



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية

Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2025

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE
D'HABITATION A ORAN SELON LES
NORMES ALGERIENNES RPA 2024**

Présenté par :

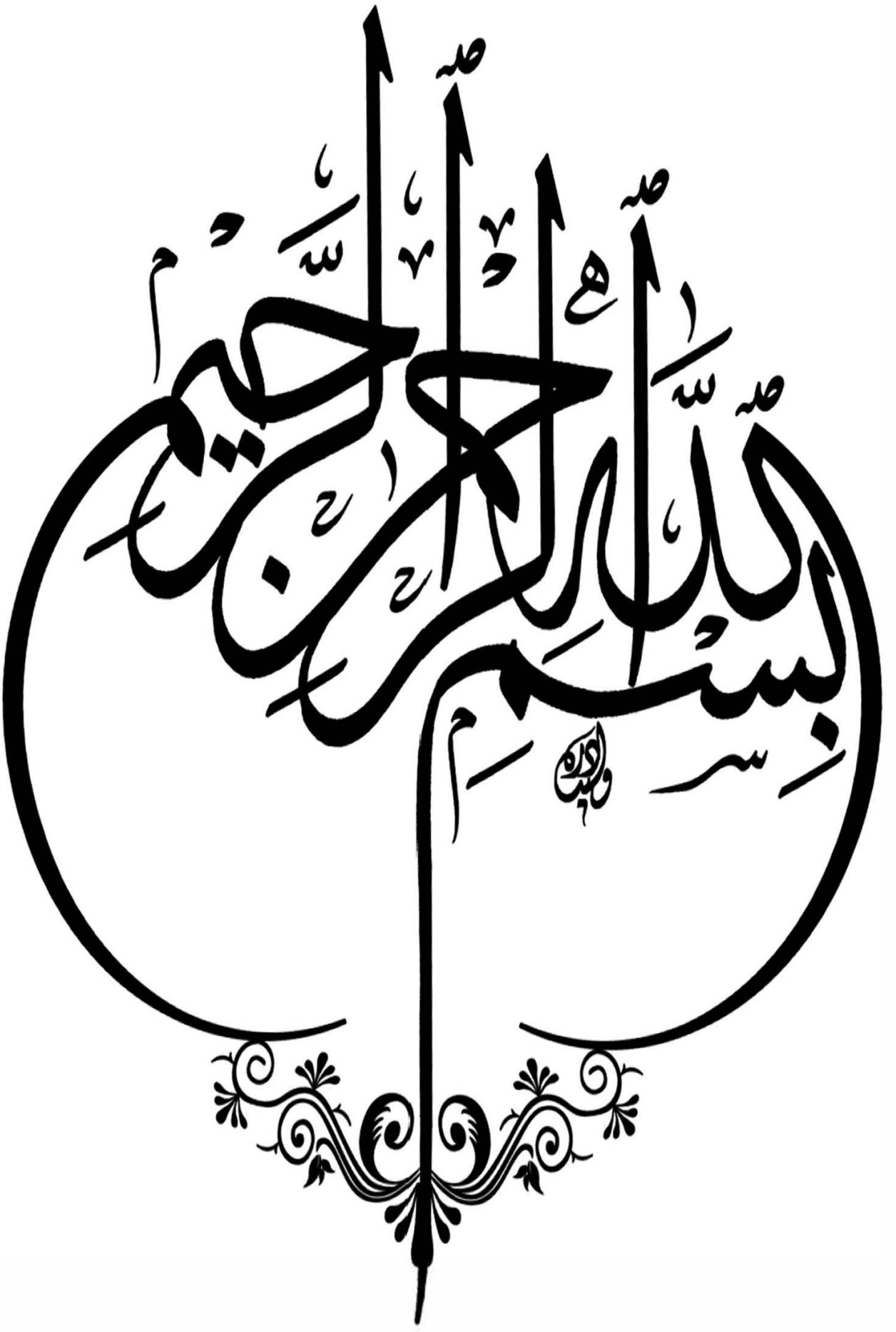
AZZOUZ Mohamed Yahia

AFOUN Hadj Mohamed

Soutenu le 19/06/2025 devant le jury composé de :

- | | | |
|-----------------------------------|-----|------|
| ➤ Président : Mr. ZELMAT Yassine | MCA | UMAB |
| ➤ Examineur : Mr. BESSAI Touhami | MAA | UMAB |
| ➤ Encadrant : Mr. BENSOUA Mohamed | Pr | UMAB |

Année Universitaire : 2024/2025



Remerciements

Avant tout, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude envers Dieu le tout-puissant pour nous avoir doté de la force et de la patience nécessaire pour mener à bien ce travail. Nous souhaitons également exprimer notre profonde reconnaissance envers nos familles qui ont été toujours présents pour nous encourager et nous soutenir tout le long de notre parcours académique.

Nos remerciements les plus chaleureux vont à notre encadrant Monsieur Bensoula Mohamed qui a généreusement accepté de nous guider sur le chemin de la réussite avec sa présence et ses conseils précieux, ainsi nous tenons à remercier l'ensemble des ingénieurs du bureau d'étude SLAR de Chlef et le bureau d'étude AHRAM de Mostaganem pour leurs aide inestimable dans la réalisation de ce mémoire.

D'autre part, nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude envers les membres du jury qui ont accepté de consacrer leur temps à l'évaluation de notre travail.

Nos remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation académique et à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Rien n'est aussi gratifiant que d'offrir le fruit de son travail avec dévouement et reconnaissance à ceux que l'on aime et que l'on remercie tout au long de notre vie.

Nous dédions humblement notre travail à :

✓ *Nos très chers parents, qui ont consacré leur vie à notre éducation et à nos études, et qui ont été un modèle de travail acharné et de persévérance en leur souhaitant tout le bonheur du monde.*

✓ *Nos frères et soeurs, dont leurs présence a été toujours précieuse dans notre vie.*

✓ *Tous nos amis, sans exception, qui ont été présents à nos côtés, nous soutenant et partageant des moments de joie et d'entraide.*

✓ *À toute la promotion du département de Génie Civil 2024/2025, une communauté soudée et engagée que nous avons partagé cette aventure ensemble.*

Que ce travail puisse témoigner de notre gratitude et de notre reconnaissance envers tous ceux qui ont contribué à notre vie et à notre parcours académique.

Résumé

Le présent mémoire est une étude technique d'un bâtiment en béton armé constitué d'un rez-de-chaussée et neuf étages à usage d'habitation situé à la ville d'Oran classée comme zone de forte sismicité selon le RPA 2024 (Zone VI). Dans cette structure, le système est à contreventement mixte, équivalent à des voiles où le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. Avant d'entamer les calculs, un pré-dimensionnement 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 Analysis Professionnal 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 technical study focuses on a reinforced concrete building consisting of a ground floor and nine storeys for residential use, located in the city of Oran, the building is classified as being in a high seismicity zone (Zone VI) according to RPA 2024. The structure uses a mixed bracing system equivalent to vaults, in which the spatial framework and the vaults jointly ensure the transfer of vertical and horizontal loads. Prior to the calculations, the building's components were pre-dimensioned, followed by an in-depth dynamic study of the structure. The 'Robot Structural Analysis Professional 2022' simulation software was used to determine the various stresses due to permanent, operational, and seismic loads. This enabled the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, to be designed and reinforced in compliance with the requirements of RPA 2024 and BAEL 91.

Keywords: Building, steel, concrete, simulation.

ملخص

هذه الأطروحة دراسة فنية لمبنى سكني من الخرسانة المسلحة، مكون من طابق أرضي وتسعة طوابق، يقع في مدينة وهران المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة السادسة) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية 2024. في هذا الهيكل، يعتمد النظام على تدعيم مختلط، يُشبه الأشرطة، حيث يضمن الهيكل المكاني والأشرطة نقل الأحمال الرأسية والأفقية معًا. قبل بدء الحسابات، أُجريت أبعاد أولية للعناصر المكونة للمبنى، ثم أُجريت دراسة ديناميكية معمقة للهيكل باستخدام برنامج المحاكاة "روبوت التحليل الإنشائي الاحترافي 2022" لتحديد مختلف الضغوط الناتجة عن الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية. وقد مكن ذلك من دراسة وتدعيم العناصر الإنشائية وغير الإنشائية، بالإضافة إلى البنية التحتية، وفقًا لمتطلبات 91 BAEL و RPA 2024.

الكلمات المفتاحية: مبنى، شراع الخرسانة المسلح،
خرسانة، محاكاة

Table des matières

<i>Remerciements</i>	I
<i>Dédicaces</i>	II
<i>Résumé</i>	III
<i>Abstract</i>	IV
<i>ملخص</i>	V
<i>Symboles et notations</i>	XI
<i>Liste des Figures</i>	XIII
<i>Liste des Tableaux</i>	XV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
1. Introduction	2
2. Implantation de l’ouvrage :	2
3. Présentation de l’ouvrage	2
4. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage.....	3
5. Description technique de la structure	4
5.1. Structure principale	4
5.2. Voiles.....	4
5.3. Portiques	4
6. Structure secondaire	4
6.1. Planchers	4
6.2. Escaliers	5
6.2.1. Maçonnerie.....	6
6.2.2. Revêtement.....	6
6.2.3. Ascenseur	6
6.2.4. Isolation.....	6
6.2.5. Acrotère.....	6
6.3. Fondation.....	6
7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	7

7.1. Caractéristiques mécaniques du béton.....	7
7.1.1. Résistance à la compression f_{cj}	7
7.1.2. Résistance à la traction f_{tj}	7
7.1.3. Contrainte limite de compression.....	7
7.1.4. Contrainte limite de cisaillement.....	8
7.1.5. Module d'élasticité.....	8
7.1.6. Limite élastique f_e	8
7.1.7. Contraintes limites de l'acier.....	9
7.2. Protection des armatures.....	9
7.3. Logiciels utilisés.....	9
7.4. Règlements utilisés.....	10
8. Conclusion.....	10

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction.....	11
2. Prédimensionnement des poutres.....	11
2.1. Prédimensionnement des poutres principales.....	11
2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires.....	12
3. Prédimensionnement des planchers.....	12
3.1. Planchers à corps creux.....	12
3.2. Calcul des charges du plancher à corps creux.....	13
3.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	13
3.2.2. Plancher étage courant.....	14
3.3. Planchers de la dalle pleine.....	14
3.3.1. Calcul des charges du plancher de la dalle pleine.....	15
4. Prédimensionnement des poteaux.....	15
4.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	16
5. Prédimensionnement des voiles.....	18
6. Prédimensionnement de l'acrotère.....	19
7. Prédimensionnement des balcons.....	20
8. Prédimensionnement des escaliers.....	20
9. Conclusion.....	22

