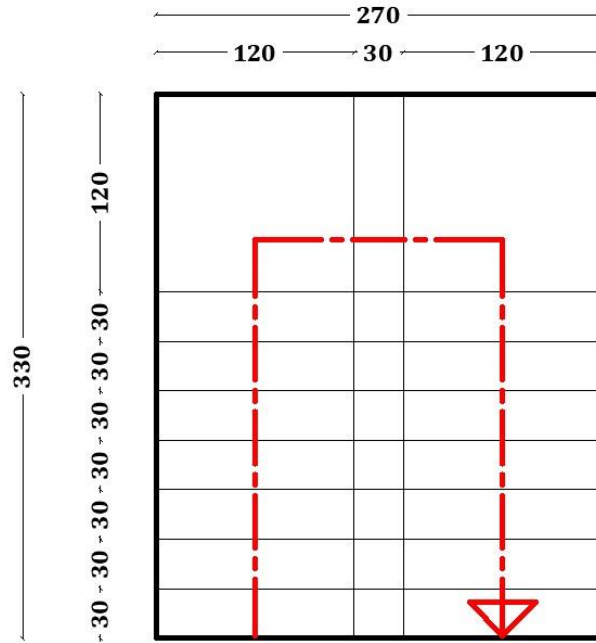


Figure 5. Vue en plan de la cage d'escalier

Tableau 8. Caractéristiques de l'escaliers

	Etage
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1 et 3	8
N contre marches volée 2	2
$h_{volée1\text{et }3}$ (m)	1,36
$h_{volée2}$ (m)	0,34
$l_{volée1\text{ et }3}$ (m)	1,20
$l_{volée2}$ (m)	1,20

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 ($L_{\text{paillasse}}$) la plus défavorable, c'est-à-dire celle du rez-de-chaussée.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(210^2 + 136^2)} = 250,19 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 8,34 \text{ cm} \leq e_p \leq 12,50 \text{ cm}$$

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 11 et 12.

Tableau 9. 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	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 4,72 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau 10. 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	20	0,02	0,40
Poids propre de la paillasse	25	0,12/Cos29,54	2,30
Poids propre des marches	22	0,17 (1/2)	1,87
Enduit ciment	18	0,01	0,18
Charge permanente			G= 5,69 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

9 Conclusion

Il semble acquis qu'un prédimensionnement des éléments structurels apparaît comme une phase incontournable de la démarche d'étude de ce projet. Dans ce chapitre a été proposé le redimensionnement de l'ensemble des composants de la structure objet de l'étude. Cette opération concerne les éléments porteurs, poutres, poteaux, planchers, voiles, mais également l'escalier, le balcon et l'acrotère, sur les éléments secondaires.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Plancher à corps creux

À l'intérieur d'un bâtiment, les planchers sont les surfaces planes qui séparent les différents niveaux. Ils ont une double fonction : structurale, en soutenant leur propre poids et les charges d'exploitation, puis en transmettant ces charges aux éléments porteurs verticaux et en compatibilisant les déplacements horizontaux ; fonction d'isolation thermique et acoustique.

1.1 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 3 types de solives :

Etage courant

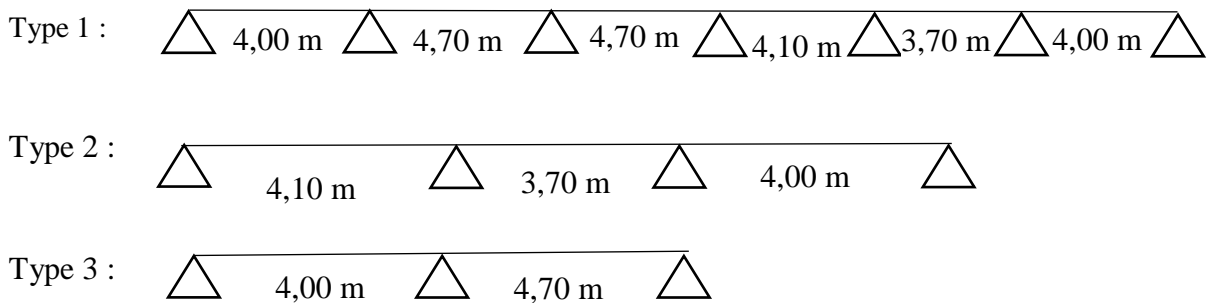


Figure 12. Différents types de poutrelles

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) $q \leq 2G$; $Q \leq 5$ kN, charges localisées $\leq (2$ kN, $0,25Q)$

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 minorée**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

2.1 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 6 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

Tableau 11. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

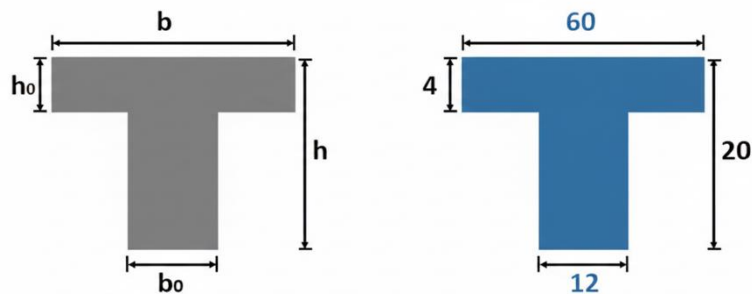
Types de poutrelle Etage		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [KN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Etage courant	-7,52	-5,43	10,06	7,27	14,08	10,17
	Terrasse	-7,93	-5,78	10,31	7,52	14,85	10,83
2	Etage courant	-5,72	-4,14	8,23	5,94	11,99	8,66
	Terrasse	0	0	0	0	0	0
3	Etage courant	-9,03	-6,52	10,06	7,27	14,72	10,64
3	Terrasse	0	0	0	0	0	0

2.2 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau 14. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 13.

Tableau 12. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-9,03	10,31	14,85
ELS	-6,52	7,52	



Figurec13. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 10,31 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 65,280 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 10,31 \text{ kN.m} < M_T = 65,28 \text{ kN.m} \Rightarrow$ 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).

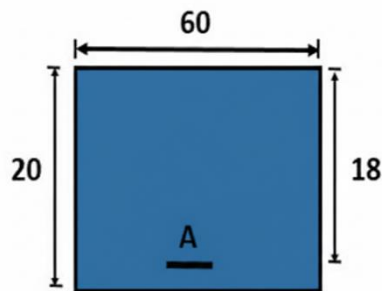


Figure 6. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t_{max}}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10310}{17 \times 60 \times 18^2} = 0,031$$

$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,372$ (Acier FeE500) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,84$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_{t_{max}}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10310}{435 \times 0,84 \times 18} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$3T12 \rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_{t_{max}}^s = 7,52 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{60}{2}y_1^2 - 15 \times 3,39 \times (18 - y_1) = 0$$

$$30y_1^2 + 50,85y_1 - 915,3 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4,74\text{cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60}{3} \times (4,74)^3 + 15 \times 2,36 \times (18 - 4,74)^2$$

$$I = 8354,58\text{cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}y_1 = \frac{7520}{8354,58} \times 4,74$$

$$\sigma_b = 4,26\text{MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7520}{8354,58} (18 - 4,74)$$

$$\sigma_s = 179,03\text{MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28}=2,4\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 4,74 < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible: pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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.

$$T_{\max}^u = 14,85 \text{ kN}$$

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 :

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

$$T_{\max}^u = 14,85 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 30 = 155,714 \text{ kN}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{14850}{12 \times 18 \times 100} = 0,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,7 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

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 :

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

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

Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

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

Donc,

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

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

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

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

2.4 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est armée dans les deux sens à l'aide de renforts en acier pour freiner les fissures. Le ferrailage est constitué par un treillis soudé, en s'assurant dans les deux cas :

De résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites,

D'assurer la transmission efficace des charges localisées (en particulier civilisées par des cloisons) sur des nervures voisines.

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).

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_1 = 4 \cdot \frac{60}{500} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

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

Armatures parallèles aux poutrelles

$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$

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

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 17).

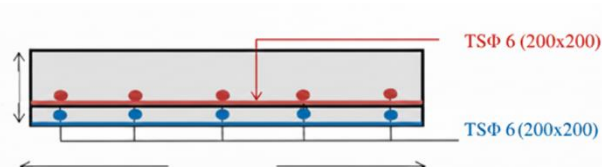


Figure 7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau 15 suivant :

Tableau 13. Le ferrailage adopté

Armatures	Longitudinal	Transversal
En appui	2 HA12	Ø 6
En travée	3 HA12	Ø 6

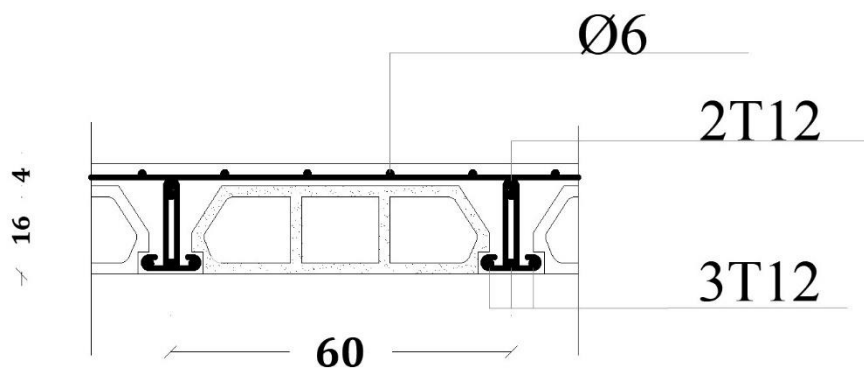


Figure 8. Ferrailage de la poutrelle

2. Balcon

Le bâtiment comporte des balcons réalisés en dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles fonctionnent en console, c'est-à-dire qu'elles sont solidaires et encastrées au niveau du plancher.

2.1 Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,25 \text{ kN/m}^2 = (0,15\text{m} \cdot 25) + 1,5$

15cm : épaisseur du balcon

25 : gamma béton

1.5kn/m² : Revêtement (sable +mortier +carrelage)

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

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1,51 \text{ kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 19 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 16



Figure 17. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau14. Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	- 15,15	19,39
ELS	- 10,65	13,69

2.2 Ferrailage de la dalle du balcon

Le ferrailage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferrailage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 1 \text{ m}, h = 15 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15150}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 17} = 0,049 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 0,063; \beta = 0,97$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{15150}{0,97 \cdot 13,5 \cdot 435} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(2,65; 0,9) \text{ cm}^2 = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

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

Vérification ELS

$$M_u = 15150 \text{ N.m}$$

$$M_s = 10650 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 5,65 \times (13,5 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 84,75y_1 - 1144,125 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 4,01 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4,01)^3 + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 4,01)^2$$

$$I = 9781,96 \text{ m}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10650}{9781,96} \times 4,01$$

$$\sigma_b = 4,36 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10650}{9781,96} (13,5 - 4,01)$$

$$\sigma_s = 154,98 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; \max(250; 110\sqrt{1,6 \times 2,4})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,36 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible: pas de vérification pour σ_s } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19,39 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times 30 = 1,5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

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

3. Calcul de contre poids :

On doit avoir :

$V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} L \times L_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'où :

$$X = \frac{L * L_1 * e_{\text{balcon}}}{l * e_{\text{plancher}}} = \frac{1.30 * 1 * 0.15}{1 * 0.2} = 1m$$

Le ferrailage est :

Armature principale : 5T12 (e=20 cm)

Armature de répartition : 4T8 avec (e=25 cm)

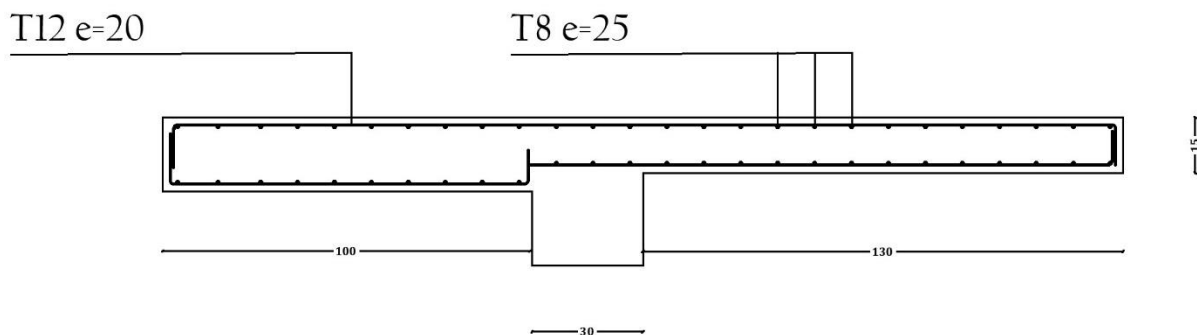


Figure 9. Schéma de ferrailage du balcon

4. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un ouvrage annexe en béton armé qui est mis en place en périphérie des planchers-terrasses pour assurer d'une part la sécurité des usagers lors de l'utilisation des terrasses, en interdisant théoriquement les chutes, et d'autre part, la pérennité de la façade des bâtiments dans le temps, en empêchant tout ruissellement des eaux de pluie sur elle. Il permet aussi d'installer du matériel d'entretien.

Le calcul sera effectué pour une bande linéaire d'un mètre, suivant la méthode de la flexion composée sur la section d'encastrement (Figure 29).

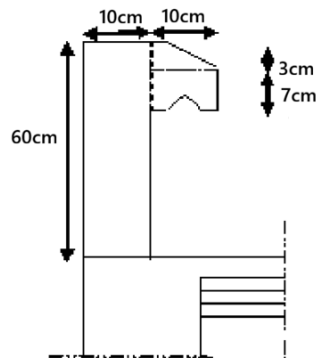


Figure 19. Coupe transversale de l'acrotère

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).

4.1. 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 20.

Tableau 15. Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,0685	0,0685 x 25=1,725	0,015x 1,47 x 18 = 0,4	2,125	1

Selon l'article 6.2.3 du RPA 2024, les éléments non-structuraux doivent être dimensionnés en fonction des forces horizontales, tel que décrit dans la formule ci-dessous :

$$F_p = (A I S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot H_z}{H}\right) \cdot W_p$$

F_p : Force horizontale due au séisme.

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- H_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$F_p = (0,25 \times 1 \times 1,30) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \cdot 0,60}{37,32}\right) \times 1,725 = 0,47 \text{ kN}$$

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 30 et le calcul des éléments de réduction (moments de flexion, effort normal et effort tranchant en ELU et en ELS) dans le Tableau 21.

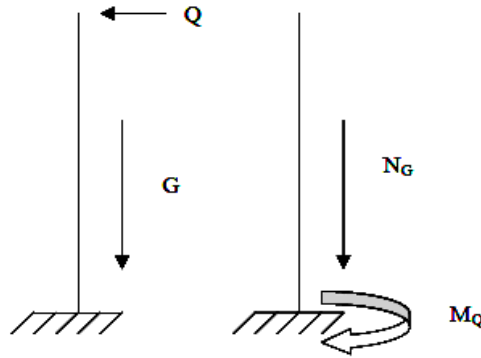


Figure20. Schéma statique de l'acrotère

Tableau 16. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,423	2,87	1,5
ELS	0,282	2,125	1

4.2 Ferrailage de l'acrotère

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

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,423}{2,87} = 0,147 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,508 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{508}{100 \cdot 8^2 \cdot 17} = 0,005 < 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,15 - \frac{28,70}{435} = 0,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 10 = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,6 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures (Figure 31)

$$A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$A_r = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,282 \text{ kN.m}$$

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

$$e = \frac{0,282}{2,125} = 0,133 \text{ m} \text{ donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,13 - 0,1/2 = -0,18 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -975,77 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 11626,27 \text{ cm}^3$$

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 :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = (11626,27)^2 + \frac{4}{27} \times (-975,77)^3 = -2467927,88$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times (11626,27)}{2 \times (-975,77)} \sqrt{\frac{-3}{-975,77}} = -0,991 \Rightarrow \varphi = 172,31^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{975,77}{3}} = 36,07$$

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 19,41 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 16,61 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -36,03 \text{ cm}$$

La solution qui convient est $y_2 = \max(Y_{2,1}; Y_{2,2}; Y_{2,3}) = 19,41 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 19,41 - 16 = 3,41 \text{ cm} \ll h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 3,41 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S = \frac{by_{SER}^2}{2} - 15A_S(d - y_{SER}) = \frac{100 \times 3,41^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 3,41) = 117,02 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SEr}}{S} = \frac{2470}{100 \times 117,02} = 0.211$$

$$\sigma_c = 0,211 \times 3,41 = 0,72 \text{ MPa}$$

$\sigma_c = 0,72 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$ 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 :

$$\bar{T}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 80} = 0,013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

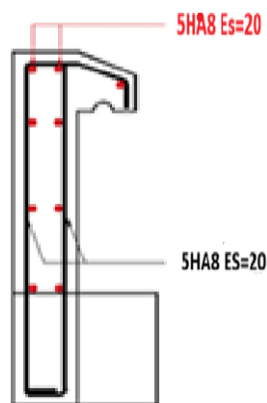


Figure 21. Ferrailage de l'acrotère

5. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marches de circulation entre les différents niveaux d'un édifice. Ils constituent d'ailleurs une seconde issue de secours en cas d'incendie. Ils sont composés d'une dalle inclinée appelée paillasse et de dalles horizontales formant des paliers, le tout étant coulé in situ.

5.1 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.

ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 4,72 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,12 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 5,69 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,43 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{palier}} = 4,72 + 2,5 = 7,22 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 5,69 + 2,5 = 8,19 \text{ kN/m}$$

5.2 Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont de type droit à trois volées. Étant donné que la hauteur d'étage n'est pas la même au rez-de-chaussée et à l'étage courant, les schémas statiques des volées sont différents.

La coupe en plan de la cage d'escalier a fait l'objet de la présentation au chapitre 2 (étape de prédimensionnement : Figure 24). Les schémas statiques des volées sont présentés à la Figure 25.