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Plancher à corps creux.....	23
1.1. Types de poutrelles.....	23
1.2. Choix de la méthode de calcul	23
1.3. Application de la méthode forfaitaire.....	24
1.4. Ferrailage de la poutrelle.....	24
1.5. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle	25
1.6. Ferrailage de la dalle de compression	28
2. Plancher à dalle pleine.....	29
2.1. Méthode de calcul	29
2.2. Détermination des moments maximums	30
2.3. Ferrailage de la dalle pleine	31
3. Balcon.....	32
3.1. Détermination des efforts	32
3.2. Ferrailage de la dalle du balcon.....	33
4. Étude de l'acrotère.....	34
4.1 Évaluation des sollicitations de calcul.....	35
4.2 Ferrailage de l'acrotère.....	36
5. Escaliers	38
5.1. Combinaisons de charges	38
5.2. Calcul des sollicitations des escaliers.....	39
5.2.1. Etude et ferrailage de l'escalier	39
6. Conclusion.....	45

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction	46
2. Étude dynamique.....	46
2.1. Objectif de l'étude.....	46
2.2. Présentation du Logiciel Robot structural Analysis	46
2.3. Modélisation de la structure	47
3. Classification de la structure	49
4. Groupe d'importance de l'usage	50
5. Calcul de facteur de qualité.....	51
6. Choix de la méthode de calcul	51

7. Méthode d'analyse modale spectrale	52
7.1. Principe.....	52
7.2. Spectre de calcul.....	52
7.3. La force sismique totale	53
8. Résultats de la méthode modale spectrale	54
8.1. Période fondamentale de la structure	54
8.2. Vérification de la période	54
8.3. Calcul de poids total W de la structure.....	55
8.4. Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent.....	56
8.5. Vérification du taux de participation modale	56
8.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	57
9. Evaluation des excentricités :	58
10. Vérification de la Structure	58
10.1. Combinaisons d'actions	58
10.2. Justification vis-à-vis de la résistance	59
10.3. Justification vis-à-vis de la ductilité.....	59
10.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	59
10.5. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers.....	60
10.6. Justification de la stabilité des fondations.....	60
11. Vérification des déplacements inter-étages.....	60
12. Vérification effet P-delta.....	61
13. Vérification au renversement	62
14. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement.....	64
15. Conclusion.....	64

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction	65
2. Etude des poutres	65
2.1. Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024	65
2.2. Ferrailage des poutres.....	65
2.3. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre	68
3. Etude des poteaux.....	69
3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024.....	69

3.2. Ferrailage des poteaux.....	70
3.3. Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau.....	74
4. Etude des voiles.....	78
4.1. Procédure de ferrailage.....	78
4.2. Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024 :.....	80
4.3. Exigences de ductilité pour la zone critique :	80

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction	85
2. Choix du type de fondation	85
3. Avantage du radier	85
4. Pré dimensionnement	85
4.1. Condition de rigidité.....	86
4.2. Condition forfaitaire	87
4.3. Condition de non cisaillement.....	87
4.4. Condition de non poinçonnement	87
5. Vérification des contraintes	88
5.1. Calcul du ferrailage du radier	89
Conclusion générale	94
Bibliographie	95

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanente

Q, P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

\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).....	2
Figure 2. Plan de l'étage courant (Usage d'habitation).....	3
Figure 3. Façade Principale	3
Figure 4. Dalle à corps creux.....	5
Figure 5. Plancher à dalle pleine	5
Figure 6. Composants d'un escalier	5
Figure 7. Section transversale de la poutre principale.....	12
Figure 8. Section transversale de la poutre secondaire.....	12
Figure 9. Schéma d'une dalle à corps creux.....	13
Figure 10. Section afférente du poteau plus sollicité.....	15
Figure 11. Section réduite du poteau	16
Figure 12. Coupe en élévation d'un voile	19
Figure 13. Section transversale de l'acrotère	19
Figure 14. Eléments composants d'un escalier	20
Figure 15. Vue en plan de la cage d'escalier	21
Figure 16. Différents types de poutrelles.....	23
Figure 17. Section transversale de ferrailage de la poutrelle.....	25
Figure 18. Section de ferrailage.....	26
Figure 24. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	29
Figure 20. Ferrailage de la poutrelle.....	29
Figure 21. Ferrailage de la dalle pleine	32
Figure 22. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon.....	33
Figure 23. Schéma de ferrailage du balcon	34
Figure 24. Coupe transversale de l'acrotère.....	34
Figure 25. Schéma statique de l'acrotère	35
Figure 26. Ferrailage de l'acrotère	38
Figure 27. Dimensions De l'escalier De l'étage courant	39
Figure 28. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant	39
Figure 29. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU.....	40
Figure 30. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELS	41
Figure 31. Ferrailage du volée 1 de l'escalier du RDC.....	44

Figure 32. Ferrailage du volée 2 de l'escalier du RDC.....	45
Figure 33. Ferrailage du volée 3 de l'escalier du l'E. courant RDC.....	45
Figure 34. Modèle 3D de la structure	48
Figure 35. Coupe en plan de la structure a la base	49
Figure 36. vibration du bâtiment selon les 3 mode.....	57
Figure 37. Schéma représente l'effet du renversement	62
Figure 38. Croquis de ferrailage de la poutre principale	67
Figure 39. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire.....	67
Figure 40. Section de ferrailage du poteau	72
Figure 41. Croquis du ferrailage des poteaux.....	73
Figure 41. Coupe du poteau 45 x 45 cm ²	74
Figure 43. Schéma d'un voile.....	79
Figure 44. Zone critique a la base du voile.....	80
Figure 45. Typologie des voiles étudiés	82
Figure 46. Cartographie des voiles	82
Figure 47. Section du ferrailage du voile	83
Figure 48. Croquis du ferrailage des voiles.....	84
Figure 49. Croquis Dimensions du radier en mètre	88
Figure 50. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU	88
Figure 51. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS	89
Figure 52. Cartographie de contrainte du radier sur le sol situation acc	89
Figure 53. section des ferrailage du radier en appui (sens x-x)	90
Figure 54. section des ferrailage du radier en travée (sens x-x)	91
Figure 55. Section de ferrailage du radier en appui (sens x-x)	91
Figure 55. section des ferrailage du radier en travée (sens y-y)	92
Figure 57. Schéma de ferrailage du radier.....	93

Liste des Tableaux

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers	8
Tableau 2. Charges du plancher terrasse	13
Tableau 3. Charges du plancher d'étage courant	14
Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine	15
Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation	17
Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux	18
Tableau 7. Choix des sections des poteaux	18
Tableau 8. Prédimensionnement des voiles	19
Tableau 9. Charges de la dalle pleine du balcon	20
Tableau 10. Caractéristiques de l'escaliers	21
Tableau 11. Charges de la dalle pleine du palier.....	22
Tableau 12. Charges de la dalle pleine de la paillasse	22
Tableau 13. Moments fléchissant et T maximums de chaque type de poutrelle.....	24
Tableau 14. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage	25
Tableau 15. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	25
Tableau 16. Moments les plus défavorables dans les 2 sens.....	31
Tableau 17. Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant les deux sens	31
Tableau 18. Vérification des contraintes à l'E.L.S dans les deux sens	32
Tableau 19. Eléments de réduction (M,T) du balcon).....	33
Tableau 20. Charges d'acrotère	35
Tableau 21. Sollicitations de calcul de l'acrotère	36
Tableau 22. Valeurs de X et Y des volées d'escalier.....	39
Tableau 23. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du RDC étage courant en ELU	41
Tableau 24. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du RDC étage courant en ELS.	41
Tableau 25. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du l'E. Courant	44
Tableau 26. Tableau de zonage	49
Tableau 27. Les conditions du facteur de qualité	51
Tableau 28. Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance.....	53
Tableau 29. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	54
Tableau 30. Périodes selon la classification	55

Tableau 31 Les valeurs du Coefficient d'accompagnement.....	55
Tableau 31. Taux de participation modale	56
Tableau 35. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	57
Tableau 34. Evaluation des excentricités 2024.....	58
Tableau 35.les valeur des déplacements limite selon les types des structure.....	60
Tableau 36 Valeurs limites des déplacements inter-étages	61
Tableau 37 vérification effets du second ordre sens x-x	61
Tableau 37 vérification effets du second ordre sens y-y	62
Tableau 39 vérification au renversement au sens x-x	63
Tableau 40 vérification au renversement au sens x-x	63
Tableau 41. Taux des charges verticales portées par les voiles	64
Tableau 42. Sollicitations de calcul maximales des poutres	66
Tableau 43. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	67
Tableau 44. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux.....	71
Tableau 45. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	73
Tableau 46. Efforts de réduction les plus défavorables agissants sur les voiles	83
Tableau 47. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal	83
Tableau 48. Tableau récapitulatif du ferrailage transversal	84
Tableau 49. <i>Données relatives aux matériaux ; chargement</i>	88
Tableau 50. Caractéristique géométrique du radier.....	88
Tableau 51. récapitulatif moments M x-x	90
Tableau 52. : récapitulatif moments M y-y	91
Tableau 53. Choix des armatures de radier	93
Tableau 54. vérification à l'ELS	93



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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.

Toute fois 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 neuf étages en BA usage habitation (R+9) système a contreventement mixte équivalant a des voiles, implantée dans la wilaya de Oran (BELGAID) qui est une zone de forte sismicité (zone VI 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 Analysis Professionnal 2024, 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, poteaux 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

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

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 s'intitule la résidence de Maroua et il se situe à BELGAID à la ville d'Oran classée comme zone de moyenne sismicité VI selon le RPA 2024 et dans le groupe d'usage 2 (Figure1).



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

3. Présentation de l'ouvrage

La structure est un bâtiment à usage habitation, constitué d'un rez-de-chaussée (Figure 2) avec une surface de 466.30 m², et de neuf étages pour usage d'habitation avec 4 appartements de type F3 par étage, ce qui donne 40 logements en tout (Figure 2 et 3).