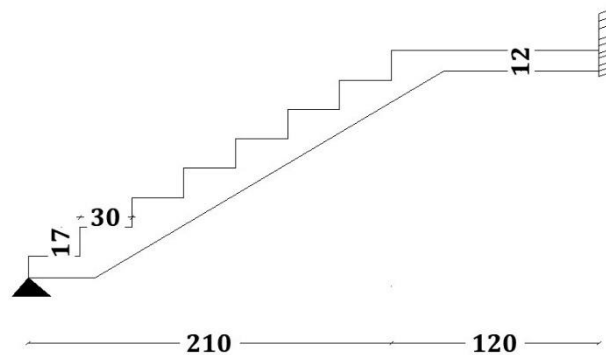


Figure 22. Dimensions De l'escalier De l'étage courant

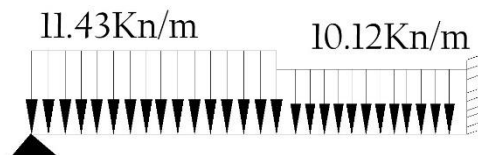
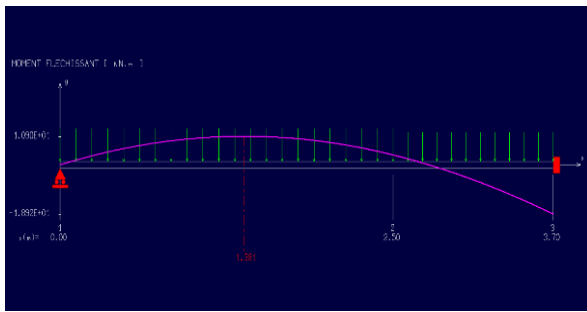


Figure 10. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant

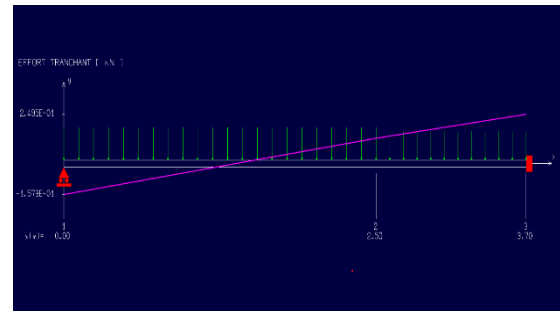
Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastrés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 29 et 30).

Vole 1

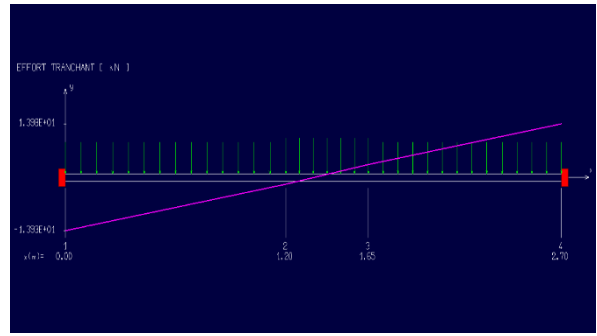
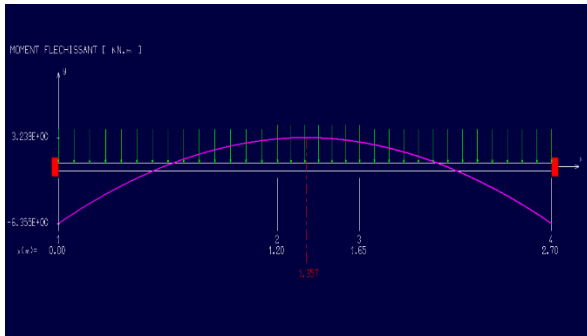
Moment fléchissant



Effort tranchant



Vole 2



Vole 3

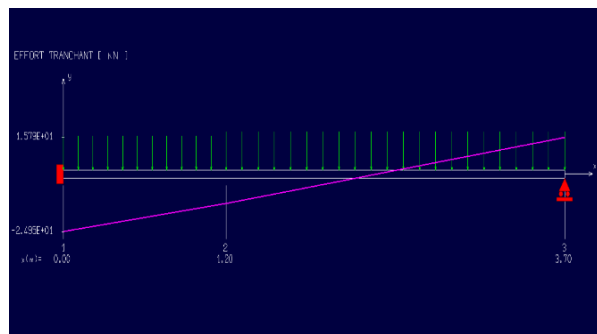
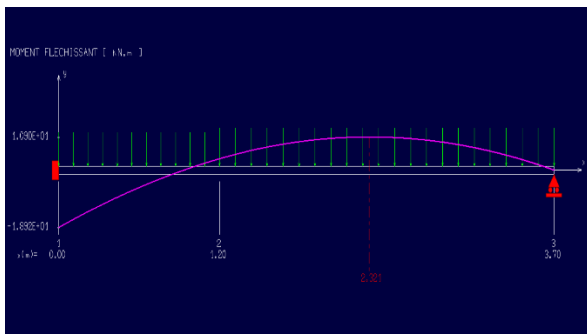
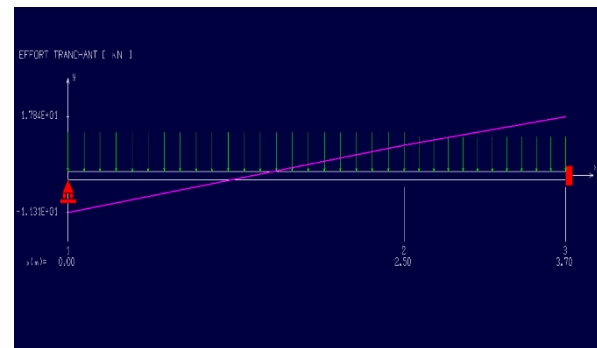
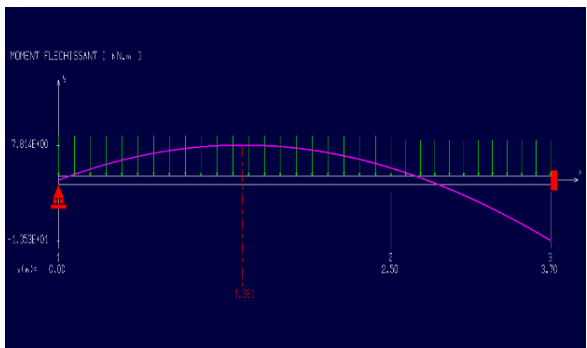
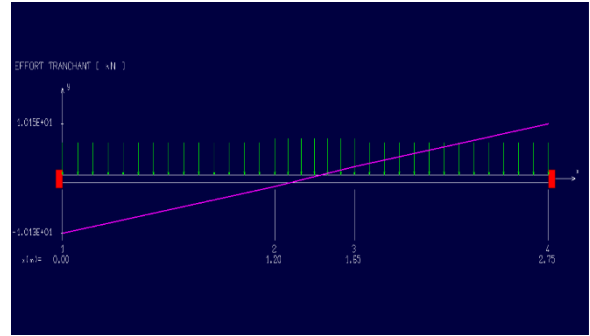
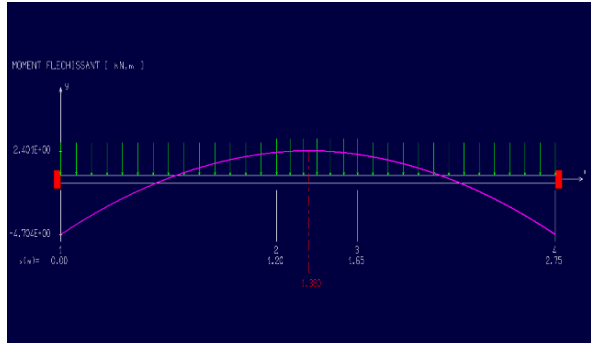


Figure 11. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU

Vole 1



Vole 2



Vole 3

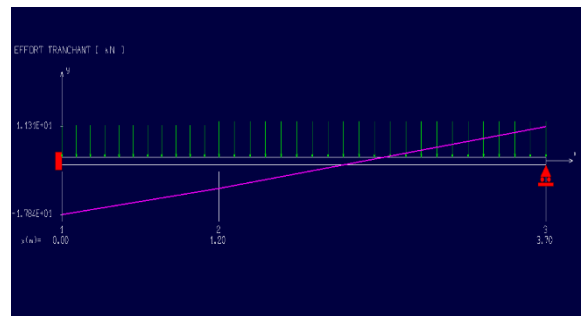
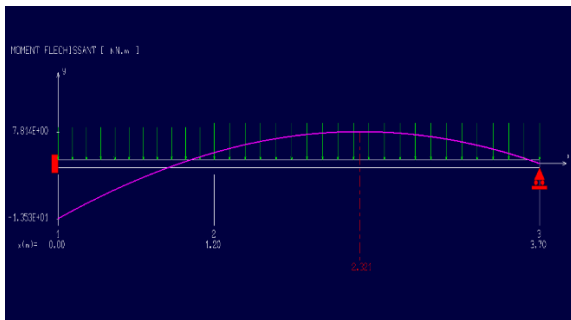


Figure25. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELS

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 23 pour ELU et dans le Tableau 24 pour l'ELS.

Tableau 17. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier du RDC étage courant en ELU

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
RDC	Volée 1	20.05	-18.92	10.90
	Volée 2	13.93	-6.35	3.24
	Volée 3	15.79	-18.92	10.90

Tableau 18. M_{\max} en appui et en travée et T_{\max} de l'escalier du RDC étage courant en ELS

		T_{\max} [kN]	M_{\max} (appui) [kN.m]	M_{\max} (travée) [kN.m]
RDC	Volée 1	17.84	-13.53	7.81
	Volée 2	10.15	-4.7	2.4

	Volée 3	11.37	-13.53	7.81
--	----------------	-------	--------	------

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10900}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 17} = 0,055 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,055}) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,071 = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10900}{0,97 \cdot 10.8 \cdot 435} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 12 = 0,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(2,4; 0,72) \text{ cm}^2 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5 HA10 = 3,93 cm²

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8 = 2,01 cm²

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

Vérification ELS

$$M_u = 10900 \text{ N.m}$$

$$M_s = 7810 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{100}{2} y_1^2 - 15 \times 3,93 \times (10,8 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 58,95y_1 - 636,66 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 3,027 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4,26)^3 + 15 \times 3,93 \times (10,8 - 3,027)^2$$

$$I = 6138,63 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{7810}{6138,63} \times 3,027$$

$$\sigma_b = 3,85 MPa$$

Calcul de la contrainte de traction de l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{7810}{6138,63} (10,8 - 3,027)$$

$$\sigma_s = 148,34 MPa$$

Vérification des contraintes

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 18 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration Préjudiciable; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; \max(250; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4})\right) = \min(333,33; 250) = 250 MPa$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 3,85 < \bar{\sigma}_b = 18 MPa \\ \text{Fissuration peu nuisible; pas de} \\ \text{vérification pour } \sigma_s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS}$$

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

$$\gamma = \frac{10900}{7810} = 1,39$$

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

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

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

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

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

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{30} = 11496,7 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 10900 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{10900 \cdot 4,7^2}{10 \cdot 11496,7 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,015 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f = 0,015 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appui

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18920}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 17} = 0,095 < 0,372 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 0,125; \beta = 0,95$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{18920}{0,95 \cdot 10,8 \cdot 435} = 4,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0006 \cdot b \cdot h = 0,0006 \cdot 100 \cdot 12 = 0,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(4,24; 0,72) \text{ cm}^2 = 4,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

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

Vérification ELS

$$M_u = 18920 \text{ N.m}$$

$$M_s = 13530 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{18920}{13530} = 1,39$$

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

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

Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{13530 \cdot 4,70^2}{10 \cdot 11496,7 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,019 \text{ cm}$$

$$f = 0,019 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 20,05 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{20050}{1000 \cdot 108} = 0,185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 1 et 2 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier du l'étage courant résumés dans le Tableau 25.

Tableau 19. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du l'E. Courant

Niveau du l'E. Courant		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de Répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1et3	En appui	5 HA12 (5,65 cm ²)	4 HA8 (2,01 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
	En travée	5 HA10 (3,93 cm ²)	4 HA8 (2,01 cm ²)		

Les croquis du ferrailage des escaliers schématisés sur la Figures 28.

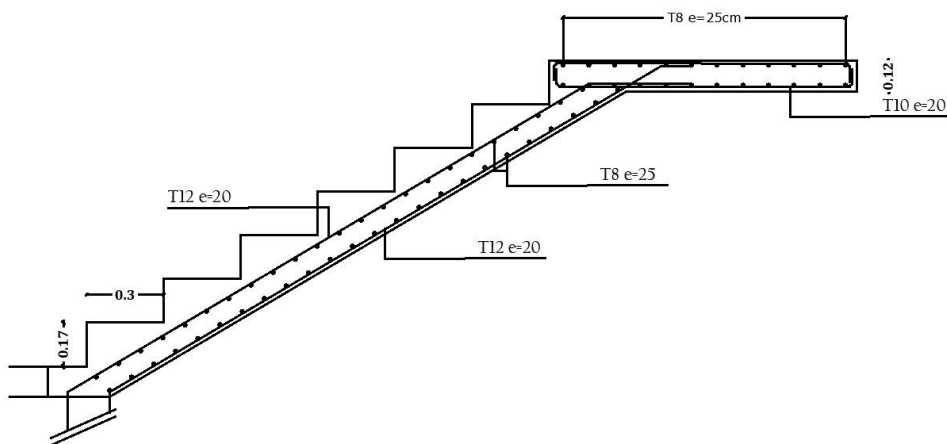


Figure 26. Ferrailage du l'escalier

6. Conclusion

Dans ce chapitre ont été exposés les calculs détaillés des différents éléments secondaires de structure constitutifs de l'immeuble. Cela s'est accompagné d'une étude approfondie avec le ferrailage du plancher à corps creux et de la dalle pleine.

L'analyse et le ferrailage du balcon, de l'acrotère et des trois types d'escaliers qui assurent la circulation verticale ont aussi été développés dans ce chapitre.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Le séisme est un phénomène vibratoire du sol causé par la libération d'une partie de son énergie de déformation emmagasinée dans la croûte terrestre ; par conséquent, et étant donné le danger qu'il représente, et l'impossibilité de le prévoir, la meilleure prévention reste de respecter des prescriptions parasismiques et de concevoir des constructions parasismiques.

La conception de ces constructions repose sur des critères tant techniques que raisonnables au plan économique. Dans l'étude parasismique, on travaille généralement en considérant que les masses sont concentrées au niveau des planchers, que seul le mouvement horizontal des nœuds est considéré, que les planchers sont indéformables horizontaux, c'est-à-dire rigides dans leur plan et que le système peut être modélisé par sa masse et sa raideur.

Selon le RPA 2024, les forces sismiques peuvent être calculées soit à l'aide de la méthode statique équivalente, soit par la méthode d'analyse modale spectrale ou la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de l'étude

L'objectif qui nous intéresse en premier lieu dans l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres pour les vibrations libres non amorties (VLNA). Cette étape doit précéder à la recherche ultérieure des efforts et des déplacements d'amplitude maximale argumentés par un éventuel séisme lors de la conception de la structure elle-même.

Ainsi, l'étude dynamique de la structure proposée en première entrée, est souvent très complexe. Pour y pallier, il est habituel de mettre en œuvre des modèles simplifiés pour modéliser la structure. Ils sont majoritairement le fruit d'une approximation des conditions réelles de fonctionnement, qui produit une structure modélisée suffisamment précise pour être exploitée tout en simplifiant la tâche de l'analyse.

2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysais

Autodesk Robot Structural Analysais est un logiciel développé par la société Autodesk, qui permet de calculer et d'analyser des structures. Grâce à ses fonctions avancées de modélisation, de simulation et d'analyse, il peut être utilisé dans les domaines de la construction de toutes sortes d'ouvrages, bâtiments, ponts, structures industrielles ou en béton armé.

C'est un outil dédié, qui permet aux ingénieurs, aux concepteurs de faire des études de résistance, de stabilité et de dynamique des structures. Il contient aussi des outils de modélisation paramétrique pour faciliter les créations et les modifications de modèles complexes. En plus, le logiciel peut accueillir l'import de modèles CAO, de certains logiciels de conception assistée par ordinateur, comme AutoCAD et Autodesk Revit.

Autodesk Robot Structural Analysais présente un large éventail de possibilités concernant les chargements, y compris les charges statiques, les charges dues au vent, les actions sismiques ainsi que le comportement de la structure par rapport à la température. Différentes analyses peuvent être menées, en linéaire comme en non linéaire, ainsi que les analyses de stabilité afin de rendre compte des réactions des structures dans les divers cas de sollicitation.

Au-delà de cela, le logiciel met à disposition des outils avancés pour la conception et l'optimisation des structures, et des outils de vérification de sections et d'armatures permettent de vérifier les éléments structuraux répondent correctement aux exigences de dimensionnement. Par ailleurs, il génère des rapports détaillés et diagrammes qui aident à la fois à l'interprétation et à la communication des résultats.

Pour résumer, Autodesk Robot Structural Analysis est un bon outil d'analyse structurelle performant qui constitue un appui à l'ingénieur pour modéliser, simuler et observer le comportement des structures afin d'assurer leur sécurité, la fiabilité de leur conception et l'efficacité de leur utilisation.

2.3 Modélisation de la structure

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée de la structure réelle. L'analyse de la réponse dynamique d'une structure, à savoir la détermination de sa période propre et de ses modes de vibration passe par le choix d'un modèle dynamique capable de représenter au mieux le comportement du système réel.

Dans cette étude, le modèle dynamique choisi est celui d'une console verticale encastree à sa base et où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque étage de la structure.

Les poutres et Voiles ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds et six degrés de liberté au nœud. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont assimilés à des diaphragmes rigides dans leur plan, tandis que le sens des poutrelles peut être introduit automatiquement. Les dalles sont modélisées par des éléments de type dalle sans tenir compte des efforts membranaires.

Les étapes majeures de la modélisation sont les suivantes :

- Introduction de la géométrie du modèle en définissant la position des nœuds ainsi que la connectivité entre les différents éléments.
- Définition et affectation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux éléments constituant le modèle.
- Détermination des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et application de ces charges aux nœuds et aux éléments correspondants.
- Définition des conditions aux limites, telles que les appuis et les diaphragmes, afin de représenter les contraintes imposées à la structure.
- Introduction du spectre de réponse en tenant compte des paramètres sismiques et des caractéristiques propres à la structure.
- Lancement de l'analyse et, si nécessaire, ajustement du modèle afin d'améliorer la précision des résultats.
- Visualisation des résultats obtenus à l'écran ou à travers des fichiers de sortie, permettant d'observer les réactions et le comportement global de la structure.
- Interprétation des résultats afin d'évaluer les performances de la structure et d'en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural analysais 2014 est représentée sur la Figure 29.

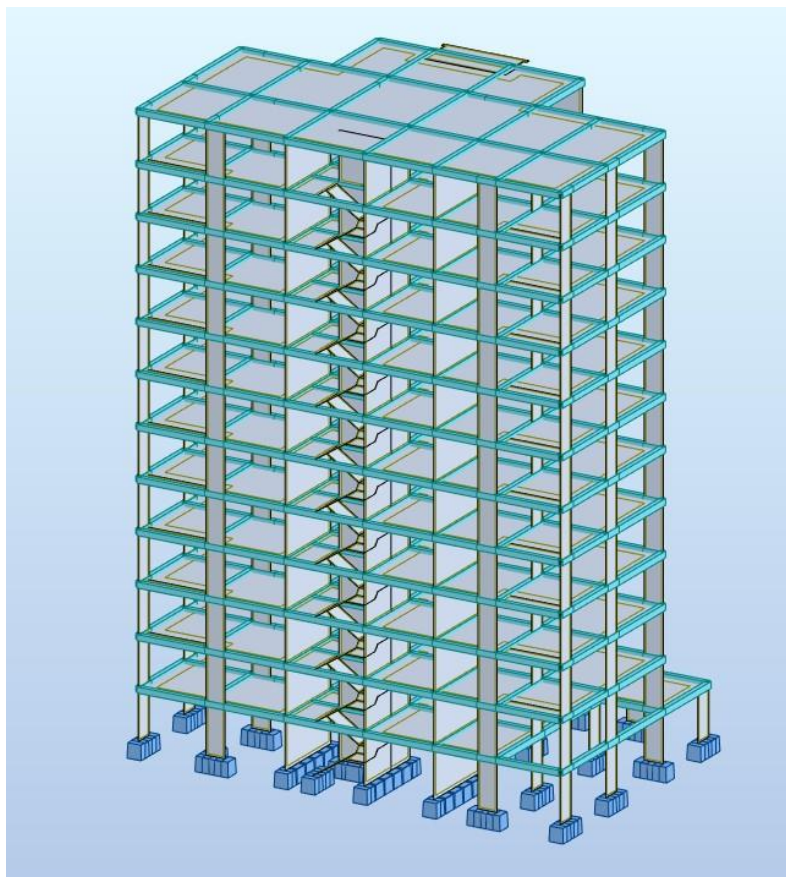


Figure 12. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 30) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

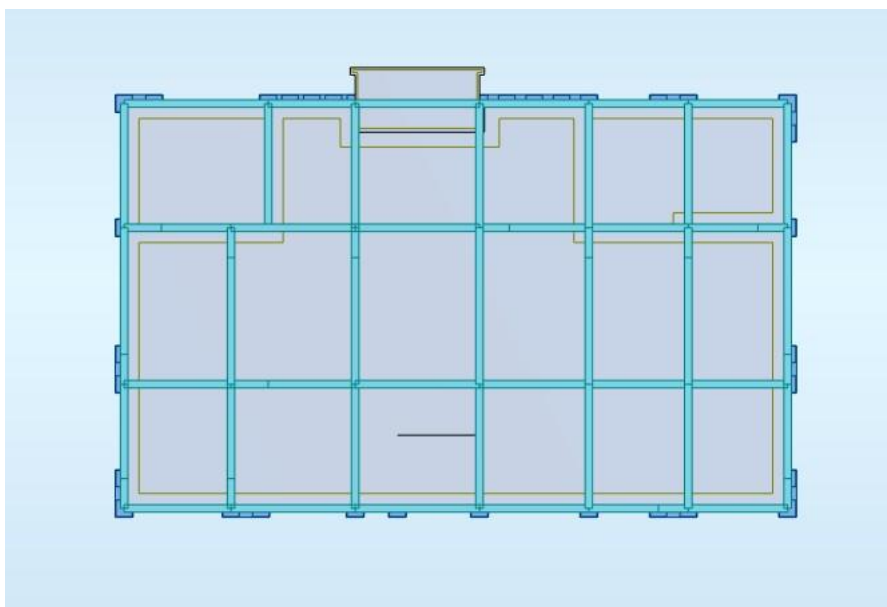


Figure 13. Coupe en plan de la structure

3. Classification de la structure

Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en sept (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 40. Tableau de Classification des zones sismiques

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

Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

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.

Système à contreventement mixte : Equivalent 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, doit être 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)

Donc : **R=4.5** (b) selon (RPA 2024)

Cat Description du système de contreventement	Valeur de R
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 (b)

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 :

Tableau 21. Valeurs des pénalités P_q

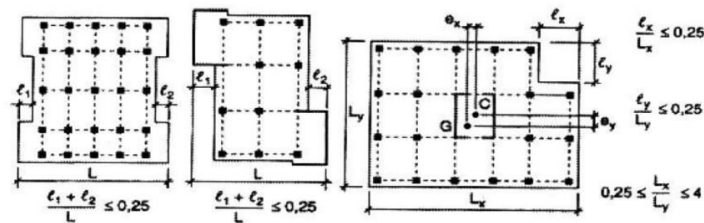
Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan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

Le Tableau 23 résume les valeurs des pénalités.

1-Régularité en plan

On là le 2eme

cas :

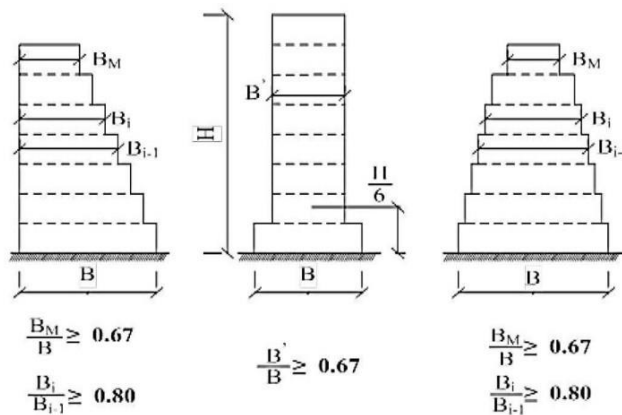


$$\frac{l1 + l2}{L} = \frac{800 + 580}{2670} = 0.51 \geq 0.25$$

Condition non vérifie

2-Régularité en élévation

On là le 2eme cas :



$$\frac{B'}{B} = \frac{11.30}{16.30} = 0.69 \geq 0.67$$

Condition vérifiée

3. Redondance en plan

Nous avons des voiles en dans deux sens, sens X et sens Y.

Condition vérifiée

Catégorie	Critère (q)	P _q
b	1. Régularité en plan	0.05
	2. Régularité en élévation	0
	3. Redondance en plan	0

$$QF = 1+0.5+0+0=1.05$$

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 s'agit de déterminer, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées à travers un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3 selon le RPA 2024). Ces effets sont ensuite combinés afin d'obtenir la réponse globale de la structure face à l'action sismique.

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.

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

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: 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/s^2 .

QF : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, n'est pas pris en compte, car la valeur du produit ($A_v.I.g = 0,225$) est inférieure à ($0.25g$).

La force sismique totale

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

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

Avec :

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

λ : Coefficient de correction.

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 :

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

hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=33.66 \text{ m}$

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

$$\mathbf{T = 0.75 \text{ s}}$$

7.1.1 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 24 montre la vérification de la période.

Tableau 22. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	T _{xmod} [s]	Condition du RPA
0,75	0,98	0.98	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 0.98s$

Les périodes T2 et T3 sont données par le tableau 25 ci-dessous.

Tableau 23. Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique

Spectre type 1	S	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T ₃ (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>				
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 :

T₂ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T₁ = 0,6 s** (Site S₃).

T₃ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **T₂ = 2 s** (Site S₃).

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

Donc : **Sad/g** = A.I.S. $\left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$ car : $T_2 \leq T \leq T_3$

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

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

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

7.1.2 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 2023 le poids total de la structure est : **W= 48744.11KN**

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

Tableau 24 Les valeurs du Coefficient d'accompagnement

Cas	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	-Entrepôts, hangars	0.50
4	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	-Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

7.2 Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 27 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteint.

Tableau 25. 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]
5/ 1	0.87	1.15	61.16	0.19	0.0	61.16	0.19	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 2	0.88	1.14	61.55	52.59	0.0	0.39	52.40	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 3	0.97	1.03	66.75	64.56	0.0	5.20	11.97	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 4	3.26	0.31	76.10	64.61	0.0	9.35	0.05	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 5	3.87	0.26	80.37	70.96	0.0	4.27	6.35	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 6	4.22	0.24	82.33	82.01	0.0	1.95	11.05	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 7	7.18	0.14	86.02	82.03	0.0	3.69	0.02	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 8	9.35	0.11	88.33	84.05	0.0	2.31	2.02	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 9	10.23	0.10	89.08	89.15	0.0	0.75	5.11	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 10	12.22	0.08	91.13	89.16	0.0	2.05	0.01	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 11	16.45	0.06	92.50	90.55	0.0	1.38	1.39	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 12	16.93	0.06	92.50	90.55	0.0	0.00	0.00	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 13	17.87	0.06	94.21	92.24	0.0	1.71	1.70	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 14	18.06	0.06	94.34	93.23	0.0	0.13	0.98	0.0	4968828.75	4968828.75
5/ 15	20.08	0.05	94.34	93.23	0.0	0.00	0.00	0.0	4968828.75	4968828.75

Ce tableau se trouve dans le tableau de mode propre du robot

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

Directions xx : 10ème mode : Masse cumulée = 91.13% => Condition vérifiée

Directions yy : 11ème mode : Masse cumulée = 90.55% => Condition vérifiée

7.3 Vérification d'effort tranchant a la base

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

7.3.1 Calcul de force sismique à la base par la méthode statique équivalente

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

Tableau 26. Récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

λ	0.85
To (s)	0.98
Sad/g	0.116
W (KN)	48294.15
VX (KN)	4761.80
VY (KN)	4761.80

On a :

$$V_x \text{ dynamique} = 3525.64 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 3580.79 \text{ KN}$$

$V_{xdyn} = 3809.56 \text{ KN} > 80\% \text{ VMSEX} = 3809.44 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée (après majoration de 1.08)

$V_{ydn} = 3810.75 \text{ KN} > 80\% \text{ VMSEY} = 3809.44 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition vérifiée (après majoration de 1.06)

8 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

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

- G : charges permanentes

- Q : charges d'exploitation, non pondérées

- Ψ : Coefficient d'accompagnement

et :

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

8.1 Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être vérifiée pour l'ensemble des éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que pour les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

Où :

- **S_d** : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.
- **R_d** : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

8.2 Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences relatives à la ductilité minimale sont réputées satisfaites lorsque sont respectées l'ensemble des dispositions constructives relatives aux matériaux et aux éléments structuraux, telles que mentionnées dans les chapitres de ce document technique réglementaire.

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

La condition de vérification de la stabilité générale de l'ouvrage, soumis aux effets de renversement et/ou de glissement vis-à-vis des sollicitations par les différentes combinaisons d'actions, est : Tout bâtiment doit être vérifié pour sa stabilité au renversement au niveau de ses fondations. Le moment de renversement au niveau des fondations est défini comme étant la somme des forces latérales appliquées à chaque niveau multiplié par la hauteur à laquelle ces forces agissent, mesurée à partir du niveau des fondations. Le coefficient de sécurité au renversement sera au minimum égal à 1,3.

Le moment stabilisateur est précisé sur la base des charges verticales prises en compte dans le calcul de la force sismique horizontale. En ce sens, peuvent alors être intégrées aussi bien les charges verticales que le poids de la fondation et du sol sus-jacent. Il faut définir par rapport au bord extrême de la base de la fondation. Concernant la vérification de stabilité au glissement, s'il y a lieu, le coefficient de sécurité minimal à prendre en compte est égal à 1,25.

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

Tableau 27. Vérification au renversement direction x

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3809,56	3.06	48865.9	12.70	132.5898	620597.21
2	3738,71	6.12			711.5724	
3	3616,4	9.18			1693.0674	
4	3452,35	12.24			2695.248	
5	3250,17	15.3			3630.384	
6	3016,13	18.36			4744.4076	
7	2762,42	21.42			6162.1056	
8	2484,21	24.48			7811.568	
9	2171,55	27.54			10017.95	
10	1808,54	30.6			13775.508	
11	1359,69	33.66			19945.233	
12	774,55	36.72			28704.391	
SOMME					100024	OK

Tableau 28. Vérification au renversement direction y

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	3856.31	3.06	48865.9	12.57	142.6266	614244.64
2	3809.7	6.12			746.2116	
3	3687.77	9.18			1750.9014	
4	3497.04	12.24			2742.2496	
5	3273	15.3			3629.466	
6	3035.78	18.36			4682.718	
7	2780.73	21.42			6041.511	
8	2498.68	24.48			7627.4784	
9	2187.1	27.54			9790.1946	
10	1831.61	30.6			13601.7	
11	1387.11	33.66			19997.743	
12	793	36.72			29118.96	
SOMME					99871.76	OK

8.4 Vésication de la rigidité des planchers

Tableau 29 Vérification de la rigidité des planchers

Etage	SOUPLE		RIGIDE		Pourcentage sens x	Pourcentage sens y	Vérification sens x	Vérification sens y
	UX [cm]	UY [cm]	UX [cm]	UY [cm]				
1	0,106	0,066	0,105	0,084	0,001	-0,018	RIGIDE	RIGIDE
2	0,381	0,278	0,36	0,291	0,021	-0,013	RIGIDE	RIGIDE
3	0,744	0,515	0,716	0,594	0,028	-0,079	RIGIDE	RIGIDE
4	1,184	0,841	1,143	0,97	0,041	-0,129	RIGIDE	RIGIDE
5	1,665	1,212	1,615	1,398	0,05	-0,186	RIGIDE	RIGIDE
6	2,167	1,613	2,111	1,862	0,056	-0,249	RIGIDE	RIGIDE
7	2,675	2,033	2,615	2,348	0,06	-0,315	RIGIDE	RIGIDE
8	3,177	2,461	3,114	2,843	0,063	-0,382	RIGIDE	RIGIDE
9	3,665	2,89	3,6	3,34	0,065	-0,45	RIGIDE	RIGIDE
10	4,131	3,313	4,067	3,83	0,064	-0,517	RIGIDE	RIGIDE
11	4,568	3,726	4,516	4,312	0,052	-0,586	RIGIDE	RIGIDE
12	4,99	4,192	4,967	4,793	0,023	-0,601	RIGIDE	RIGIDE

8.5 Justification de la stabilité des planchers

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

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

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

δ_{ek} : Le déplacement élastique (cette valeur dans le tableau de étage, déplacement dans robot)

Tableau 30. Vérification des déformations

Niveaux	h (mm)	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	δ_{kx} (mm)	δ_{ky} (mm)	Δ_{kx} (mm)	Δ_{ky} (mm)	0,01h (mm)	OBS $\Delta_{kx} < 0,01h$	OBS $\Delta_{ky} < 0,01h$
10 ^{ème} étage	3060	46	45	207	202.5	18	18	30,6	Vérifiée	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3060	42	41	189	184.5	18	22.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3060	38	36	171	162	22.5	22.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	33	31	148.5	139.5	18	18	30,6	Vérifiée	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	29	27	130.5	121.5	22.5	22.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	24	22	108	99	18	18	30,6	Vérifiée	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	20	18	90	81	22.5	22.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	15	13	67.5	58.5	18	18	30,6	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	11	9	49.5	40.5	18	13.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er} étage	3060	7	6	31.5	27	18	13.5	30,6	Vérifiée	Vérifiée
RDC	3060	3	3	13.5	13.5	18	9	30,6	Vérifiée	Vérifiée
Sous-sol	3060	1	1	4.5	4.5	9	9	30,6	Vérifiée	Vérifiée

8.6 Vérification de l'effet P-Δ

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

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

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

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

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

(Cette valeur existe dans le tableau d'étage"valeur")

VK : effort tranchant d'étage au niveau 'K'. (Cette valeur existe dans le tableau d'étage"efforts réduits")

ΔK : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'. (Cette valeur existe dans le tableau d'étage"déplacements")

hK : hauteur de l'étage 'K'.

Les tableaux 29 dans le sens xx et 30 dans le sens yy confirment que les effets P-D peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau31. Vérification de l'effet P-Δ sens XX

Niveaux	h (mm)	P (kN)	VX (kN)	ΔX (mm)	ΘX	OBS
10 ^{ème} étage	3060	-48294,15	32244,28	0,428	$0.002 \leq 0,10$	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3060	-43096,97	28434,72	1,284	$0.006 \leq 0,10$	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3060	-39183,66	24696,01	1,712	$0.008 \leq 0,10$	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	-35267,93	21079,61	1,712	$0.009 \leq 0,10$	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	-31352,2	17627,26	2,14	$0.012 \leq 0,10$	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	-27436,46	14377,09	2,14	$0.013 \leq 0,10$	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	-23520,73	11360,96	2,14	$0.014 \leq 0,10$	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	-19605	8598,54	2,14	$0.015 \leq 0,10$	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	-15689,27	6114,33	2,14	$0.018 \leq 0,10$	Vérifiée
1 ^{er} étage	3060	-11773,54	3942,78	2,14	$0.02 \leq 0,10$	Vérifiée
RDC	3060	-7857,81	2134,24	1,712	$0.021 \leq 0,10$	Vérifiée
Sous-sol	3060	-3941,82	774,55	2,14	$0.035 \leq 0,10$	Vérifiée

Tableau 32 Vérification de l'effet P-Δ sens YY

Niveaux	h (mm)	P (kN)	VY (kN)	ΔY (mm)	ΘY	OBS
10 ^{ème} étage	3060	-48294,15	3810,75	0,428	$0.017 \leq 0,10$	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3060	-43096,97	3734,2	0,856	$0.032 \leq 0,10$	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3060	-39183,66	3595,66	1,284	$0.045 \leq 0,10$	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3060	-35267,93	3408,64	1,712	$0.057 \leq 0,10$	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3060	-31352,2	3194,8	1,712	$0.054 \leq 0,10$	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3060	-27436,46	2957,41	2,14	$0.064 \leq 0,10$	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3060	-23520,73	2709,51	2,14	$0.060 \leq 0,10$	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3060	-19605	2455,52	2,14	$0.055 \leq 0,10$	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3060	-15689,27	2174,64	2,14	$0.050 \leq 0,10$	Vérifiée
1 ^{er} étage	3060	-11773,54	1844,89	2,14	$0.044 \leq 0,10$	Vérifiée
RDC	3060	-7857,81	1431,05	2,14	$0.038 \leq 0,10$	Vérifiée
Sous-sol	3060	-3941,82	848,73	2,14	$0.032 \leq 0,10$	Vérifiée

9 Conclusion

La réalisation de l'étude dynamique a permis d'évaluer la résistance de la structure au risque sismique et de réaliser plusieurs vérifications de manière à assurer une conception capable de résister à ce type de phénomène et d'assurer ainsi un bon comportement parasismique. Celle-ci est obtenue grâce à la bonne disposition des voiles de contreventement assurant la stabilité du bâtiment dans le respect de toutes les prescriptions et règles définies par le RPA 2024. Les résultats obtenus montrent que le bâtiment étudié répond à toutes les exigences réglementaires prescrites par ce règlement.