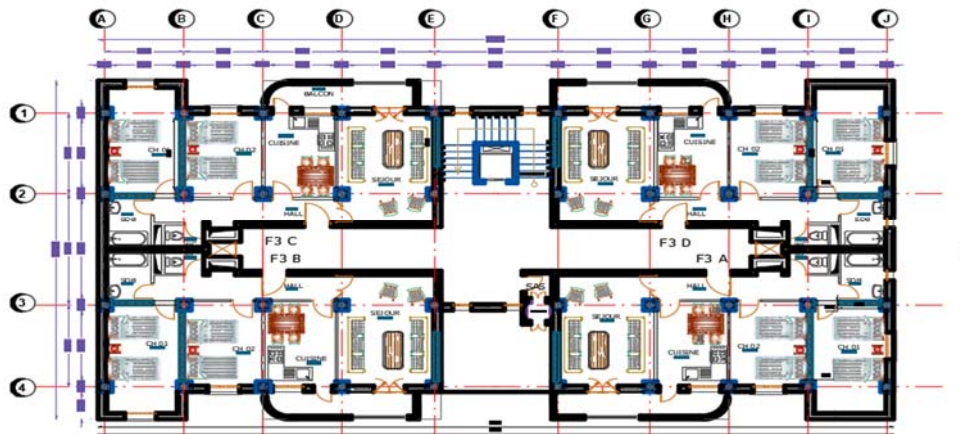


Figure 2. Plan de l'étage courant (Usage d'habitation)



Figure 3. Façade Principale

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 30,20 m

Largueur totale en plan.....15,44 m

Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,06 m

Hauteur totale du bâtiment.....32,22 m

Caractéristiques géotechniques du sol :

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

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5\text{bar}$

Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17,00 \text{ kn/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

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

5. Description technique de la structure

5.1. Structure principale

Les normes parasismiques Algériennes, RPA 2024, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone VI.

5.2. Voiles

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversales et longitudinales. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse;
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

5.3. Portiques

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales;
- Transférer directement les efforts aux fondations.

6. Structure secondaire

6.1 Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre structure, il existe deux types de planchers à savoir, les planchers en corps creux et les planchers en dalle pleine.

Le plancher en corps creux (Figure 4) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

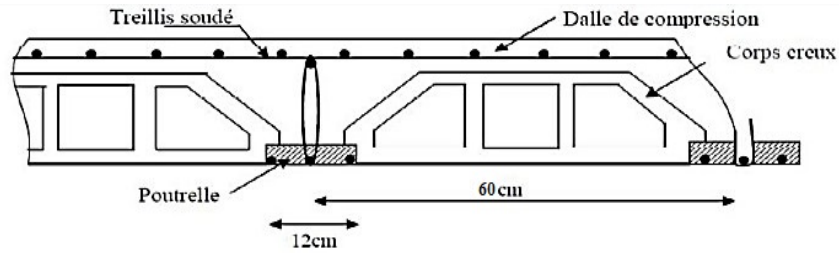


Figure 4. Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (Figure 5) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

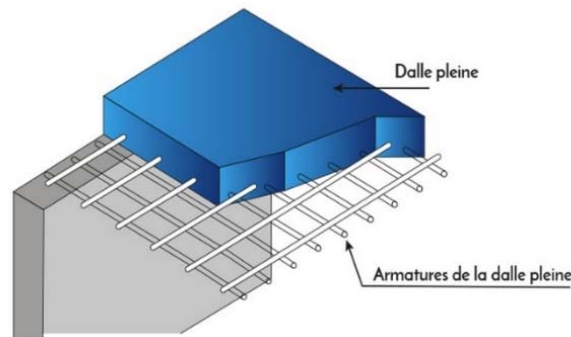


Figure 5. Plancher à dalle pleine

6.2 Escaliers

Les escaliers (Figure 6) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans une structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

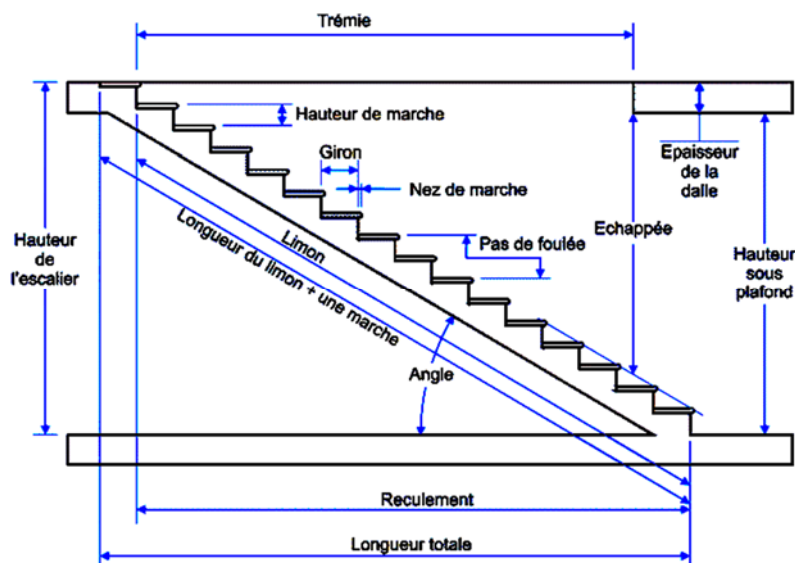


Figure 6. Composants d'un escalier

6.2.1 Maçonnerie

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

6.2.2 Revêtement

Les planchers et les escaliers seront recouverts de carrelage et les salles d'eau et les cuisines seront équipées de revêtements en céramique.

Les murs de façade et les cages d'escaliers sont enduits par du ciment, par contre les cloisons intérieures et les plafonds sont enduits par du plâtre.

6.2.3 Ascenseur

le bâtiment est équipé de deux ascenseurs conçus par un noyau central (entouré de murs voiles).

6.2.4 Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs et l'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour le plancher terrasse.

6.2.5 Acrotère

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

6.3 Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes: soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

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

7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

7.1 Caractéristiques mécaniques du béton

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

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

- Une bonne résistance à la compression;
- Une souplesse d'utilisation;
- Une bonne résistance au feu.

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

7.1.1 Résistance à la compression f_{cj}

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

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

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

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

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

7.1.2 Résistance à la traction f_{ij}

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

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

7.1.3 Contrainte limite de compression

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

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$

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

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

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

7.1.4 Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

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

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

7.1.5 Module d'élasticité

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

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

Caractéristiques mécaniques de l'acier

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

- Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

7.1.6 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 soudées en fils lisses	TLE520	520

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

7.1.7 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

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

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

Etat limite de service

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

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$; [MPa]

η : Coefficient de fissuration

avec $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse (RL) et $\eta = 1,6$ pour l'acier à haute adhérence (HA)

7.2 Protection des armatures

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

- $c \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

7.3 Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant ce travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2022;
- AutoCAD 2023;
- Expert BA 2010 (Robot Expert);

-
- RDM6, Socotec.
 - Office 2016.

7.4 Règlements utilisés

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

8. Conclusion

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



Chapitre II

Prédimensionnement

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 2024 BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles ont des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant 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

$$L_{max} = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

On prend : h = 45 cm et b = 30 cm

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

b = 30 cm > 25 cm; h = 45 cm > 30 cm; h/b = 1,5 < 4.0. Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 7) pour la poutre principale est (30 x 45) cm².

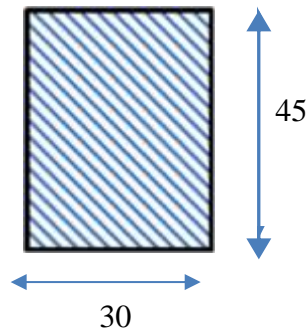


Figure 7. Section transversale de la poutre principale

2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

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

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31,33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ 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 $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

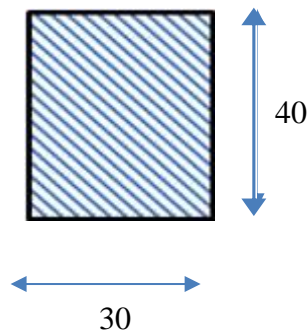


Figure 8. Section transversale de la poutre secondaire

3. Prédimensionnement des planchers

3.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (Figure 13). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

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

$$18,8 \text{ cm} \leq e_p \leq 23,5 \text{ cm}$$

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

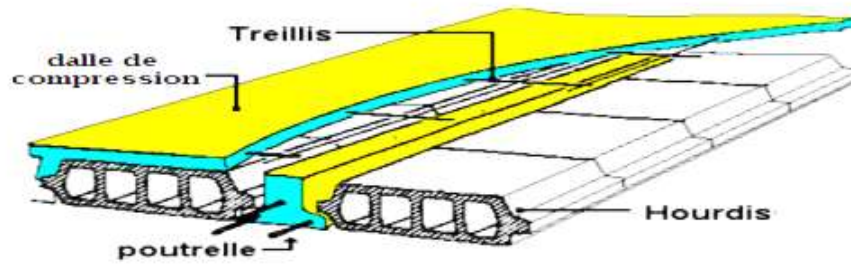


Figure 9. Schéma d'une dalle à corps creux

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

3.2.1 Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 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	0,02	0,24
Forme de pente	20	0,12	2,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,80
Enduit plâtre	10	0,01	0,1
Charge permanente			G = 6,38 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 1 (kN/m²)

3.2.2 Plancher étage courant

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

Tableau 3. 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 :

$$0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{470}{510} \leq 1$$

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

$$\frac{L}{50} = \frac{510}{50} = 10,2 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{510}{40} = 12,75 \text{ cm}$$

On choisit $h_d = 12 \text{ cm}$

Condition d'isolation acoustique

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

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 4. 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			$G = 6,01 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation (Charges d'habitation)			$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation (Terrasse)			$Q = 1 \text{ kN/m}^2$

4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

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

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 10.

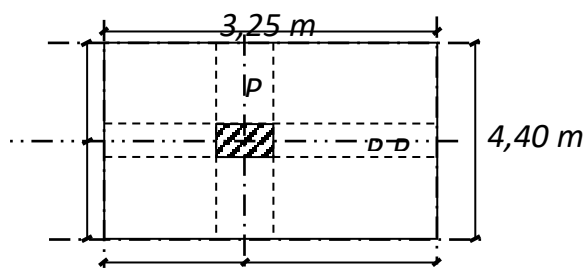


Figure 10. Section afférente du poteau plus sollicité

4.1 Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface affectée $S_{aff} = 14,3 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- Critère de résistance

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

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 11)

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

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

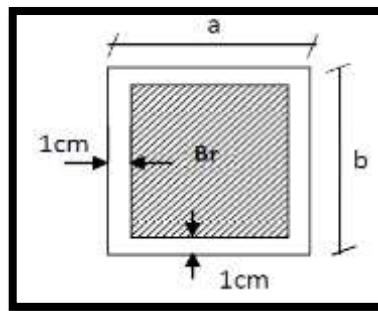


Figure 11. Section réduite du poteau

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

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \quad (\text{Oran : zone VI})$$

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

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

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

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

$$\text{d'où, } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \cdot 435 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu = 0,6404858204 \cdot Nu$$

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

- **Vérification des conditions du RPA 2024**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Vérification des conditions de flambement**

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

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à 0.50.Q sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

$i =$	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
0	Haut 9 ^{ème} étage	1
1	Haut 8 ^{ème} étage	2,5
2	Haut 7 ^{ème} étage	3,85
3	Haut 6 ^{ème} étage	5,05
4	Haut 5 ^{ème} étage	6,1
5	Haut 4 ^{ème} étage	7
6	Haut 3 ^{ème} étage	7,75
7	Haut 2 ^{ème} étage	8.35
8	Haut 1 ^{ème} étage	8.8
9	Haut RDC	9.1

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 6).

Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux

#	EEAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{tot} [kN]	N _{sup} [kN]	N _{inf} [kN]	N _{app} [kN]	N _{glisse} [kN]	N _a [kN]	N _b [kN]	De [cm]	a	choix	section IFA	Voie Endoaxe
5,06	haut 9 eme etage	6,5	1	20,040	16,600		0,800	185,364	222,014	362,400	142,400	13,837	30	13,026	24,732
5,06	haut 8 eme etage	13,06	2,0	40,095	33,210		7,928	349,092	434,415	718,815	276,240	16,611	30	18,938	24,732
5,06	haut 7 eme etage	16,62	3,05	60,143	49,815		15,856	508,544	634,758	1082,474	407,390	21,004	35	22,990	21,001
5,06	haut 6 eme etage	21,08	5,05	80,190	66,410		26,646	664,648	837,994	1418,547	537,770	25,090	35	26,615	21,001
5,06	haut 5 eme etage	26,74	6,1	100,238	83,815		37,437	816,202	1036,992	1758,915	665,547	27,708	40	29,352	26,531
5,06	haut 4 eme etage	31,8	7	120,285	99,610		51,231	961,877	1235,323	2061,633	782,857	30,057	40	32,090	28,531
5,06	haut 3 eme etage	36,86	7,75	140,333	116,235		65,025	1107,400	1419,586	2443,436	917,212	31,291	45	34,532	26,400
5,06	haut 2 eme etage	41,92	8,35	160,380	132,830		83,823	1246,976	1623,558	2985,895	1042,005	34,200	45	36,015	26,400
5,06	haut 1 eme etage	46,98	8,9	180,428	149,445		101,301	1391,279	1813,652	3325,659	1163,003	36,116	50	38,923	24,811
5,06	haut rdc	46,98	9,1	180,428	149,445		123,323	1399,197	1875,780	3447,389	1260,891	36,407	50	35,241	24,811
2	HAUT AVANT POTEAU	46,98	9,1	180,428	149,445	23,198	145,344	1399,197	1897,301	3387,848	1208,059	36,908	50	35,022	24,810
	haut sensfle	46,98	9,1	180,428	149,445	23,198	168,848	1399,197	1867,120	3483,483	1211,149	36,902			

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 7.

Tableau 7. Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
RDC - 1 ^{er}	45 x 45
2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage	40 x 40
4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	35 x 35
6 ^{ème} - 9 ^{ème} étage	30 x 30

5. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par RPA 2024. Les voiles servent, d'une part, Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

D'après le RPA 2024 article 7.7.1 les voiles (Figure 12) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments 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.

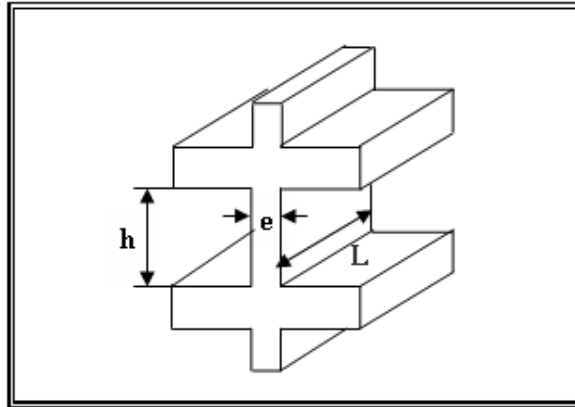


Figure 12. Coupe en élévation d'un voile

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 $a \geq \frac{h_e}{20}$.

Le prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 8.

Tableau 8. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h _e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC – Etage courant	306	286	14.3	15

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 15 cm.

6. Prédimensionnement de l'acrotère

Un mur d'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé sur l'ensemble de la périphérie de la toiture terrasse et dont la section transversale ci-dessous (Figure 13).

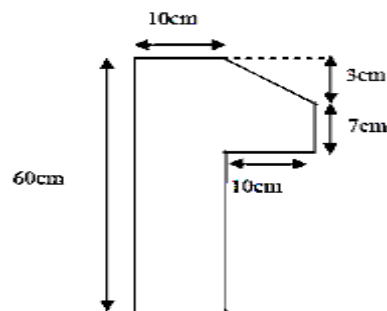


Figure 13. Section transversale de l'acrotère

7. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.40 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 9. 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	0,025	0,5
Mortier de pose	18	0,015	0,3
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 = 5,32kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3,5 kN/m²

8. 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 14).

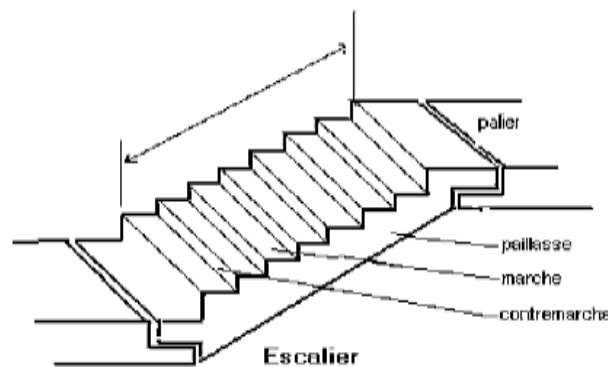


Figure 14. Eléments composants d'un escalier

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

Dans ce projet, les escaliers sont composés de deux volés à coter de l'ascenseur.

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

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

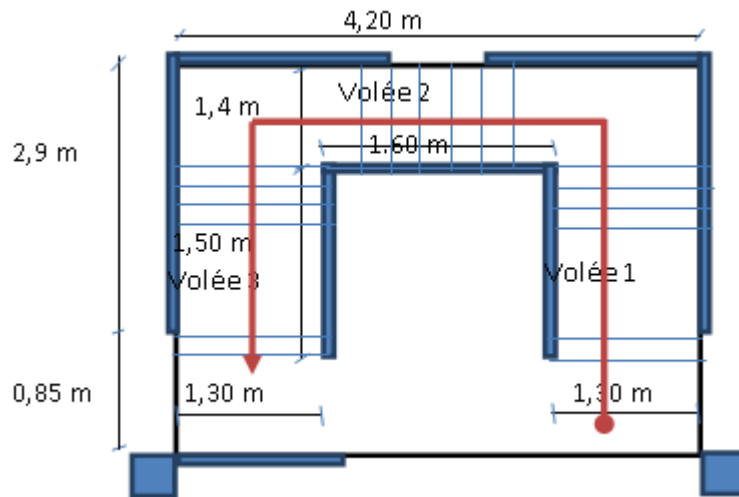


Figure 15. Vue en plan de la cage d'escalier

Tableau 10. Caractéristiques de l'escaliers

	Etage
h_e (m)	3,06
N contre marches	18
N contre marches volée 1 et 3	6
N contre marches volée 2	6
h_{volée1et 3} (m)	1,02
h_{volée2} (m)	1,02
l_{volée1 et 3} (m)	1,50
l_{volée2} (m)	1,50

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

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

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.

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(150^2 + 102^2)} = 181,40 \text{ cm}$$

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

$$\frac{L_{\text{paillasse}}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{paillasse}}}{20} \Rightarrow \frac{181,40}{30} \leq e_p \leq \frac{181,40}{20}$$

$$\Rightarrow 6,04 \text{ cm} \leq e_p \leq 9,07 \text{ cm}$$

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 regroupées sur les Tableaux 11 et 12.

Tableau 11. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0,025	0,7
Mortier de pose	18	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G = 5,57 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

Tableau 12. 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	28	0,025	0,7
Revêtement verticale	28	0,025. (0,17/0,3)	0,39
Matière de pose	20	0,02	0,40
Poids propre de la paillasse	25	0,08/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 = 6,95 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (kN/m²)

9. Conclusion

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

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Plancher à corps creux

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

1.1 Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 6 types de solives (Figure 16).

Étage courant

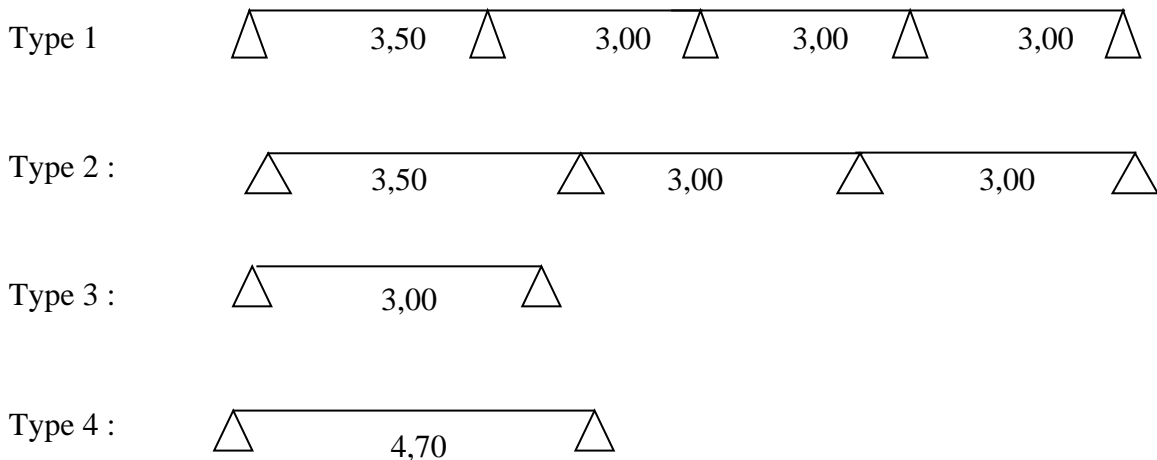


Figure 16. Différents types de poutrelles

1.2 Choix de la méthode de calcul

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

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

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

1.3 Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet , les 4 conditions (a, b, c et d) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 6 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

Tableau 13. 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	-6,95	- 5,02	9,99	7,21	17,48	12,62
	Terrasse	-6,37	- 4,63	8,92	6,49	16,03	11,66
4	Etage courant	-6,95	- 5,02	9,99	7,21	17,48	12,62
	Terrasse	-6,37	- 4,63	8,92	6,49	16,03	11,66
5	Etage courant	0	0	10,215	7,38	13,62	9,84
	Terrasse	0	0	11,38	8,30	15,17	11,07
6	Etage courant	0	0	25,07	18,11	21,34	15,42
	Terrasse	0	0	27,92	20,38	23,77	17,34

1.4 Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupés dans le Tableau 14. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 17.