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1.Introduction

La structure est un système de poutre, voile de refend, assemblés entre eux de manière rigide, et capable de reprendre toutes les forces, verticales et horizontales, pour les transmettre à la fondation qui les transmet au sol. Afin de dimensionner ces éléments, le logiciel d'analyse des structures, Robot Structural Analysis Professionnel 2023, a été utilisé pour déterminer les efforts internes à chaque section d'élément de la structure pour toutes les combinaisons de calcul (. Le dimensionnement des sections sera effectué selon les règles de calcul du béton armé BAEL 91 et le RPA 2024.

2.Etude des voiles

Les voiles de contreventement sont calculés en flexion composée avec effort tranchant tout en tenant compte les exigences du RPA2024 et du DTR BC.2.42 « règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché »

2.1 Dimensionnement des voiles

$$1 \quad l_w \geq \max\left(\frac{h_c}{3} ; 4b_w ; 1 \text{ m} \right) \quad (7.9)$$

où: l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$2 \quad b_w \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{h_c}{20}) \quad (7.10)$$

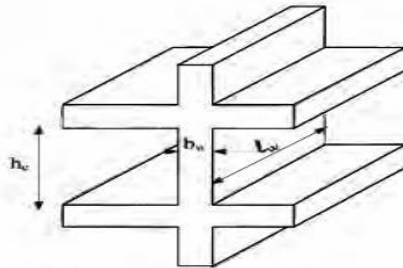


Figure 7.7 : Coupe de voile en élévation

Tableau 33. Les dimensions des voiles

VOILE	LONGUEUR	EPAISSEUR
V1 (0,30x1,20)	1,20 m	30 cm
V2 (0,30x1,50)	1,50 m	30 cm
V3(0,30x3,30)	3,30 m	30 cm
V4(0,30x3,50)	3,50 m	30 cm
V5 (0,30x4,40)	4,40 m	30 cm
V6 (0,30x5,00)	5,00 m	30 cm

2.2 Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40$$

7.7.2 Vérifications spécifiques

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}) \leq 0.40 \quad (7.11)$$

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires. Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.

V : l'effort normal réduit à des cas accidentels.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du voile en (mm²)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau 34. Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles

VOILE	Nd (KN)	Bc (m ²)	V	v < 0.40
V (0,30x1,5)	2574.32	0.45	0.2	OK
V1 (0,30x1,20)	3084.30	0.36	0.29	OK
V3(0,30x3,30)	9187.95	0.99	0.31	OK
V4(0,30x3,50)	4230.18	1.05	0.13	OK
V5 (0,30x4,40)	4938.81	1.32	0.12	OK
V6 (0,30x5,00)	14769,98	1,5	0,32	OK

Sollicitations de calcul et vérification des contraintes à l'ELS

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (Voiles) :

Convention de signe :

- Effort normal négatif de compression
- Effort normal positif de traction

Tableau 35. Les contraintes de compression sens X

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	29,61	100,52	295,33	0,68	0,40	0,34	36,42	66,25
Panneau	934	1865	929	929	933	929	944	1009
Coupe	5059-5200	5782-5781	500-546	482-528	541-540	500-546	470-516	5437-557
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)
MIN	-2995,21	-395,10	-478,47	-9,04	-8,64	-0,55	-81,03	-57,60
Panneau	5	929	929	6	5	929	1771	941
Coupe	3121-3122	482-528	482-528	18-36	3121-3122	482-528	3381-2929	514-511
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)

Vérification de la Contrainte de compression

$$\sigma_{Max} = 8,64MPa < 0,6f_{c28} = 18MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillement en Situation accidentelle :

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensemble des voiles de contreventement sous combinaisons accidentelles

Tableau 36. Les contraintes de cisaillement

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]
MAX	1154,40	618,79	959,09	8,10	10,06	1,50
Panneau	13	3	1771	1007	3	1009
Coupe	3178-34	5256-5254	3381-2929	5371-5372	3210-5256	5379-5380
Cas	21 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
MIN	-3084,30	-840,94	-1003,96	-15,09	-15,00	-1,60
Panneau	6	1771	695	1126	3	1009
Coupe	3130-3129	3381-2929	331-377	4227-4226	3210-5256	5379-5380
Cas	25 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)	23 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)	22 (C) (CQC)	26 (C) (CQC)

$$\sigma_{Max} = 1.6MPa \Rightarrow 1,40\sigma_{Max} = 2.24 < 0,2f_{c28} = 6,00MPa \text{ Condition vérifiée}$$

2.3 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 RPA2024 sont citées ci-dessous. ELU : 1,35G + 1,5Q
 ELS : G + Q
 ELA : { G + ψQ ± E1 G+ψ Q ± E2 } avec : { G + ψ Q ± E2 G+ψ Q ± E2 }
 Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural Analysis Professionnal 2024 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 4 types (Figure 35) et les sollicitations maximales sont consignées

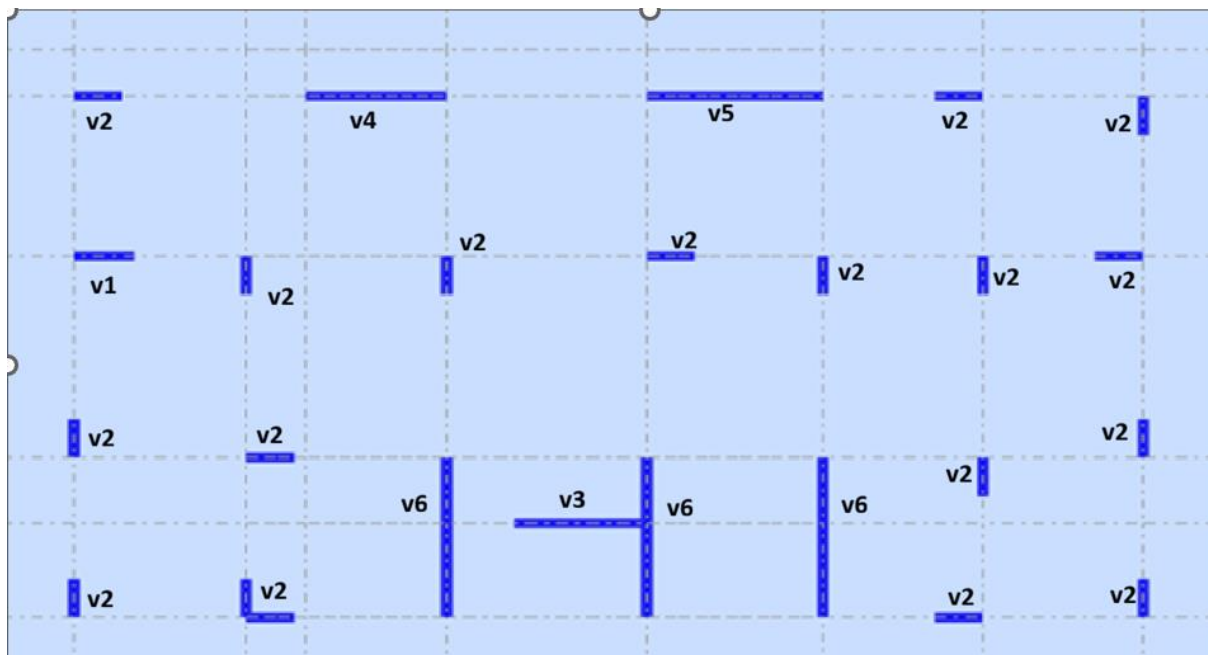


Figure 29. La disposition des voiles.

Tableau 37. List des tableaux de Ferrailage des voiles

voile 4,4	AS	LC	LT	choix zone nodale	choix zone courante
bass - 2eme etage	71,18	0,7	1,91	2x10T16 esp 10 cm	2x8T16 esp 15 cm
2eme - 6eme etage	61,9	0,7	1,97	2x10T16 esp 10 cm	2x8T14 esp 15 cm
6eme-10eme etage	36,89	0,7	2	2x(1T14 7T12) esp 10 cm	2x8T12 esp 15 cm

Voile 3,3	AS	LC	LT	choix zone nodale	choix zone courante
Bass - 2eme étage	86,33	0,75	1,78	2x14T16 esp 7,5 cm	2x8T16 esp 15 cm
2eme - 6eme étage	43,32	0,525	1,4	2x9T16 esp 7,5m	2x6T14 esp 15 cm
6eme-10eme étage	29,75	0,525	1,56	2x9T12 esp 7,5 cm	2x6T12 esp 15 cm

Voile 3,5	AS	LC	LT	choix zone nodale	choix zone courante
Bass - 2eme étage	39,44	0,6	1,41	2x7T14 esp 10 cm	2x5T14 esp 15 cm
2eme - 6eme étage	35,6	0,6	1,48	2x7T14 esp 10 cm	2x5T14 esp 15 cm
6eme-10eme etage	21,75	0,6	1,51	2x5T12 esp 20 cm	2x5T12 esp 15 cm

Voile 5	AS	LC	LT	choix zone nodale	choix zone courante
Bass - 2eme étage	87,75	0,8	2,39	2x12T16 esp 10 cm	2x10T16 esp 15 cm
2eme - 6eme étage	66,6	0,8	2,32	2x12T14 esp 10 cm	2x10T14 esp 15 cm
6eme-10eme étage	32,1	0,8	2,13	2x6T12 esp 20 cm	2x10T12 esp 15 cm

Voile 1,5

En calcul A min de RPA2024

$$A_{min} = 0.5 * LC * B$$

$$= 0.5 * 0.45 * 0.3 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Et pour choix

$$2 \text{ X5T12 esp} = 15 \text{ cm}$$

Voile 1.2

$$L_c = 0.5 \text{ m}$$

$$L_t = 0.69 \text{ m}$$

$$A_s = 13.3 \text{ cm}^2$$

Choix : 2x5T12 esp=20cm

2.4 Exemple de calcul de ferrailage d'un voile (30x440)

Tableau 38. List des tableaux des sollicitations de voile 4,4m

V 1/ 4,4 bas					
			N	M	H
1	ELU	ELU	5406,2	-352,1	109
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	4538,47	13489,18	1157,72
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	4395,18	7106,77	632,93
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	4171,01	11374,23	997,56
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	3170,33	56,93	99,03
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	2904,22	-11796,13	-875,6
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	3904,9	-478,82	22,93
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	2536,76	-13911,08	-1035,77
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	2680,05	-7528,67	-510,97

v 924/ 4,4 sommet					
			N	M	H
1	ELU	ELU	488,32	9,7	115,98
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	423,57	-937,55	-293,73
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	403	-484,32	-115,7
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	392,66	-804,93	-242,19
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	299,96	-42,26	56,11
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	261,76	799,45	386,75
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	354,46	36,78	88,44
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	230,85	932,07	438,29
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	251,42	478,84	260,26

v 343/ 4,4 sommet nive 12,24					
			N	M	H
1	ELU	ELU	3600,85	-78,2	90,69
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	3172,62	4664,9	833,61
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	3042,63	2496,26	479,33
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	2891,52	3918,28	705,9
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	2105,63	7,53	53,61
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	1864,23	-4019,94	-604,35
	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	2650,12	-109,19	47,94
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	1583,13	11281,3459	-732,06
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	1713,12	-2597,92	-377,78

v 675/ 4,4 sommet niv 24,48					
			N	M	H
1	ELU	ELU	1818,3	50,23	95,89
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1586,38	-1790,77	455,55
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	1528,51	-1070,31	279,46
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	1448,28	-1427,58	386,3
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	1068,18	140,32	48,63
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	960,7	1478,31	-278,39
	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1340,81	-89,59	59,28
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	822,6	6561,70595	-347,64
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	880,47	1121,04	-171,55

v 675/ 4,4 sommet nive 24,48					
			N	M	H
1	ELU	ELU	1818,3	50,23	95,89
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1586,38	-1790,77	455,55
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	1528,51	-1070,31	279,46
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	1448,28	-1427,58	386,3
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	1068,18	140,32	48,63
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	960,7	1478,31	-278,39
	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1340,81	-89,59	59,28
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	822,6	6561,70595	-347,64
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	880,47	1121,04	-171,55

2.4.1 Calcul de la hauteur critique Hcr

Hcr=5,42m

2.4.2 Calcul des armatures verticales

Pour le calcul de ferrailage, on procède à la détermination des contraintes, puis au calcul de la longueur de la zone tendue. Ensuite, on détermine la contrainte moyenne ainsi que la contrainte dans la zone d'about. Après cela, on détermine la valeur de l'effort normal moyen de traction sollicitant la zone d'about afin de calculer les armateurs verticaux correspondantes. Enfin, on détermine la contrainte moyenne dans la zone courante, puis la valeur de l'effort normal moyen de traction sollicitant cette zone, ce qui permet de calculer les armatures verticales dans la zone courant.

En fait, la majoration pour le calcul des armatures des voiles

Nombre d'étages	12
he (m)	2,71
lw (m)	4,40
hw (m)	33,66
Moment à la base	-13911,08
Moment au sommet	932,07
h _{critique} (m)	5,42

Hi [m]	0,00
Mi [KN,m]	13911,08

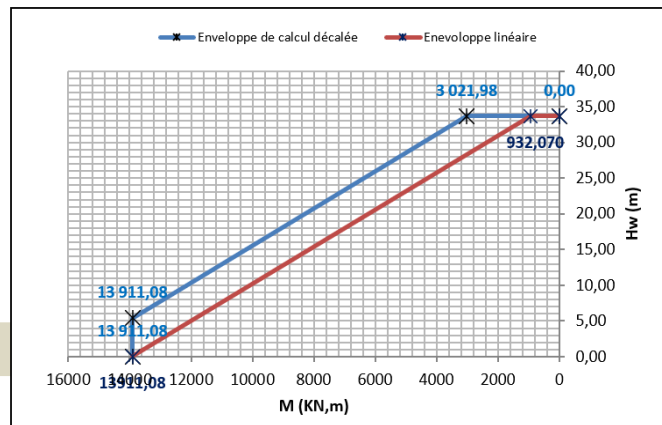


Figure 30. Schéma de majoration de voile 0.30x4.4 base-2 ème étage

Nombre d'étages	12
he (m)	2,71
lw (m)	4,40
hw (m)	33,66
Moment à la base	-13911,08
Moment au sommet	932,07
h _{critique} (m)	5,42

Hi [m]	12,24
Mi [KN,m]	11281,35

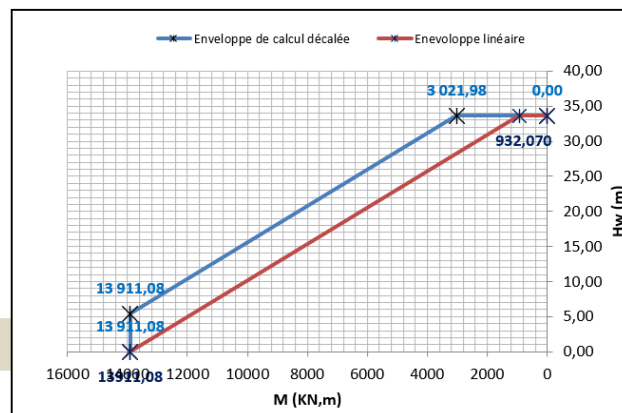


Figure 31. Schéma de majoration de voile 0.30x4.4 2 ème étage-6 ème étage

Nombre d'étages	12
he (m)	2,71
lw (m)	4,40
hw (m)	33,66
Moment à la base	-13911,08
Moment au sommet	932,07
h _{critique} (m)	5,42

Hi [m]	24,48
Mi [KN,m]	6561,71

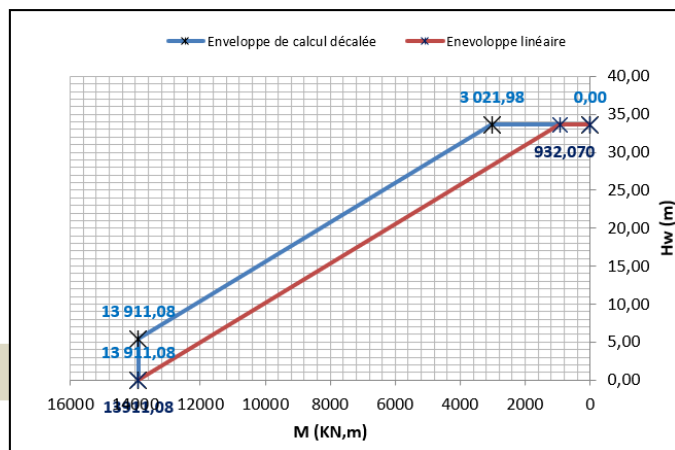


Figure 32. Schéma de majoration de voile 0.30x4.4 6^{ème} étage-10^{ème} étage

Tableau 39. Choix des armatures

σ_{bna}	a	L	S	I	V	Fe			
30	0,3	4,4	1,32	2,1296	2,2	500			

NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As Tendue Gauche	As Tendue Droite
ELU	ELU	5406,2	-352,1	109	4,46	3,73	0,00	0,00	0,00
G+Q+VX	ACC	4538,47	13489,18	1157,72	-10,50	17,37	1,66	52,19	0,00
G+Q-VX	ACC	4395,18	7106,77	632,93	-4,01	10,67	1,20	14,47	0,00
G+Q+VY	ACC	4171,01	11374,23	997,56	-8,59	14,91	1,61	41,45	0,00
G+Q-VY	ACC	3170,33	56,93	99,03	2,34	2,46	0,00	0,00	0,00
0.8G+VX	ACC	2904,22	-11796,13	-875,6	14,39	-9,99	1,80	0,00	54,01
0.8G-VX	ACC	3904,9	-478,82	22,93	3,45	2,46	0,00	0,00	0,00
0.8G+VY	ACC	2536,76	-13911,08	-1035,77	16,29	-12,45	1,91	0,00	71,18
0.8G-VY	ACC	2680,05	-7528,67	-510,97	9,81	-5,75	1,63	0,00	28,03

2.4.3 Calcul la longueur confinée (l_c)

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \quad \dots \dots \dots (7.24)$$

l_w : Longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0.15 * 4,4; 1.5 * 0.3) \text{ ok opte pour}$$

$$l_c \geq 0.66 \text{ m ok opte pour } l_c = 0.7 \text{ m}$$

Tableau 40. Ferrailage de voile 4.4m

Voile 4,4	AS	LC	LT	Choix zone nodale	choix zone courante
bass - 2eme etage	71,18	0,7	1,91	2x10T16 esp 10 cm	2x8T16 esp 15 cm
2eme - 6eme etage	61,9	0,7	1,97	2x10T16 esp 10 cm	2x8T14 esp 15 cm
6eme-10eme etage	36,89	0,7	2	2x(1T14 7T12) esp 10 cm	2x8T12 esp 15 cm

2.4.4 Calcul des armatures transversales des armatures confine

On prend le cas le plus défavorable :

$$S_t < \min (b_0/3, 12.5\text{cm}, 6.\phi l) \Rightarrow St \leq (10; 12,5 ; 9,6)$$

$$St \leq 9,6 \text{ cm} = 9,00 \text{ cm}$$

$$At > \frac{0,09.90.300.30}{500} = 146 \text{ mm}^2 = 146 \text{ cm}^2$$

$$At > 0,3.90.300. \left(\frac{1,91}{0,7} - 1 \right). \left(\frac{30}{500} \right) = 560 \text{ mm}^2 = 5,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2x4HA10

2.4.5 Calcul des armatures transversales de l'âme :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e} \quad (7.29)$$

avec:

- \bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_u$
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Alors : $1,4 \times V = 1,4 \times 1157,72 = 1620,72 \text{KN}$

$$Ah > \frac{1620,72 \times 10^3 \times 15}{370 \times 500} \Rightarrow Ah > 1,31 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2x T10 Esp=15cm

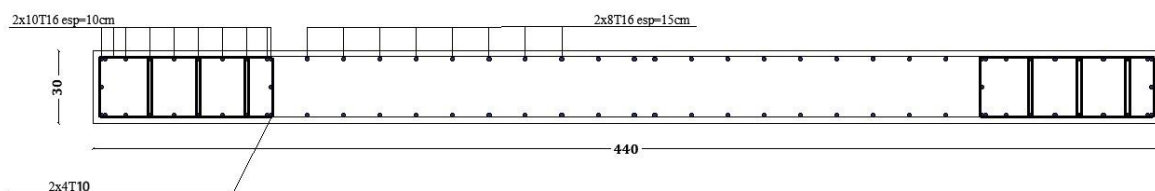


Figure 33. Schéma de ferrailage de voile 4.4m

2.5 Etude des voiles périphériques

Le voile périphérique est calculé sous la sollicitation des charges gravitaire et poussée des terres, la poussée des terres sur le voile périphérique est introduite en définissant les caractéristiques mécaniques du sol

On a adopté une épaisseur de 20cm pour notre voile

Application de la poussée des terres sur le voile périphérique

2.5.1 Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf) :

Poids volumique : 17KN/m^3

Angle de frottement interne : 30°

La force de poussée : $F = K_0\gamma H$

$K_0 =$ Coefficient de poussée au repos = $1 - \text{Sin}\varphi = 0.5$

$H = 3.06\text{m}$

F = 26.01KN/m²

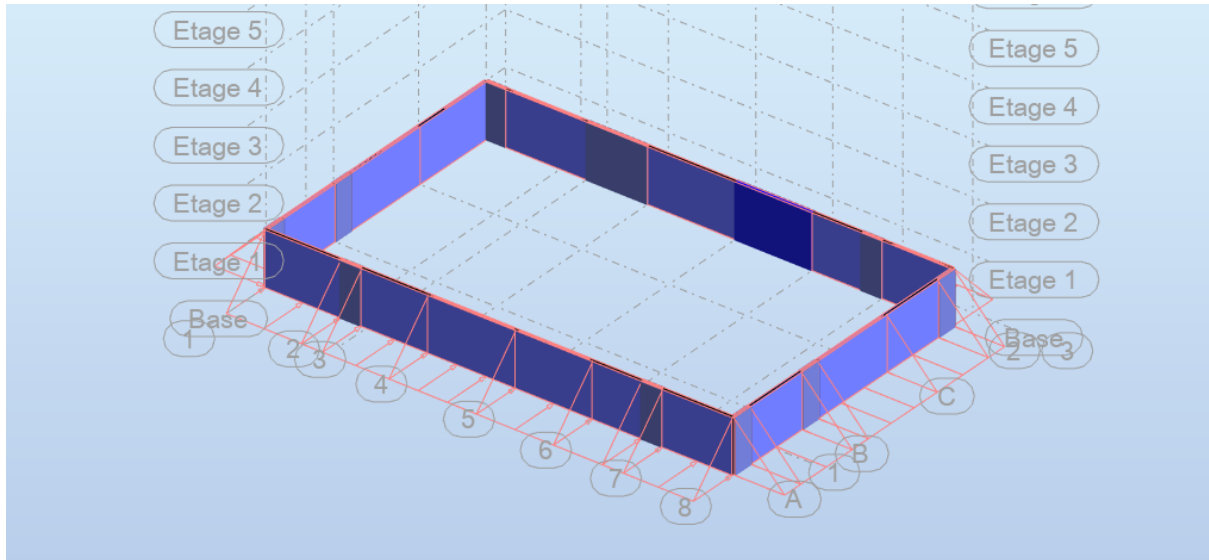


Figure 34. Chargement de terre sur les voiles périphériques

2.5.2 Sollicitations des voiles :

Tableau 41 Sollicitations des voiles

N°1971 L= 5 m					
1	ELU	ELU	1527,91	-51,03	-240,92
2	Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	ACC	1279,06	-941,44	790,98
3	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	ACC	1522,82	-166,45	3,72
4	Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	ACC	987,83	-1033,08	872,58
5	Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	ACC	552,06	-471,92	275,71
6	Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	ACC	1004,76	967,35	-1186,35
7	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	ACC	1440,53	406,19	-589,48
8	Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	ACC	713,54	875,71	-1104,75
9	Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	ACC	469,78	100,71	-317,49

2.5.3 Ferrailage

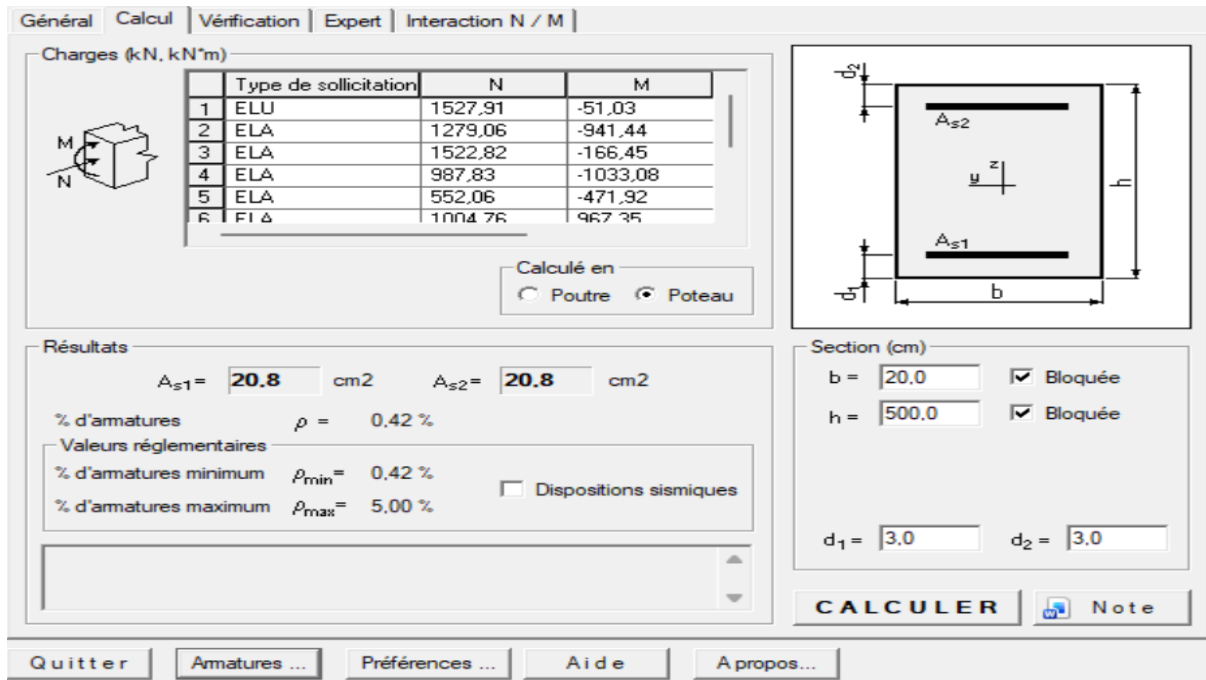


Figure 35. Ferraillage robot expert

Choix des armatures : **T12 esp=20cm**

2.5.4 Calcul des armatures transversales de l'âme

Le voile le plus sollicité est V1971 (5x0.20) en termes de l'effort tranchant soit égal a 1414.04 KN avec $z = 3.06 \text{ m}$.

$$1.4 \times V = 1.4 \times 1186.35 = 1660,89 \text{ KN}$$

$$Ah > \frac{1660,89 \times 10^3 \times 12}{306 \times 500} \Rightarrow Ah > 1.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 1.30 cm^2 : 2x T10 Esp=12cm

3. Etude des poutres

Les poutres, qui sont les éléments horizontaux qui ont pour mission d'assurer le passage des charges transmises par les dalles vers les poteaux et vers les murs.

Le dimensionnement est fait en flexion simple selon les dispositions du BAEL 91, en s'appuyant sur les prescriptions du RPA 2024 pour vérifier les éléments.

3.1 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.

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 $s \leq h/2$.

3.2 Ferrailage des poutres

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

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

$G + \psi.Q + E1$

$G + \psi.Q + E2$

$E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$

$E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnel 2023 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 32 ci-dessous.

Tableau 42. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m)	Poutres Secondaires (kN.m)	Poutres Noyée (kN.m)
E.L.U :	Moment en travée M_t	104,36	65.49	48.16
	Moment en appui M_a	- 156,33	-118,58	-117.71
E.L.S :	Moment en travée M_t	73,87	47,85	34.85
	Moment en appui M_a	-110,70	-86,09	-85.20
A.C.C :	Moment négative M	-181,69	-198,63	-248.05
	Moment positive M	143,29	126,39	185.41

Le Tableau 40 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et des poutres noyées

Tableau 43. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	La section	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	30x50	7	8,1	1.49	7.50	3T16+1T14	3T16+2T12
	30x40	8,8	3,9	0,89	6.00	3T16	3T16+2T14
	30x35	2,4	7,5	0.91	5.25	3T14+1T12	3T14+2T14
Poutre secondaire	30x40	4,2	11,8	0,81	6.00	3T16	3T16+3T16
	30x35	4,7	10	0.91	5.25	3T14+1T12	3T14+3T16
Poutre noyée	30x30	0.85	7,7	0.83	4.50	3T14	3T14

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.

Donc :

$$A_{\min} \text{ de RPA } 2024 = 0,005 \cdot b \cdot h$$

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

$$d = 0.9 \cdot h$$

0.23 = coefficient expérimental (BAEL)

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 = 21 \text{ MPa}$$

$$F_e = f_e 500$$

Pour le choix, en à sélectionner la poutre et on va à dimensionnement, ferrailage réel élément BA, et lancer le calcule, choisit générer les dessines pour les éléments calculer.

Le ferrailage en bas est le choix en travée et le ferrailage en haut est le choix en appui