Tableau 14. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [kN.m]	Moment en travée [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-6,95	27,92	23,77
ELS	-5,02	20,38	

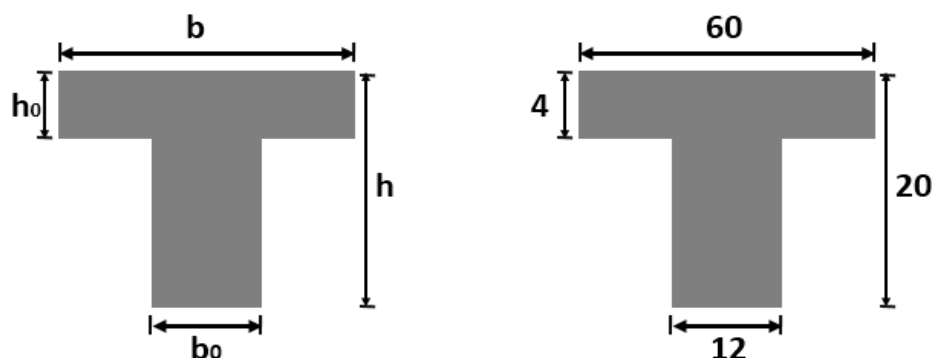


Figure 17. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

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

Tableau 15. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	2 HA10	2 Ø 6
En travée	3 HA10	2 Ø 6

1.5 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 6,95 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 6,95 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 18).

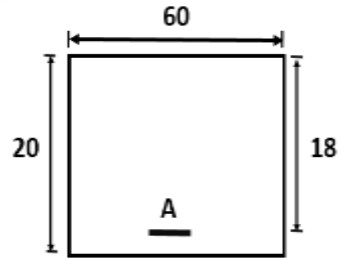


Figure 18. Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6950}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0252$$

$$\mu = 0,0252 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,03063$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6950}{435 \times 0,988 \times 18} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,12 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3T10 \rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{t\max}^s = 5,02 \text{ kN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' \nexists

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

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

$$\gamma = \frac{M_{t\max}^u}{M_{t\max}^s} = \frac{6,95}{5,02} = 1,38$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$T_{\max}^u = 23,77 \text{ kN}$$

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 :

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

$$T_{\max}^u = 23,77 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

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

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

On doit vérifier que :

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

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{500} \left[23770 + \frac{-6950}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,66 \text{ cm}^2$$

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

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{23770}{12 \times 18 \times 100} = 1,10 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 1,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

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

Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

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

Donc,

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

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

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

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

1.6 Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

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

Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm}$ $A_1 = \frac{200}{f_e}$ (L_n en cm)
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$ $A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e}$ (L_n en cm)

Avec :

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

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

A_2 : Diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \quad A_1 = 1,7 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles

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

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$5T6 \text{ A} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

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 20).

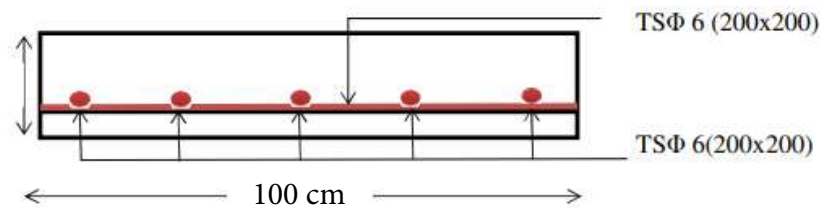


Figure 19. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

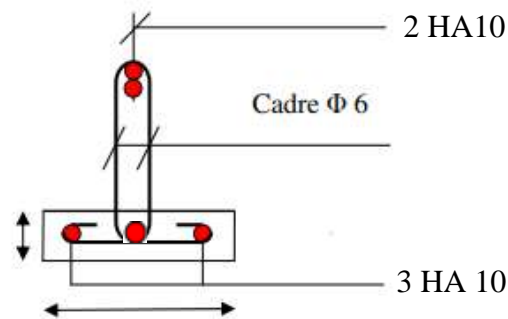


Figure 20. Ferrailage de la poutrelle

2. Plancher à dalle pleine

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

2.1 Méthode de calcul

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

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

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

Calcul des moments de flexion maximaux M_{0x} et M_{0y} au centre de la dalle en la considérant sur son contour : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec, μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y .

Les affectation de fraction forfaitaire de M_{0x} et M_{0y} selon le processus suivant(BAEL 91) en respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1,25 M_0$$

Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moments en travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments en appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -0,5 M_{0x} \\ M_{ay} = -0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ix} = -0,5 M_{0x} \\ M_{iy} = -0,5 M_{0y} \end{array} \right.$$

Moments sur appuis de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{arx} = -0,3 M_{0x} \\ M_{ary} = -0,3 M_{0y} \end{array} \right.$$

Concernant l'effort tranchant, pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, a et b sont les dimensions de la dalle telle que ($a < b$)

$$\text{Effort tranchant par unité de longueur d'appui} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Maximum au milieu du plus grand côté : } T_{\max} = \frac{P}{2b + a} \\ \text{Minimum au milieu du plus ptite côté : } T_{\min} = \frac{P}{3b} \end{array} \right.$$

2.2 Détermination des moments maximums

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II), on a :

$$G = 5,06 \text{ kN/m}^2; Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Le panneau le plus défavorable est $L_x = 4,70$ m et $L_y = 5,10$ m

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,70}{5,10} = 0,922 > 0,4 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

$$\text{ELU : } \bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5 = 9,081 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \overline{q_u} \times 1,00 = 9,081 \text{ kN/ml}$

ELS : $\overline{q_s} = G + Q = 5,06 + 1,5 = 6,56 \text{ kN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_s = \overline{q_s} \times 1,00 = 6,56 \text{ kN/ml}$.

Les moments maximums en travée et en appui dans les 2 sens sont résumés dans le Tableau 16.

Tableau 16. Moments les plus défavorables dans les 2 sens

		M_u [kN. m]	M_{ser} [KN. m]	T_u [kN]
Sens XX	Travée	8,33	7,55	18,05
	Appui	2,63	4,44	
Sens YY	Travée	6,87	4,78	14,61
	Appui	2,17	2,81	

2.3 Ferrailage de la dalle pleine

Le calcul du ferrailage de la dalle pleine est réalisé en flexion simple et les résultats sont récapitulés dans le Tableau 17 ci-dessous.

Tableau 17. Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant les deux sens

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Choix [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	1,87	2,17	4T10 (3,14)	25
	Appui	0,58	2,17	4T10 (3,14)	25
Sens YY	Travée	1,54	2,17	4T10 (3,14)	25
	Appui	0,48	2,17	4T10 (3,14)	25

Pour l'état limite de service, on vérifie la relation $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ et le Tableau 18 confirme que cette relation est vérifiée et par conséquent le ferrailage calculé à l'E.L.U convient pour l'E.L.S.

Tableau 18. Vérification des contraintes à l'E.L.S dans les deux sens

		M_u [kN.m]	M_{ser} [kN.m]	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travée	8,33	7,55	1,36	0,028	0,43	C.V
	Appui	2,63	4,44	1,36	0,013	0,43	C.V
Sens YY	Travée	6,87	4,78	1,36	0,014	0,43	C.V
	Appui	2,17	2,81	1,36	0,008	0,43	C.V

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires car $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car $\frac{h_d}{L_x} > \frac{1}{16}$ et $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

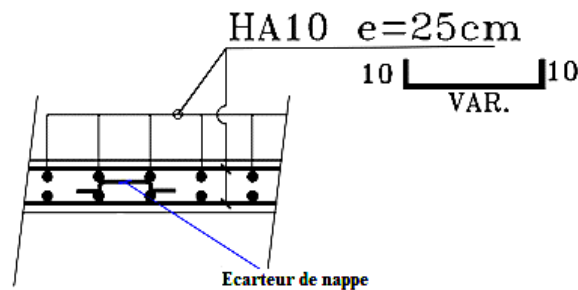


Figure 21. Ferrailage de la dalle pleine

3. Balcon

Le bâtiment est équipé de balcons composés de dalles pleines d'une épaisseur de 15 cm. Ces dalles sont de type console, ce qui signifie qu'elles sont intégrées et encastrées au niveau du plancher.

3.1 Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ kN/m}^2$

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

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 22 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 19.

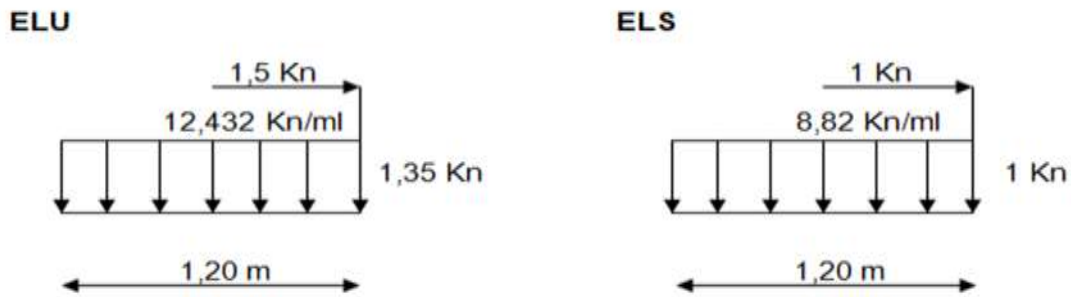


Figure 22. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

Tableau 19. Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en appuis [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	- 10.570	-16.270
ELS	- 7.550	-11.580

3.2 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.

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,57 \times 10^6}{1000 (135)^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,57}{7,55} = 1,40$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow (\text{On n'utilise pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$\mu_{bu} = 0,041 < 0,29 \rightarrow \text{On opte pour la méthode simplifiée}$$

$$\text{Calculer } Z_b : Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0,6 \times 0,041)$$

$$Z_b = 131,679 \text{ mm}$$

$$\text{Calculer } A_I : \mu_{bu} = \frac{M_u(\max)}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{10,57 \times 10^6}{131,679 \times 435} = 184.530 \text{ mm}^2 = 1,84 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA12 = 5,65 cm² avec un espacement de 20 cm (Figure 23).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{1,84}{4} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement de 20 cm

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{16,27 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2,5 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

Les conditions des contraintes de compression dans le béton et des contraintes maximales dans l'acier sont 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.

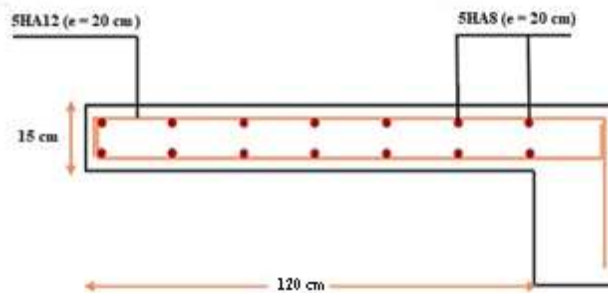


Figure 23. Schéma de ferrailage du balcon

4. Étude de l'acrotère

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

Le calcul pour une bande linéaire de 1 mètre sera effectué en utilisant la méthode de flexion composée dans la section d'encastrement (Figure 24).

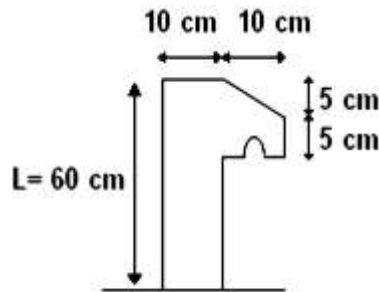


Figure 24. Coupe transversale de l'acrotère

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 20. Charges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (kN/ml)	Enduit ciment (kN/ml)	G (kN/ml)	Q (kN/ml)
0,069	0,069 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) du RPA 2024)
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10) du RPA 2024)
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4) du RPA 2024)
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1) du RPA 2024)
- 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

$$F_p = (0,30 \times 1 \times 1,20) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \cdot 0,60}{32,22}\right) \times 1,725 = 0,52 \text{ kN}$$

Centre de pression : $x_c = 0,0616 \text{ m}$

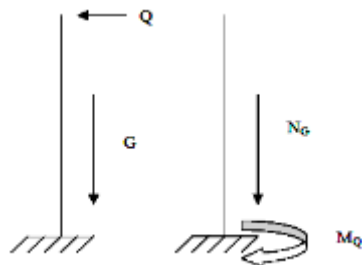


Figure 25. Schéma statique de l'acrotère

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.

Tableau 21. Sollicitations de calcul de l'acrotère

	M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
ELU	0,468	2,86	1,5
ELS	0,312	2,125	1

4.2 Ferrailage de l'acrotère

$$h = 10\text{cm}; b = 100\text{cm}; c = 7\text{cm}; d = 3\text{cm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,468}{2,86} = 0,164 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9352 \text{ KN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{935,2}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0731 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,91 - \frac{2860}{348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures (Figure 26)

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

Armatures de répartition

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

Choix d'armatures

$$A_r = 4 \text{ HA10} = 1,509 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $S_t = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

ELS : Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

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

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

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,312 \text{ KN.m}$$

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

$$e = \frac{0,60}{1,6875} = 0,15 \text{ m donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,164 - 0,1/2 = -0,2 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -4794,22 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 126467,79 \text{ cm}^3$$

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

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = 36,67 \text{ cm}$$

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

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

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

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

Calcul du moment statique de la section

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

Contrainte du béton

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

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} = \frac{2125}{100 \times 42,72} = 0,49$$

$$\sigma_c = 0,49 \times 2,62 = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 1,28 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot \eta} \right\} = 201,63 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

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

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

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

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

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

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

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

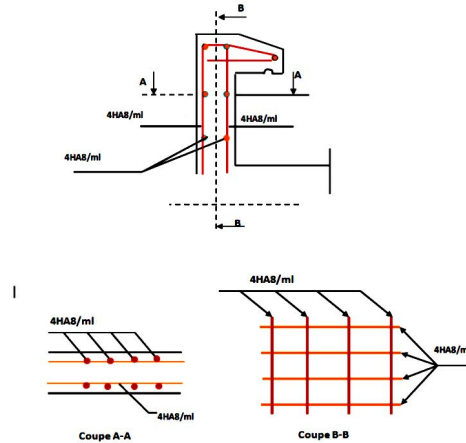


Figure 26. Ferrailage de l'acrotère

5. Escaliers

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

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.

$$\text{ELU } q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,57 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 6,99 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,19 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS } q_{\text{palier}} = 5,57 + 2,5 = 8,07 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6,99 + 2,5 = 9,49 \text{ kN/m}$$

5.2 Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 3 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, l'étage courant, alors les schémas atique des volées sont différents. La coupe en plan de la cage d'escalier a été schématisée dans le chapitre 2 lors du prédimensionnement d'escalier. Les schémas statiques des trois volées sont illustrés sur la Figure 27.

Tableau 22. Valeurs de X et Y des volées d'escalier

Etage	X (m)	Y(m)
E. Courant (Volée 1)	0	1,5
E. Courant (Volée 2)	1,35	1,50
E. Courant (Volée 3)	0,8	1,5

5.2.1 Etude et ferrailage de l'escalier

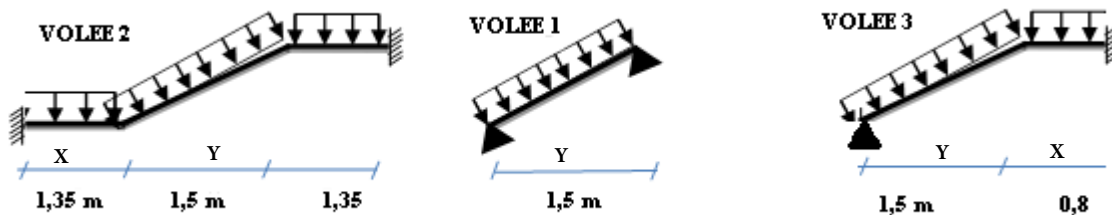


Figure 27. Dimensions de l'escalier de l'étage courant

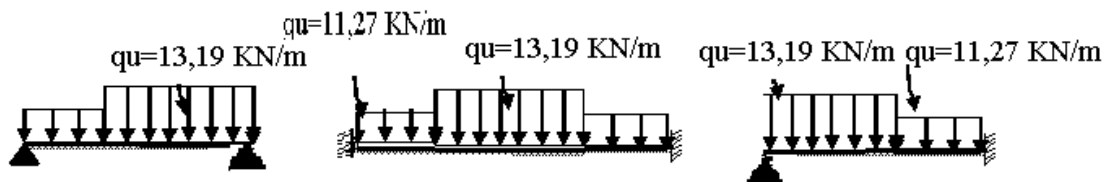


Figure 28. Schéma statique de l'escalier de l'étage courant

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).

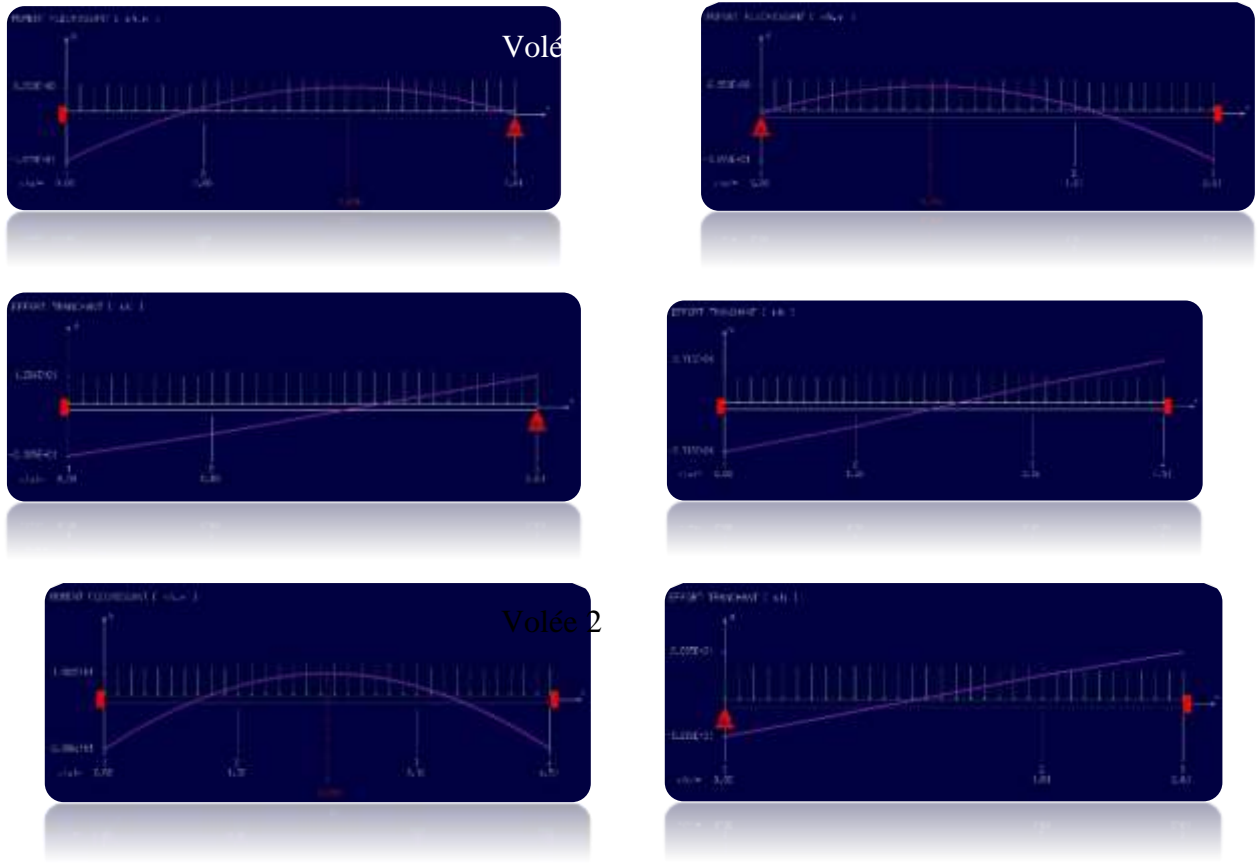
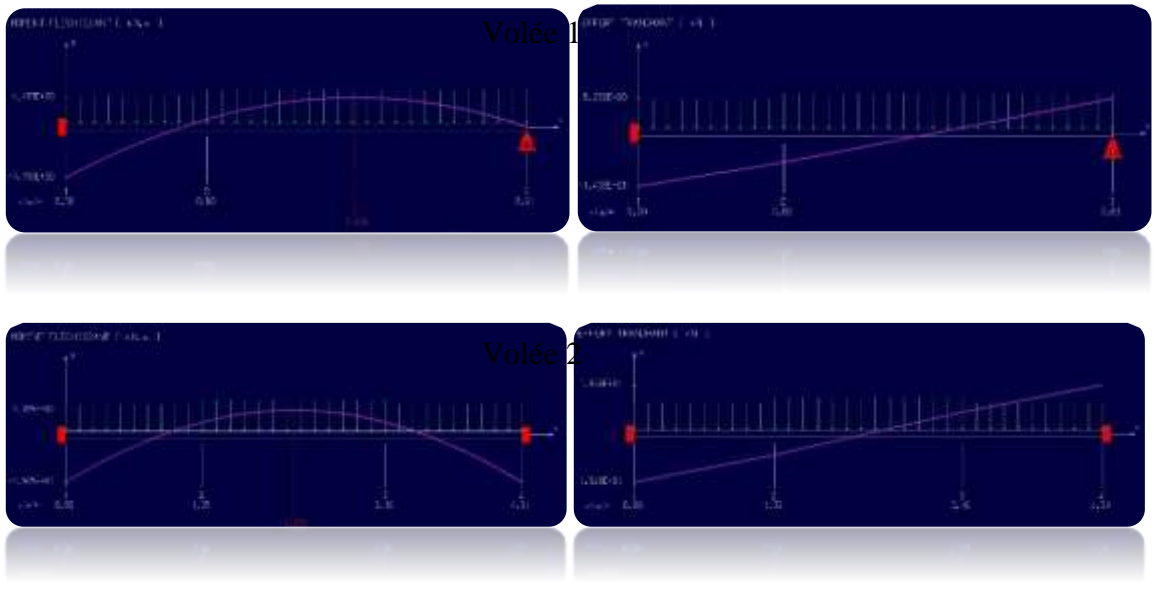