en a ferrailée par rapport au niveau de base

Poutre Principale 1 30x50

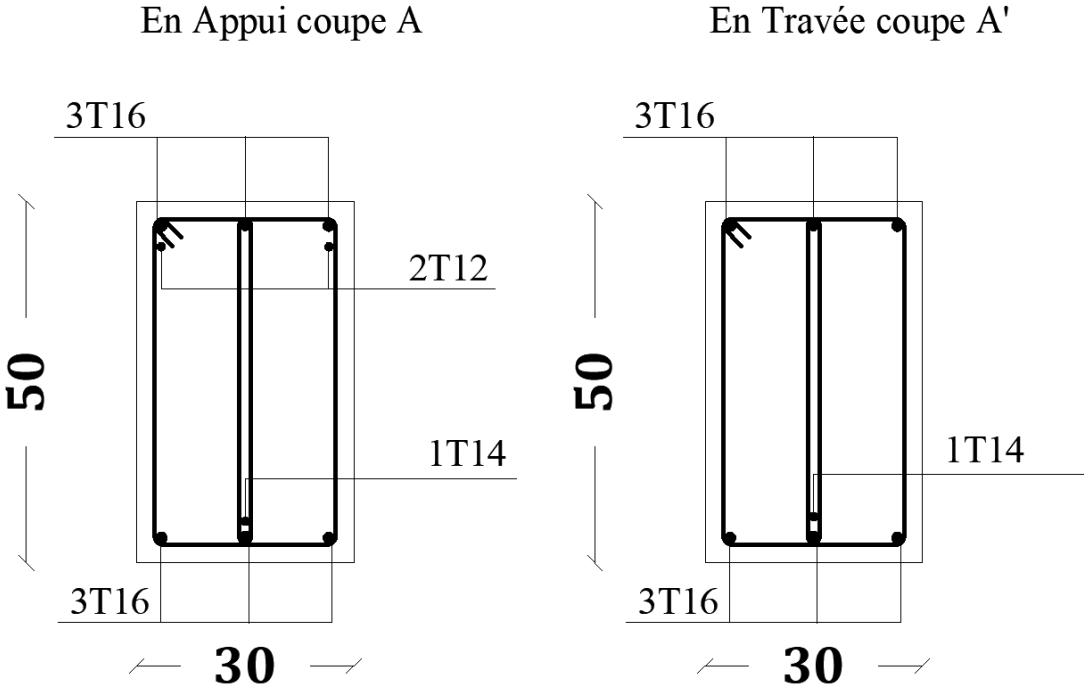


Figure 36. Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x50

Poutre Principale 2 30x40

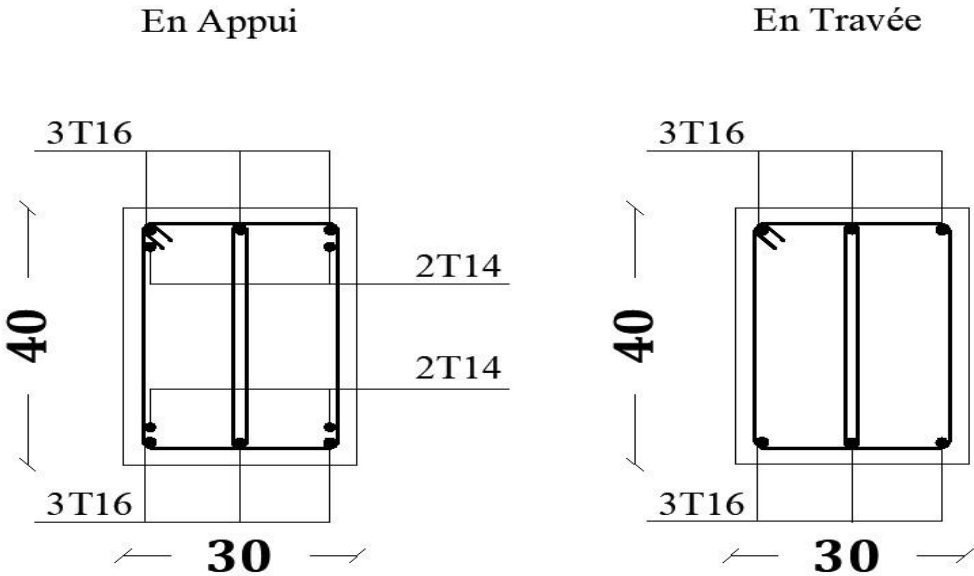


Figure 37. Schéma de ferrailage de la poutre principale 30x40

Poutre Principale 3 30x35

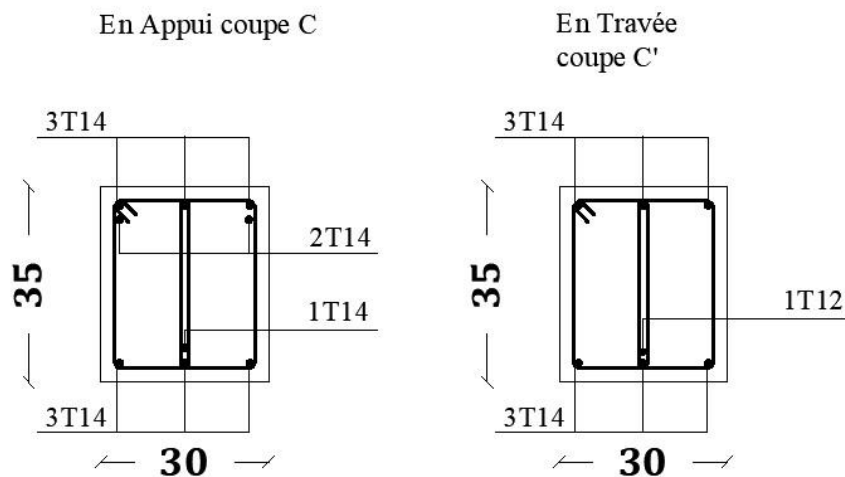


Figure 38. Croquis de ferrailage de la poutre principale 30x35

Poutre secondaire 2 30x40

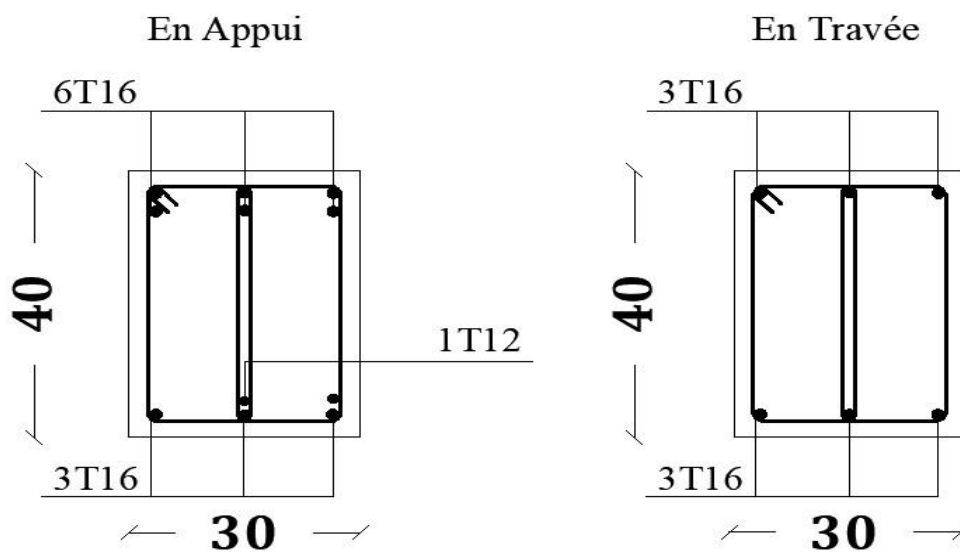


Figure 39. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x40

Poutre secondaire 1 30x35

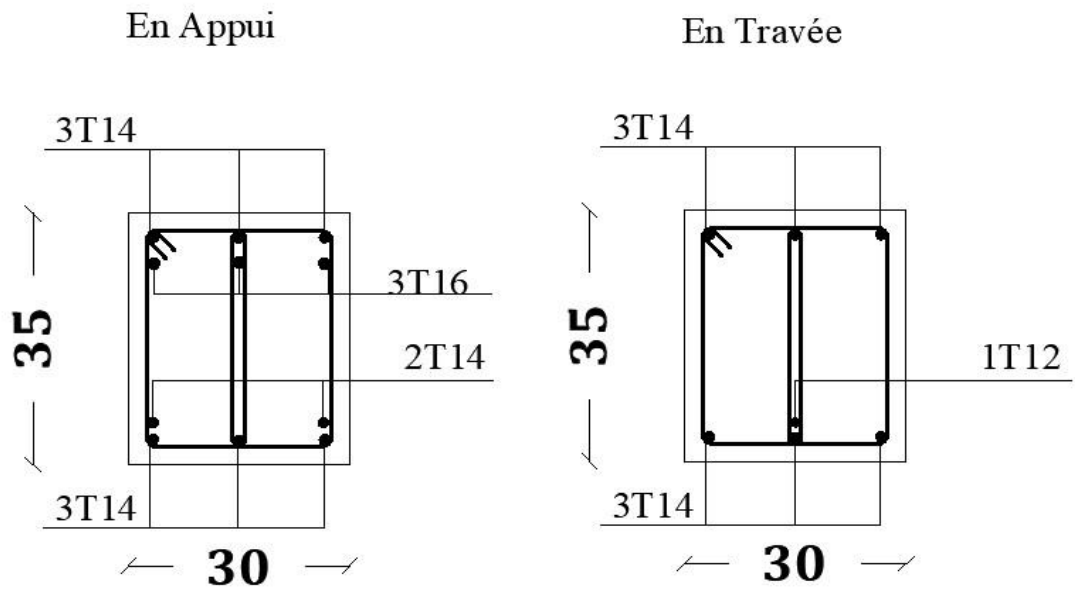


Figure 40. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire 30x35

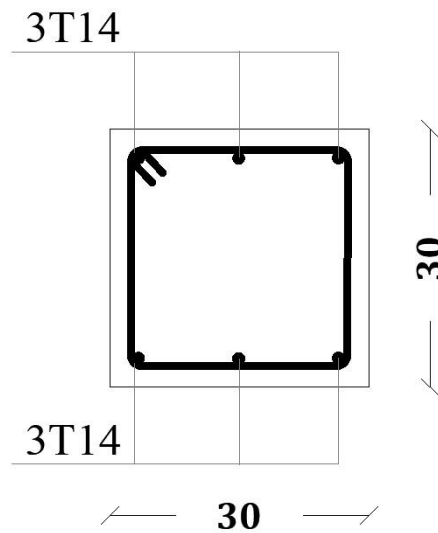


Figure 41. Schéma de ferrailage de la poutre noyée 30x30

3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre 30x50

En travée

$$M_t = 104,36 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{104360}{17 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0.101 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.133; \beta = 0.946 \text{ et } A_s = \frac{104360}{435 \cdot 0.946 \cdot 45} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\% bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

Section adoptée : $A_s = \max(5,63 \text{ cm}^2; 1,49 \text{ cm}^2; 7,5 \text{ cm}^2) = 7,5 \text{ cm}^2$

Choix : 3HA16+1HA14 avec $A_s = 7,57 \text{ cm}^2$

En appui

$$M_{a2} = 181,69 \text{ kN.m}$$

$$M_{a1} = 143,29 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a1}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{181690}{21,25 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0.140 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.189; \beta = 0.903$$

$$A_{a2} = \frac{181690}{435 \cdot 0,925 \cdot 45} = 10,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\% bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

Section adoptée : $A_{a2} = \max(10,03 \text{ cm}^2; 1,49 \text{ cm}^2; 7,5 \text{ cm}^2) = 10,03 \text{ cm}^2$

Choix : 3HA16+3HA14 avec $A_{a2} = 10,65 \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a1}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{143290}{21,25 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0.112 < \mu_1 = 0.372 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.148; \beta = 0.94$$

$$A_{a1} = \frac{143290}{435 \cdot 0,94 \cdot 45} = 7,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\% bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

Section adoptée : $A_{a1} = \max(7,78 \text{ cm}^2; 1,49 \text{ cm}^2; 7,5 \text{ cm}^2) = 7,78 \text{ cm}^2$

Choix : : 4HA16 avec $A_{a1} = 8,04 \text{ cm}^2$

- Vérification des contraintes aux états limites de service :

État limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 Art A.5.4.2

$$M_u = 104360 \text{ N.m}$$

$$M_s = 73870 \text{ N.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre y_1 :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0 \Rightarrow \frac{30}{2}y_1^2 - 15 \times 8,04 \times (45 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 120,6y_1 - 5427 = 0$$

La solution de cette équation est

$$y_1 = 15,42 \text{ cm}$$

Calcul du moment quadratique par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = \frac{30}{3} \times (7,22)^3 + 15 \times 8,04 \times (45 - 15,24)^2$$

$$I = 110574,16 \text{ cm}^4$$

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{73870}{110574,16} \times 15,24$$

$$\sigma_b = 10,18 \text{ MPa}$$

État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifié 99 Art A.5.4.3

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{73870}{110574,16} (45 - 15,24)$$

$$\sigma_s = 298,22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right); \text{ Fissuration peu nuisible; } \eta=1,6 \text{ (acier HA);}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; \max(200; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\right) = \min(333,33; 250) = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,18 < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible: pas de vérification pour σ_s } \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \min\right) = \min(1,43; 3; 1,4) \text{ On choisit HA8.}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone V)

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 50 = 70 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l \min\right) = 12,5 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante $S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm}$ On choisit $S_t = 15 \text{ cm}$.

4. Etude de plancher Commerce

Dalle Pleine Epaisseur : 15cm

Sollicitation de calcul ELU

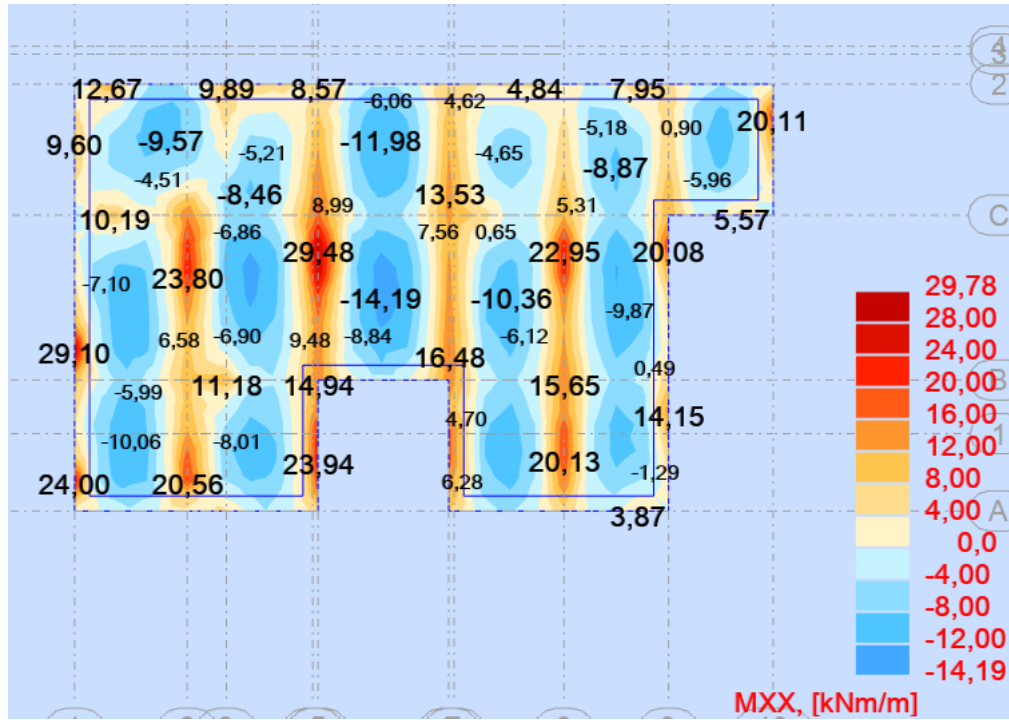


Figure 42. Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELU]

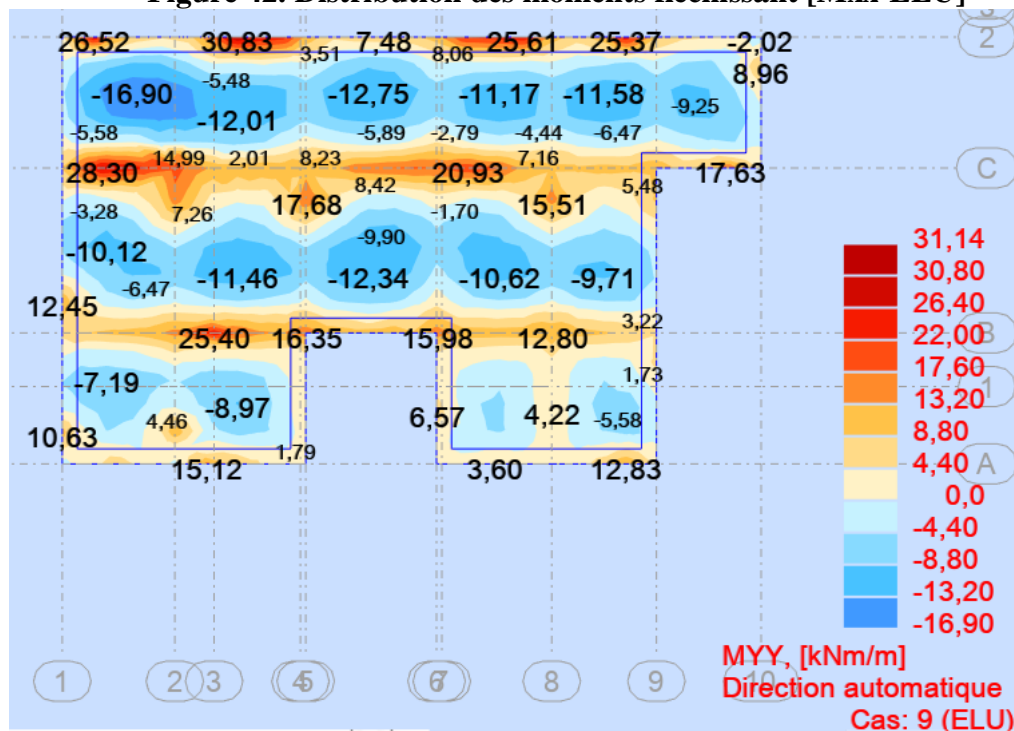


Figure 43. Distribution des moments fléchissant [Myy-ELU]

Sollicitation de calcul ELS

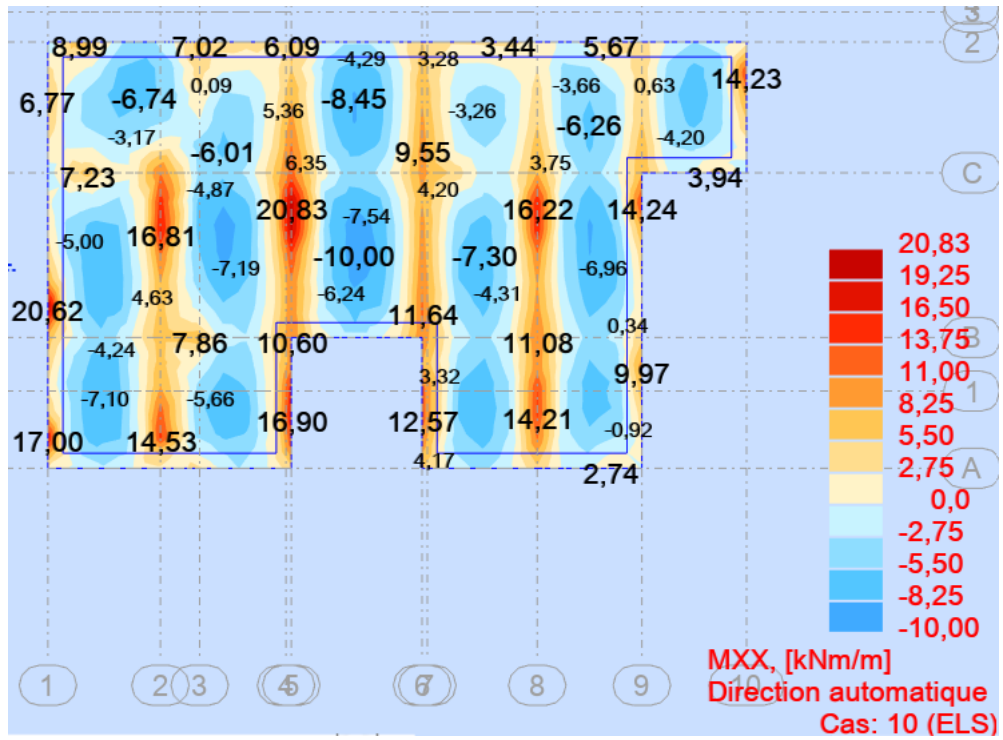


Figure 44. Distribution des moments fléchissant $[M_{xx}\text{-ELS}]$

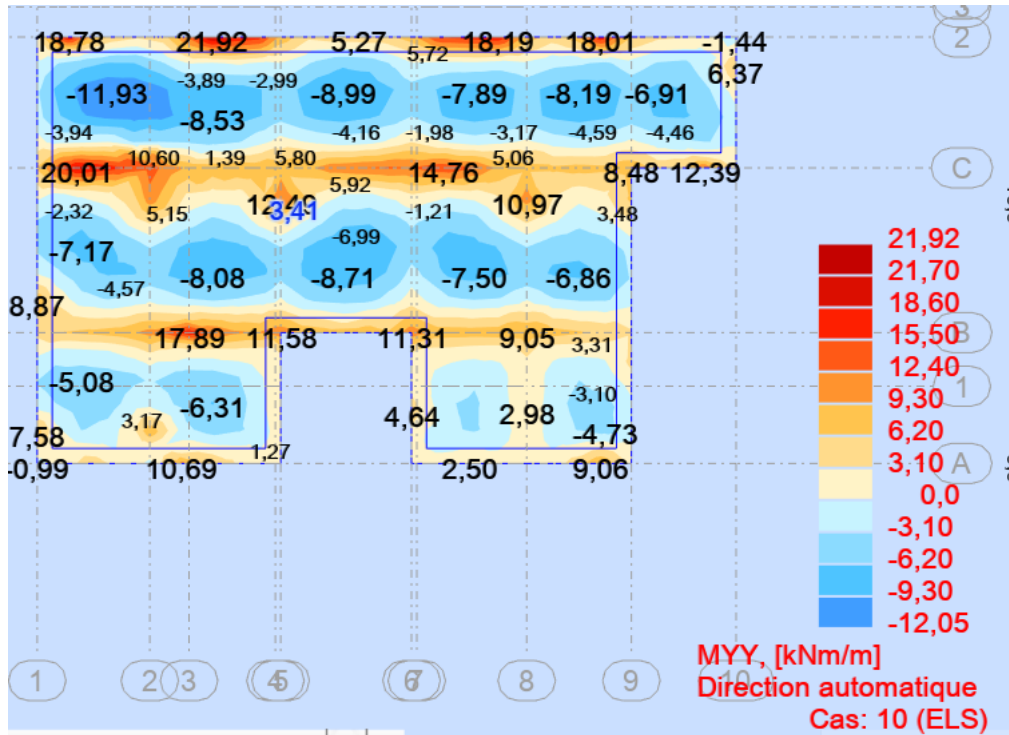


Figure 45. Distribution des moments fléchissant $[M_{yy}\text{-ELS}]$

Sollicitation de calcul ELA

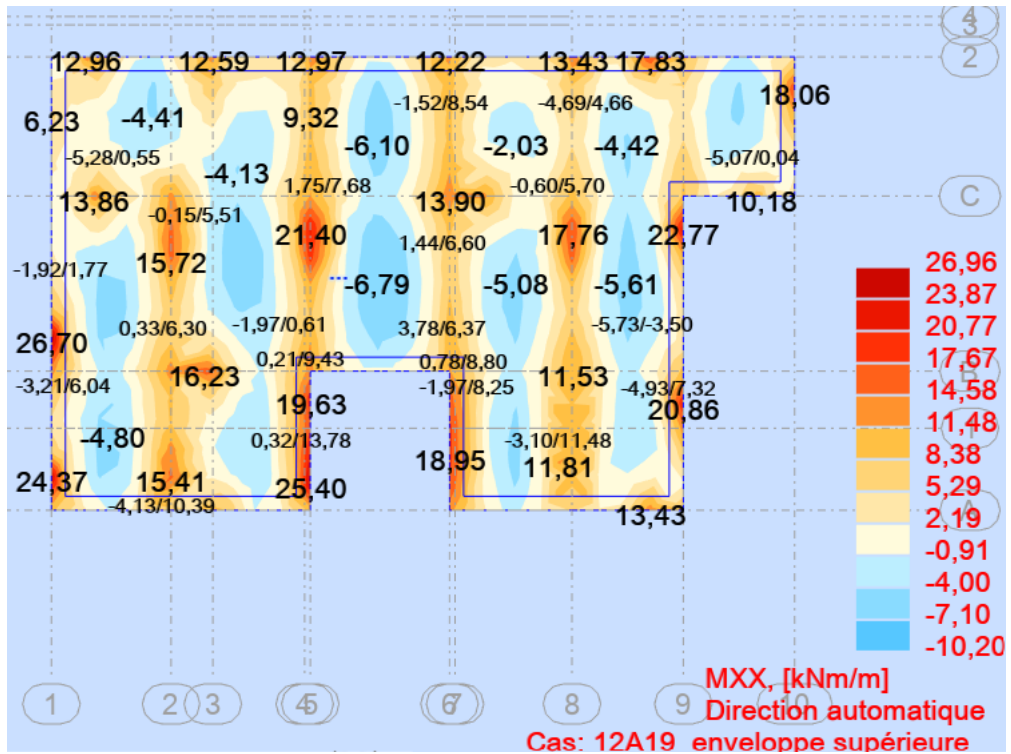


Figure 46. Distribution des moments fléchissant [Mxx-ELA]