Figure 29. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELU



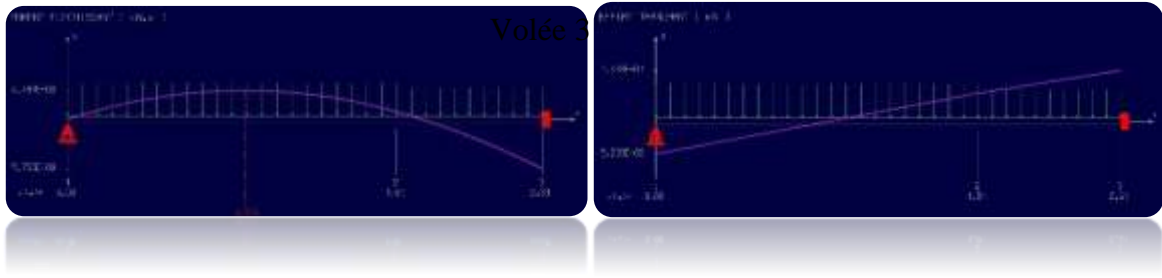


Figure 30. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC étage courant en ELS

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 23. 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	-10,79	6,25
	Volée 2	27,15	-20,96	10,82
	Volée 3	20,05	-10,79	6,25

Tableau 24. 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	14,39	-7,75	4,49
	Volée 2	19,48	-15,05	7,78
	Volée 3	14,39	-7,75	4,49

Volée 2 :

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10820}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14,2} = 0,065 < 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,065}) = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,084 = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10820}{0,96 * 10,8 * 348} = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 10,8 * \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = \max(2,99; 1,304) \text{ cm}^2 = 2,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : 6 HA12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33] \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 4 HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

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

Vérification ELS

$$M_u = 10820 \text{ N.m}$$

$$M_s = 7780 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{10820}{7780} = 1,39$$

$$\alpha = 0,084 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

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

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

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

$$M_{u \text{ max}} = 10820 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{10820 \cdot 4^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,011 \text{ cm}$$

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

$$f = 0,011 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{20960}{100 \cdot 10,8^2 \cdot 14,2} = 0,126 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

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

$$\alpha = 0,168; \beta = 0,93$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta d \sigma_s} = \frac{20960}{0,93 * 10,8 * 348} = 5,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 10,8 * \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(5,99; 1,304) \text{ cm}^2 = 5,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$e = 12 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_u = 20960 \text{ N.m}$$

$$M_s = 15050 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{20960}{15050} = 1,39$$

$$\alpha = 0,168 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{10820 \cdot 4,2^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,012 \text{ cm}$$

$$f = 0,026 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs

$$\text{suivantes : } \bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$T_u = 30,29 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{27150}{1000 \cdot 108} = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

Le calcul du volée 1 et 3 se fait de la même manière et les résultats du ferrailage de l'escalier du l'étage courant résumés dans le Tableau 25.

Tableau 25. 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 2	En appui	8 HA12 (9,05cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	6 HA12 (6,79 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)		
Volée 1 et 3	En appui	4 HA10 (3,14 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
	En travée	4 HA10 (3,14 cm ²)	4 HA10 (3,14 cm ²)		

Les croquis du ferrailage des escaliers du l'E. Courant sont schématisés sur les Figures, 31 32 et 33

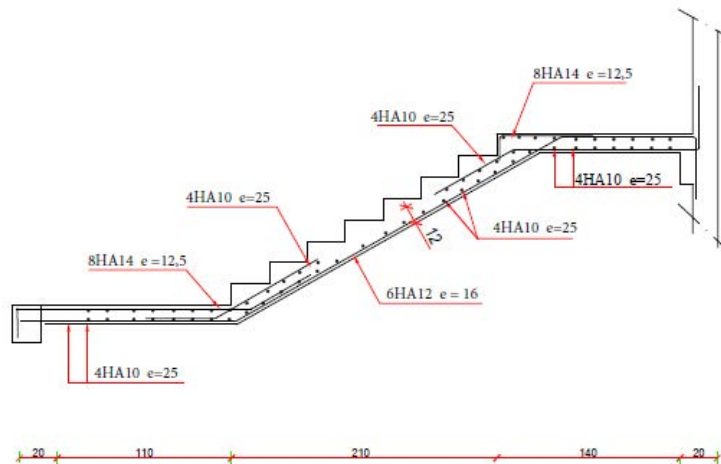


Figure 31. Ferrailage du volée 1 de l'escalier du RDC

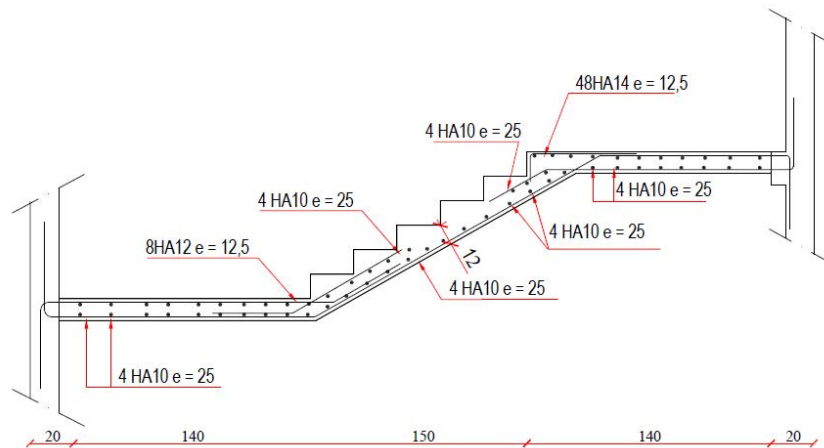


Figure 32. Ferrailage du volée 2 de l'escalier du RDC

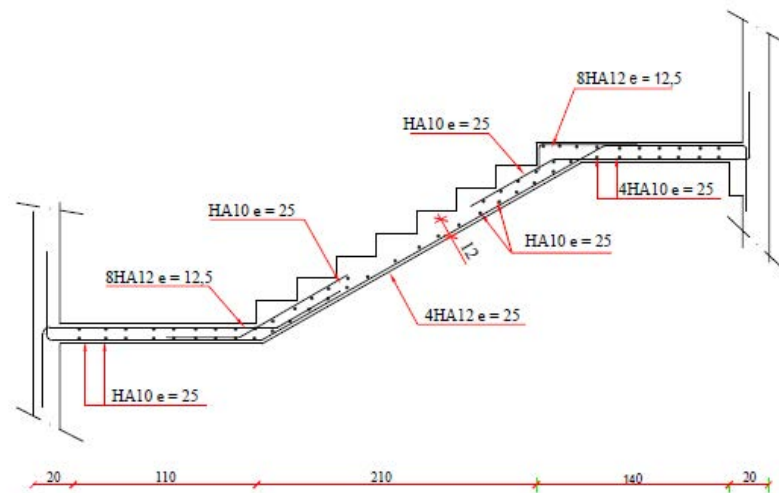


Figure 33. Ferrailage du volée 3 de l'escalier du l'E. courant RDC

6. Conclusion

Ce chapitre a exposé en détail le calcul des différents éléments secondaires composant la structure de l'édifice et ainsi une étude détaillée avec ferrailage du plancher à corps creux et à dalle pleine a été réalisée. L'étude et le ferrailage du balcon, de l'acrotère et des trois types d'escaliers assurant la circulation verticale a été détaillée dans ce chapitre.



Chapitre IV

Etude dynamique

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents. L'étude parasismique considère que les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher et que seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte et que les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

Selon RPA 2024 , les forces sismiques peuvent être déterminées par la méthode statique équivalente, par la méthode d'analyse modale spectrale ou par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2. Étude dynamique

2.1 Objectif de l'étude

L'objectif initial de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres non amorties (VLNA). Ce qui permet ensuite de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle est présentée initialement est souvent très complexe. C'est pourquoi il est courant de recourir à des modélisations qui simplifient suffisamment le problème pour qu'il puisse être analysé de manière plus aisée.

2.2 Présentation du Logiciel Robot structural Analysis

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse de structures développé par Autodesk. Il offre des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de divers types de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les structures industrielles et les structures en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et aux concepteurs de réaliser des études de résistance, de stabilité et de réponse dynamique des structures. Il prend en charge la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. Il permet également d'importer des modèles à partir de logiciels de CAO courants tels que AutoCAD et Revit.

Robot Structural Analysis propose une large gamme d'options de chargement, y compris les charges statiques, les charges de vent, les charges sismiques et les charges de température. Il permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses de stabilité pour évaluer le comportement des structures sous différentes conditions.

Le logiciel offre également des fonctionnalités avancées pour la conception et l'optimisation des structures. Il fournit des outils de vérification des sections et des armatures, permettant de s'assurer que les éléments structuraux sont conformes aux normes de conception. De plus, il génère des rapports détaillés et des diagrammes pour faciliter la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un puissant outil d'analyse structurelle qui aide les ingénieurs à modéliser, simuler et analyser les performances des structures dans le but d'assurer leur sécurité et leur efficacité.

2.3 Modélisation de la structure

La modélisation est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.

-
- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
 - Introduction du spectre de réponse en introduisant les paramètres de base et sismiques correspondants à la structure
 - Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
 - Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
 - Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2022 est représentée sur la Figure 34.

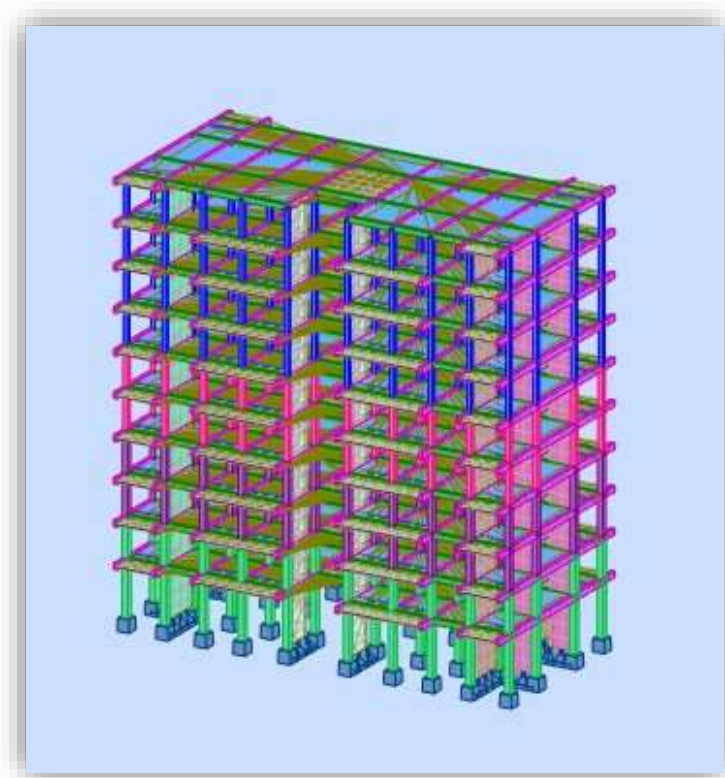


Figure 34. Modèle 3D de la structure

La coupe en plan de la structure (Figure 35) où il est mentionné la position des voiles de contreventement choisi.