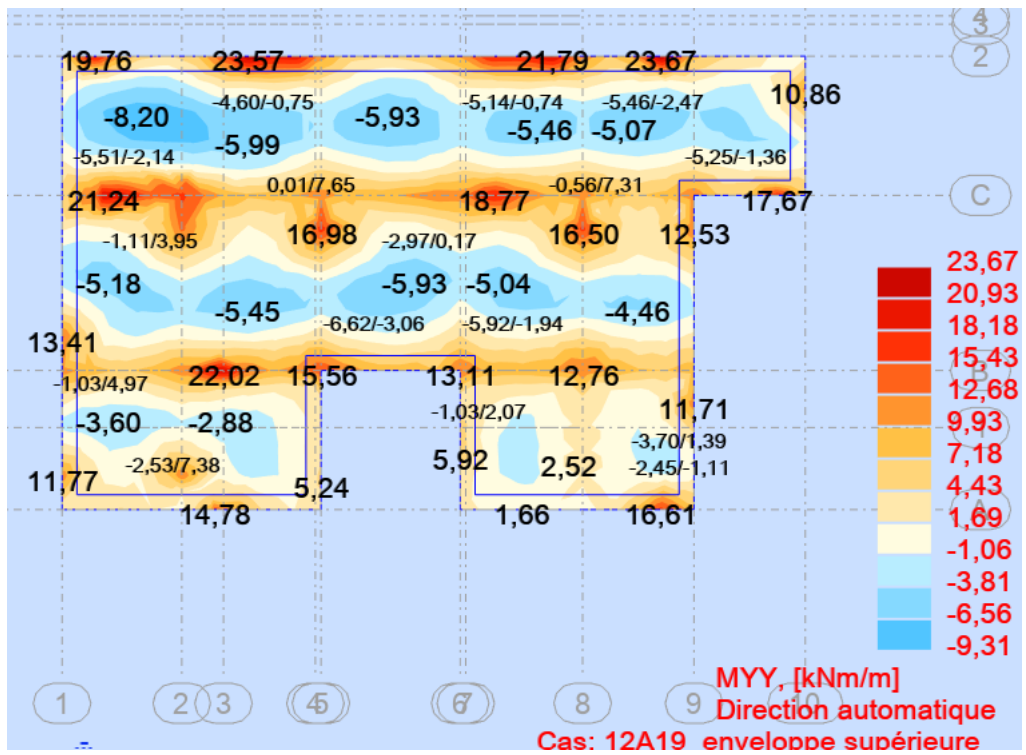


Figure 47. Distribution des moments fléchissant [Myy-ELA]

Tableau 44. Récapitulatif des moments Mxx [KN.m/m] (plus défavorable)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
+0.00M	-16,19	31,14	-12,05	21,92	-10,20	26,96

Tableau 45. Choix des armatures de dalle pleine

<u>Choix des armatures :</u>
T12 e=20cm Filantes nappe Inf
T12 e=20cm Filantes nappe Sup

4.1 Vérification de la flèche (Article B.6.5.3 BAEL91)

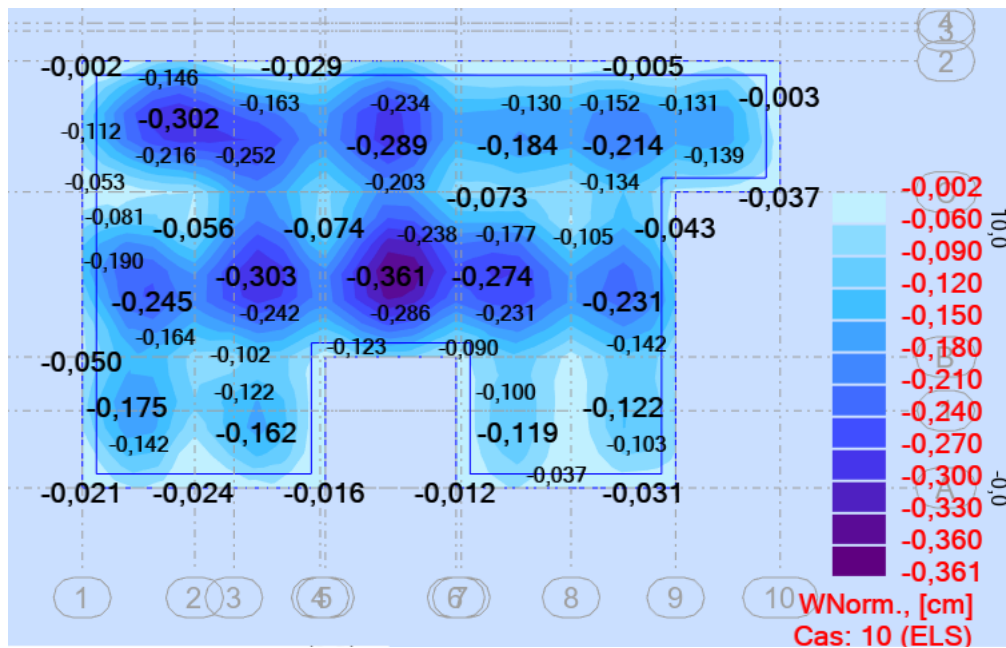


Figure 48. Déformation à l'ELS [cm]

Valeur maximale = 0,361cm

Valeur limite de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91)

$$f_{\text{admissible}} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,506\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec L=6.30m

CHAPITRES VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1 Introduction

Les fondations d'un édifice sont les éléments qui sont en contact avec le sol et qui sont chargés de transmettre à lui les efforts et sollicitations venant de la superstructure. Les fondations constituent donc un élément vital de l'ouvrage puisqu'il ne sera ni stable ni durable si elles ne sont pas bien connotées et réalisées. Les efforts peuvent être transmis au sol soit directement (semelles, radier général), soit indirectement (semelles sur pieux). Selon le rapport géotechnique du projet, la contrainte admissible sur le sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 3$ bars.

2 Etude du radier général

Le radier général constitue un fondement superficiel sous forme de dalle inversée, qui s'étend sur toute la surface d'assise de la construction, avec des débords en consoles à sa périphérie. Il est constitué d'une dalle de même épaisseur, raidie par des nervures destinées à limiter le poinçonnement lié aux charges verticales appliquées par les poteaux et les voiles.

Les données

$f_{c28} \rightarrow 30$ MPa

$f_e \rightarrow 500$ MPa

Densité du béton $\rightarrow 30$ kN/m³

2.1 Dimensionnement du radier

Coefficient de raideur du sol

$$K_Z = \frac{\bar{\sigma}_{sol}}{S}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: la contrainte admissible sur le sol $= 3$ bars.

S : Tassement admissible (en à prendre $1.5\text{cm} = 0.015\text{m}$)

$$K_Z = 2,9651 \text{ kg/cm}^3$$

Epaisseur de radier

Condition forfaitaire

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

Avec :

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

Distance maximale entre deux éléments porteurs $\rightarrow 6.30$ m

$$\frac{630}{8} \leq h \leq \frac{630}{5} = 78.75 \leq h \leq 126$$

On prendre $h = 120\text{cm} = 1.2\text{m}$

La longueur de radier

$L_{\text{sous-sol}}$: la longueur totale d'étage sous-sol $= 26.70\text{m}$

La largeur de radier

$B_{\text{sous-sol}}$: la largeur totale d'étage sous-sol = 16.30m

La surface de radier

$S_{\text{radier}} = L_{\text{rad}} \times B_{\text{rad}} = 26.70 \times 16.30 = 435.21 \text{m}^2$

Condition de rigidité

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

L_e : Longueur élastique donnée par :

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

K : coefficient d'élasticité du sol ; $K_z = 2,9651 \text{kg/cm}^3$

E : Module d'Young du béton, $E = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt{30}$; $E = 11493,76 \text{MPa}$

I : Moment d'inertie du radier, $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1.2^3}{12}$; $I = 0,144 \text{m}^4$

b : largeur du panneau le plus sollicité ; $b = 1,2 \text{m}$

2.2 Vérification au non poinçonnement du radier

Tableau 46. Impacte de voile le plus défavorable

Voile V5 (0.3x1.20) m	
P_U	4266.61 KN
A	1.20 m
B	0.30 m
H	1,20 m
U_C	7,80 m
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	8424,00 KN
Vérification : $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Condition vérifiée

2.3 Ferrailage du radier

Sollicitations de calcul à l'ELU

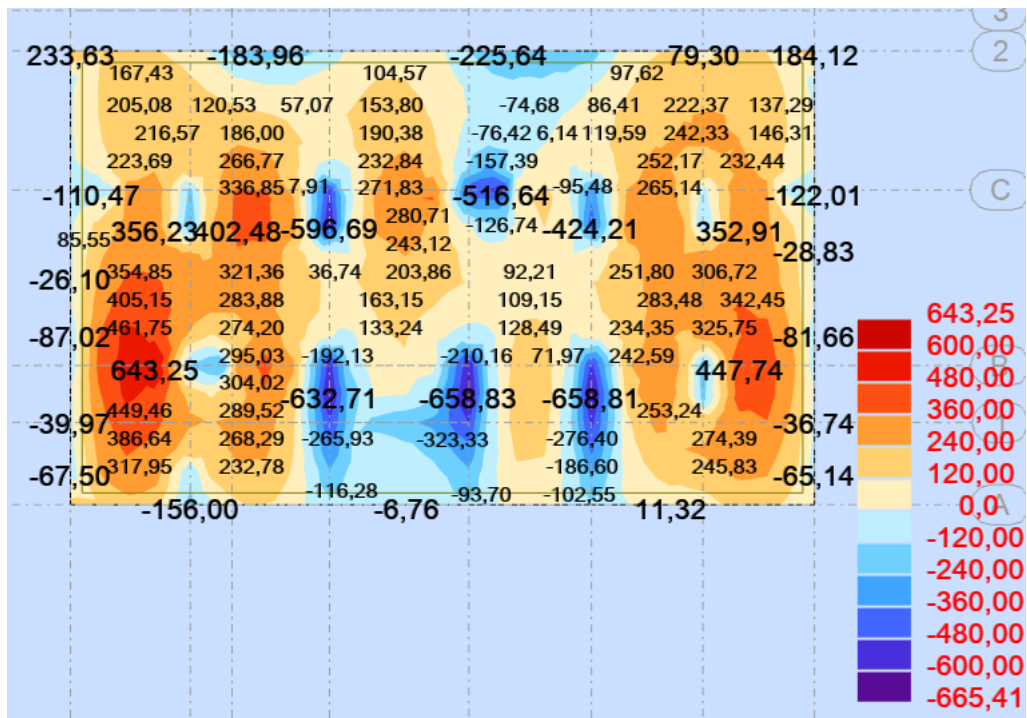


Figure 49. Distribution des moments fléchissant [MXX] : ELU

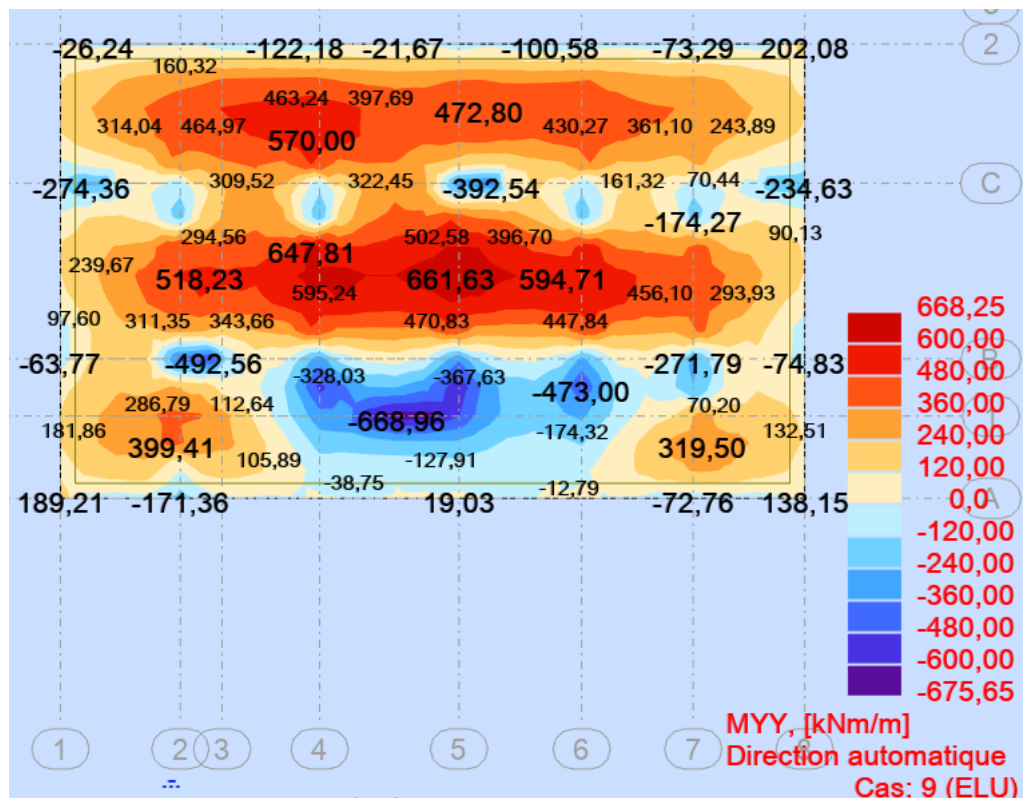


Figure 50. Distribution des moments fléchissant [MYY] : ELU

Sollicitations de calcul à l'ELS

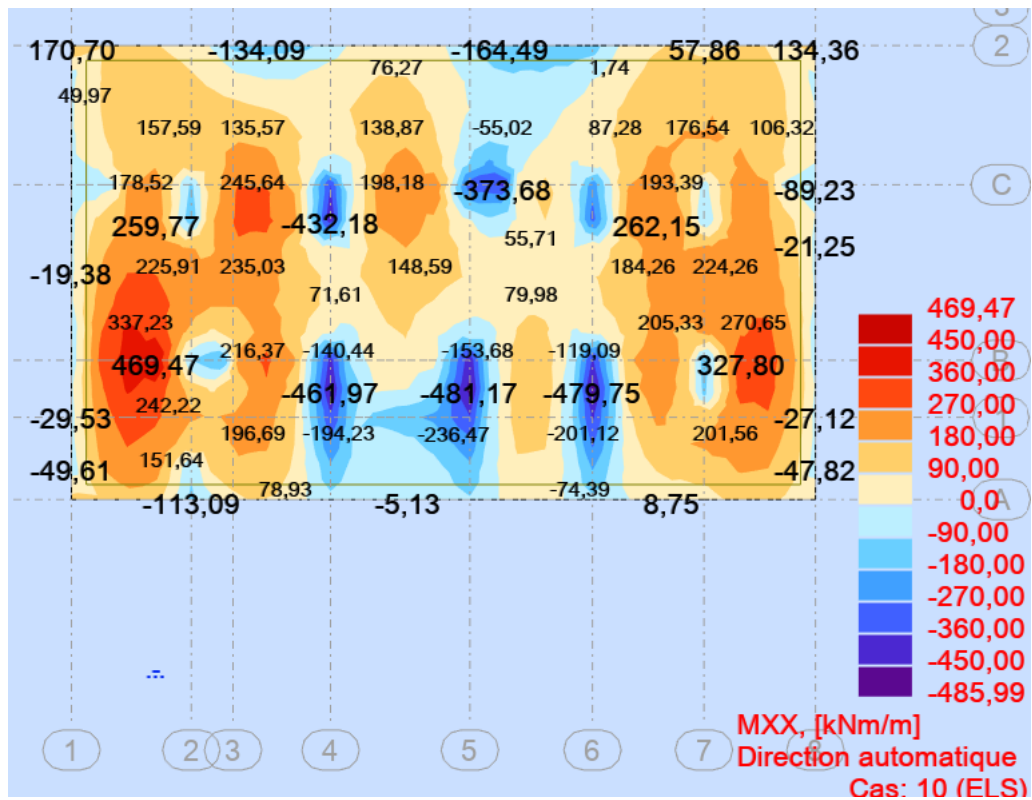


Figure 51. Distribution des moments fléchissant $[M_{XX}]$: ELS

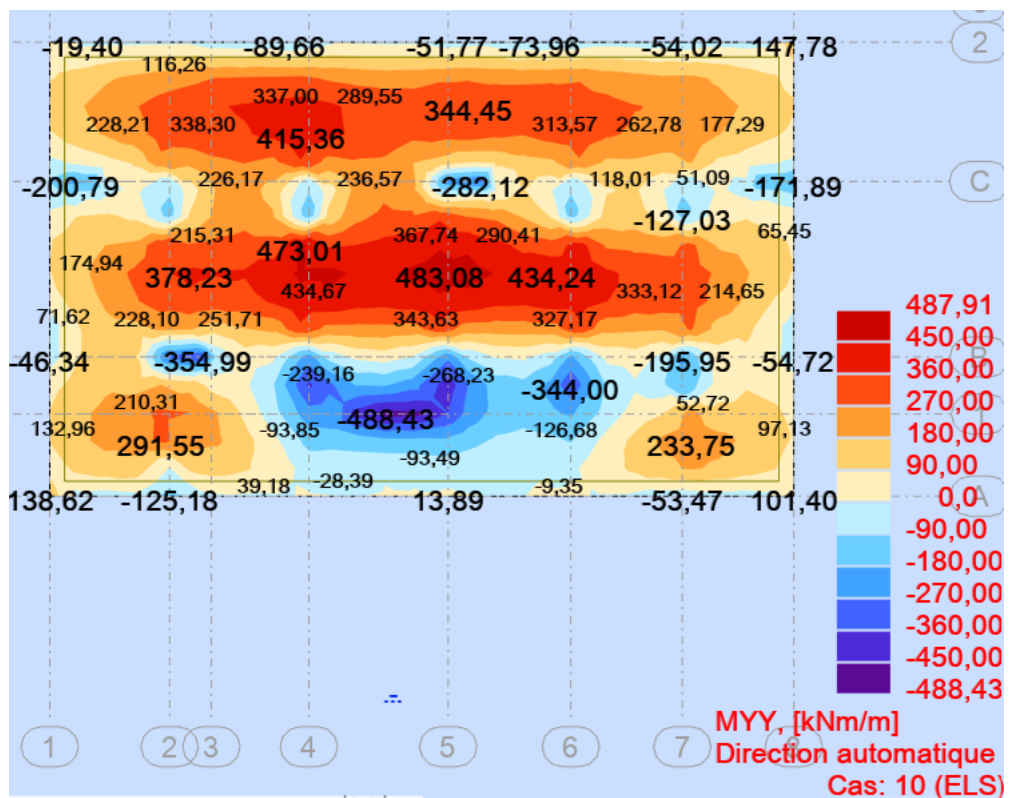


Figure 52. Distribution des moments fléchissant $[M_{YY}]$: ELS

Sollicitations de calcul à l'ACC

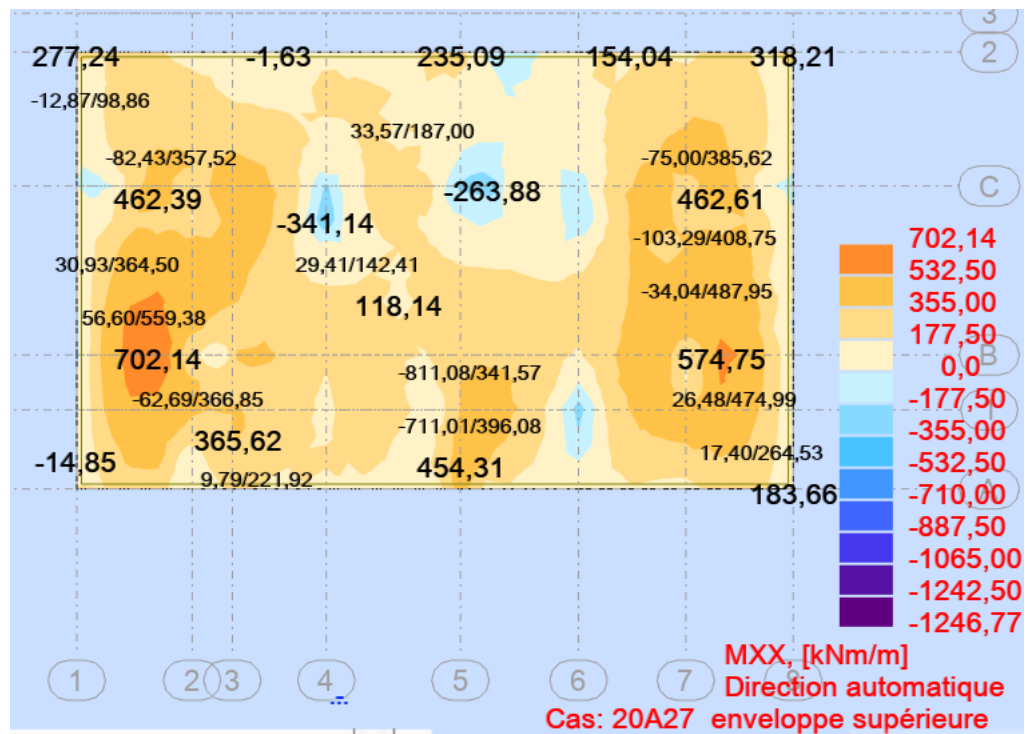


Figure 53. Distribution des moments fléchissant [MXX] : ACC

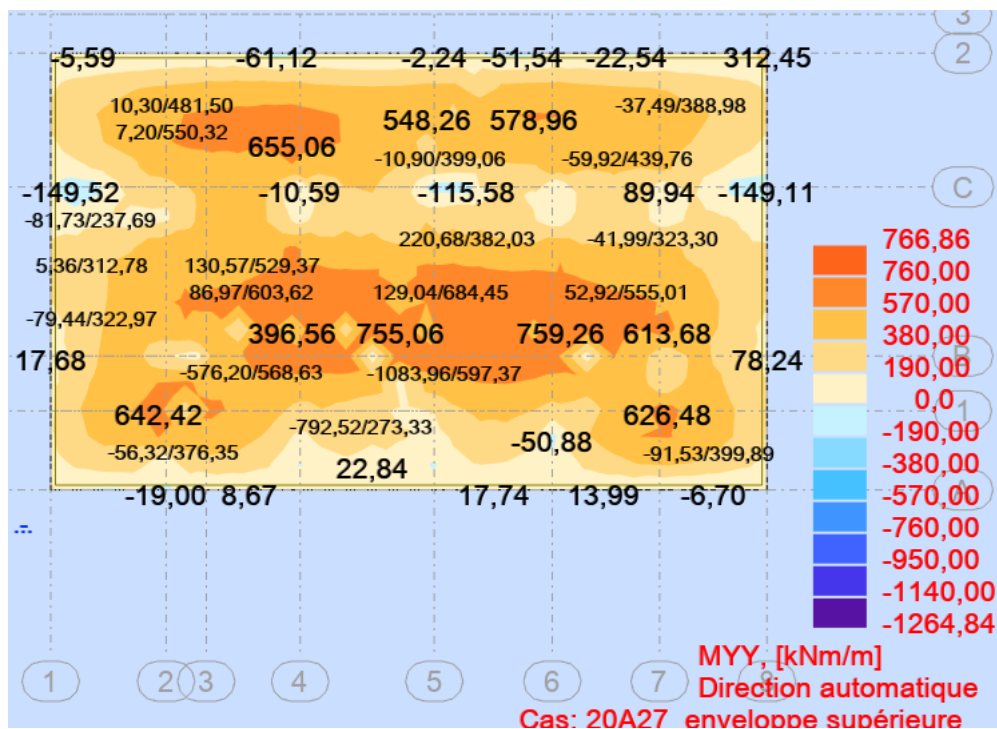


Figure 54. Distribution des moments fléchissant [MYY] : ACC

Tableau 47. Récapitulatif des moments dans la direction la plus défavorable

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée	Appuis	Travée
Radier	668.25	- 675,65	487.91	- 488.43	766.68	- 1264.77

2.4 Vérification des contraintes dans le sol :

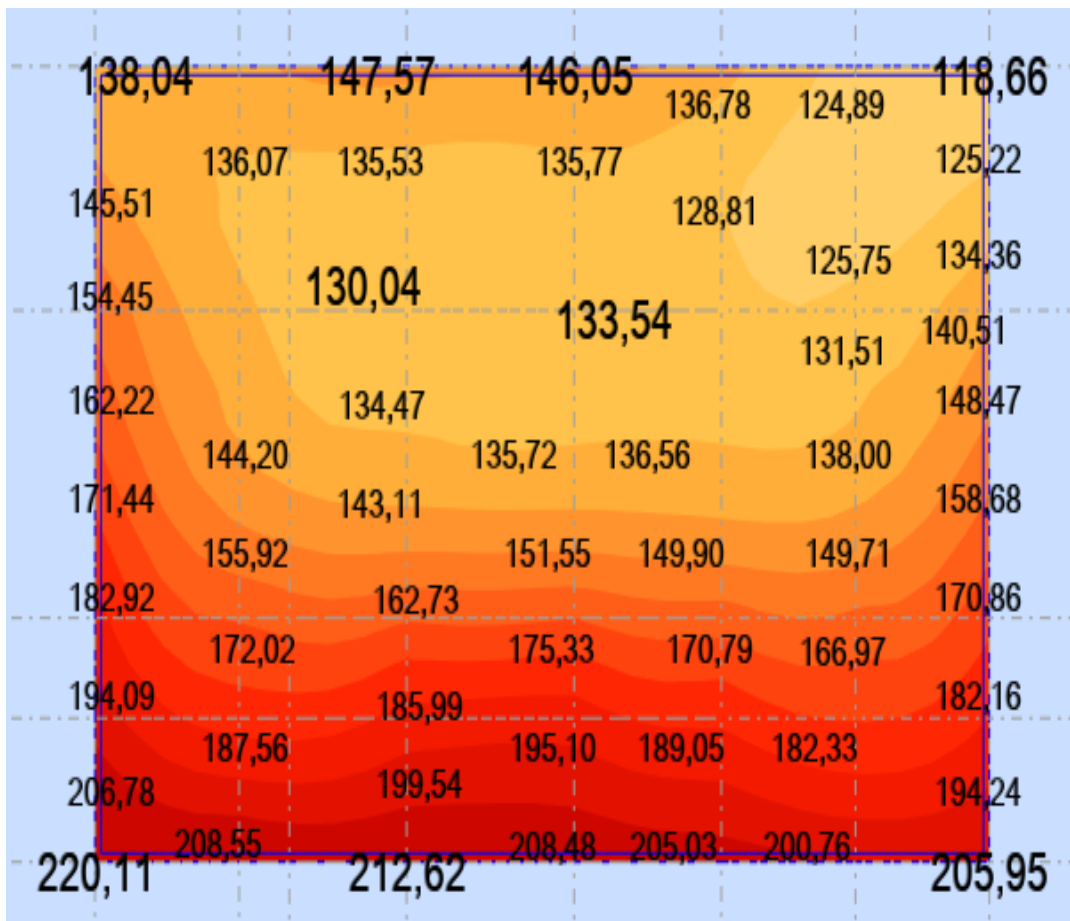


Figure 55. Distribution des contraintes à l'ELU

⇒

⇒ $\sigma_{max} = 2,2\text{Bar} < 3\text{Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

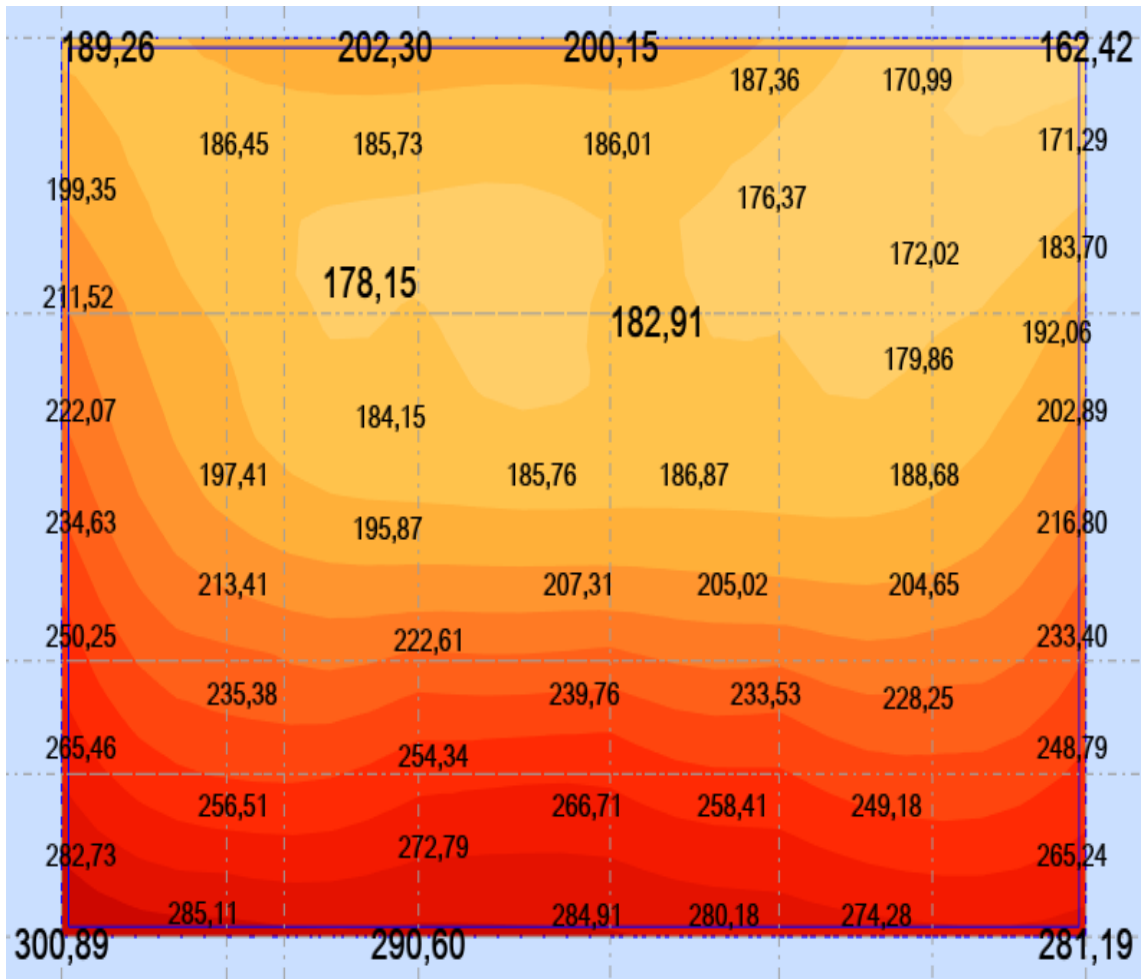


Figure 56. Distribution des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{max} = 3. Bar < 4,5 Bar \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La modélisation de la fondation de cette structure a été réalisée avec Robot Structural Analysis 2023 (Figure 54)

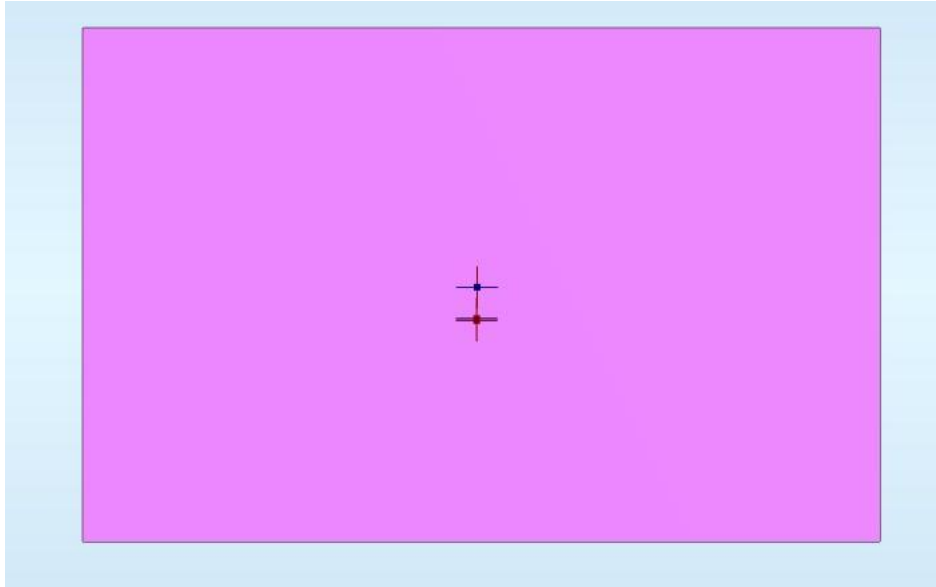


Figure 14. Vue en 3D de la fondation sous Robot Structural Analysis

Tableau 48. Tableau ferrailage du Radier

		A_{cal} [cm ² /ml]	A choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens X-X	Travée	13,3	HA16 fil	15
	Appuis	22,1	HA16 fil+ HA16 ron	15
Sens Y-Y	Travée	13,3	HA16 fil	15
	Appuis	22,1	HA16 fil+ HA16 ron	15

Pour A_{cal} , ferrailage réel des dalles / des voiles, en a choisisse X- pour le travée et X+ pour les appuis

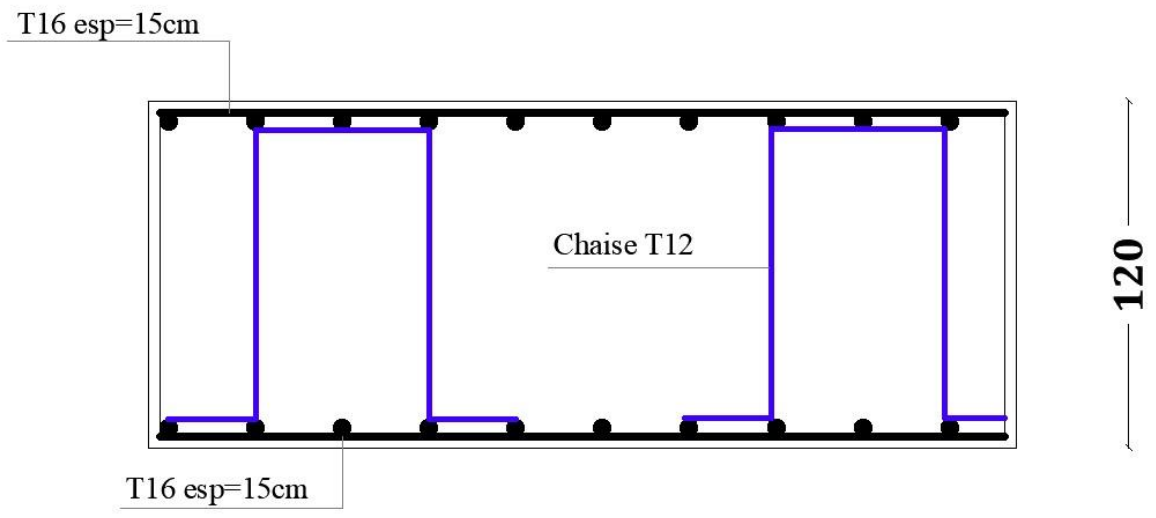


Figure58. Schéma ferrailage du Radier

CONCLUSION GENERALE

Cette étude concerne un bâtiment de type R+10 avec sous-sol, localisé à Mostaganem, une zone sismique qualifiée de modérée par le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'objectif de cette recherche consiste à concevoir une structure qu'il sera possible de rendre résistante aux sollicitations sismiques, tout en tenant compte de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage.

Cette analyse a été menée grâce à plusieurs outils :

Robot Structural Analysis a été utilisé pour modéliser en 3D, réaliser l'analyse modale spectrale ainsi que pour dimensionner les éléments porteurs du bâtiment.

AutoCAD a donné la possibilité d'élaborer les divers plans d'exécution et de ferrailage

Les logiciels de bureautique Word et Excel de Microsoft ont été utilisés pour rédiger tout document technique et organiser les données.

Le logiciel RDM 6 a été utilisé pour l'extraction des diagrammes qui permettent de retrouver les valeurs de moments fléchissant et d'efforts tranchants.

Les résultats de cette étude montrent que la structure est stable et résistante par rapport aux sollicitations ainsi que conforme aux exigences du RPA 2024, car, les déplacements restent contenus, les efforts internes sont répartis correctement, et les éléments porteurs sont dimensionnés pour assurer des résistances appropriées vis-à-vis des sollicitations sismiques.

En Fain, le bâtiment examiné est apprécié, en conformité au niveau technique et réglementaire. Sa réalisation peut se faire en toute sécurité, à condition de respecter rigoureusement les préconisations et prescriptions édictées dans l'étude.

BIBLIOGRAPHIE

Cours :

- Livre Formulaire du béton armé ; Victor davidovici.
- Livre Conception et calcul des structures de bâtiment.
- Polycopie du cours de « 3ème année licence ; 1ère année et 2ème année master »

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Mostaganem.

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes RPA2024.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation DTR.B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93.
- Béton armé aux états limites BAEL91.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2025.
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2025.
- OFFICE 2021.
- ROBOT EXPERT B.A 2010.
- RDM 6.

Plan architecture