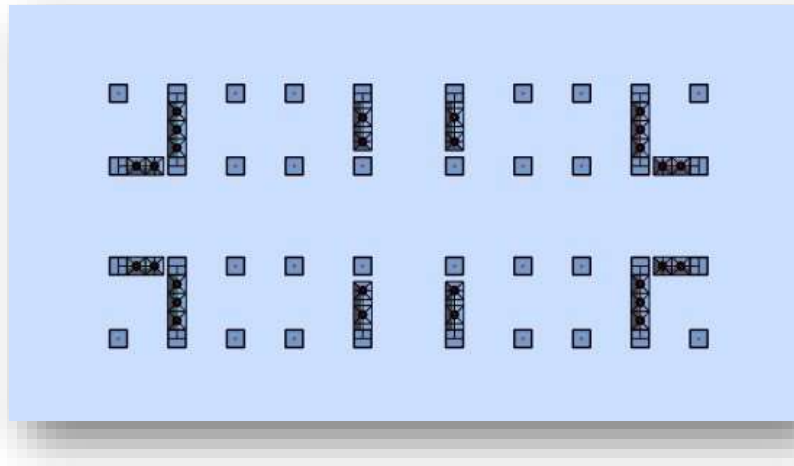


Figure 35. Coupe en plan de la structure a la base

3. Classification de la structure

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité. La Figure (3.1) et l'annexe A du RPA 2024 précisent cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 26. Tableau de zonage

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

Oran est classée de zone « VI » forte de sismicité

4. 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.

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

Système à contreventement mixte : équivalent à des voiles Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

R : coefficient de comportement de la structure donner par le tableau (3.17 selon le RPA 2024)

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

5. Calcul de facteur de qualité

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

Tableau 27. Les conditions du facteur de qualité

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

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

Régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **C.V**
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment
- La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 $\Rightarrow \frac{30.15}{14.20} = 2.12 < 4$ **C.V**
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction $\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.20}{14.20} = 0.22 < 0.25$ **C.V**
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. **C.V**

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

6. 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.

7. Méthode d'analyse modale spectrale

7.1 Principe

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

7.2. Spectre de calcul

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

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

Avec :

$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la Pesanteur, g

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S1 pour la période de retour de Non effondrement $T_r=475$ ans

I : coefficient d'importance

S: coefficient de site

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté

T1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

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

Q_F : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure

Composante verticale de l'action sismique

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, définie au § 3.3.2 du RPA 2024, est pris en compte, car la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g = 0,270$) est supérieure à $(0,25g)$.

Tableau 28. Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance

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

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

- **Facteur de correction d'amortissement "η" :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [3.5] des RPA 2024.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10\%$ D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

7.3. La force sismique totale

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

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

Avec :

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

λ : Coefficient de correction

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

8 Résultats de la méthode modale spectrale

8.1. Période fondamentale de la structure

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

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

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. $h_N=21,42$ m

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

$$T = 0,67 \text{ s}$$

8.2. Vérification de la période

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

Tableau 29. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	$T_{x\text{mod}}$ [s]	Condition du RPA
0.67	0.87	0.78	Vérifiée

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

Donc selon le RPA 2024 on prend $T_0 = 0.64$ s

Tableau 30. Périodes selon la classification

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

Avec :

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

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante du site. **$T_2 = 0,60$ s (Site S_3).**

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

Donc : A.I.S. $[2.5 \frac{Q_F}{R}]$ car : $T_1 \leq T \leq T_2$

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 **$S=1.3$**

8.3. Calcul de poids total W de la structure

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

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 le poids total de la structure est : **$W = 27374.94$ KN**

Tableau 31 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	0.30
2a	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions	
2b	avec places debout -salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec	0.40
3	places assises	0.50
4	-Entrepôts, hangars	1.00
5	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés -Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

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

WQ_i : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau 31.

8.4 Calcul de la force sismique avec la méthode statique équivalent

$$V_x = V_y = 5102.019 \text{ KN}$$

8.5 Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 32 des résultats dynamique ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse est atteinte.

Tableau 32. Taux de participation modale

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	0,87	71,34	0,00	71,34	0,00	2737494,03	2737494,03
7/ 2	0,64	0,00	66,82	71,34	66,82	2737494,03	2737494,03
7/ 3	0,62	0,00	0,00	71,34	66,82	2737494,03	2737494,03
7/ 4	0,28	16,15	0,00	87,49	66,82	2737494,03	2737494,03
7/ 5	0,16	0,00	18,80	87,49	85,62	2737494,03	2737494,03
7/ 6	0,16	0,00	0,00	87,49	85,62	2737494,03	2737494,03
7/ 7	0,14	5,35	0,00	92,84	85,62	2737494,03	2737494,03
7/ 8	0,09	2,60	0,00	95,44	85,62	2737494,03	2737494,03
7/ 9	0,07	0,00	6,83	95,44	92,45	2737494,03	2737494,03
7/ 10	0,07	0,00	0,01	95,44	92,46	2737494,03	2737494,03

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

$Temp < T_{dyn} < 1,3Temp$

- Le premier mode est une translation suivant y ;
- Le deuxième, une translation suivant x ;
- Le troisième, une torsion ;
- Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 7ème mode sens x et au 9ème mode pour le sens y.

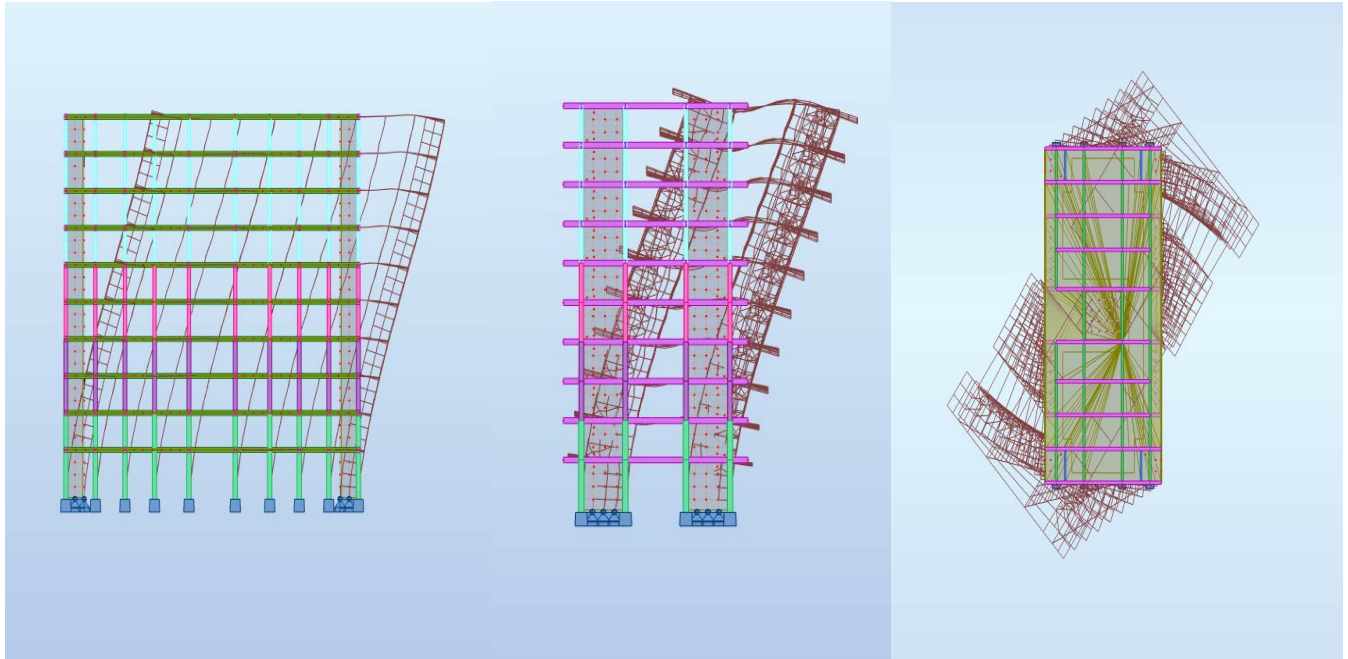


Figure 36. vibration du bâtiment selon les 3 mode

8.6 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Le Tableau 33 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau 33. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	4130,82	/
$V_t(y)$	/	4101,52
$V(x)$	5102,012	/
$V(y)$	/	5102,02
$\frac{V_t}{V}$	0,8	0,81
Coefficient de majoration	0	PAS DE MAJ

9. Evaluation des excentricités :

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

- Excentricité théorique

$$E_x = X_m - X_t$$

$$E_y = Y_m - Y_t$$

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

- Excentricité accidentelle

$$E_{acc_x} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,507 \text{ m}$$

$$E_{acc_y} = 0.05 \times \max(L_x, L_y) = 1,507 \text{ m}$$

L_x ; L_y : dimensions de la structure en plan (30.15m ; 14.20 m)

Tableau 34. Evaluation des excentricités 2024

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
7/ 1	Etage 1	308575,95	14,85 6,28 2,04	14,85 6,25 3,10	0,00	0,03
7/ 2	Etage 2	275663,01	14,85 6,28 5,61	14,85 6,25 6,51	0,00	0,03
7/ 3	Etage 3	262650,91	14,85 6,28 8,67	14,85 6,25 9,62	0,0	0,03
7/ 4	Etage 4	262650,91	14,85 6,28 11,7	14,85 6,25 12,6	0,0	0,03
7/ 5	Etage 5	251169,65	14,85 6,29 14,7	14,85 6,25 15,7	0,00	0,04
7/ 6	Etage 6	251169,65	14,85 6,29 17,8	14,85 6,25 18,8	0,00	0,04
7/ 7	Etage 7	241219,23	14,85 6,29 20,9	14,85 6,25 21,9	0,00	0,04
7/ 8	Etage 8	241219,23	14,85 6,29 23,9	14,85 6,25 25,0	0,00	0,04
7/ 9	Etage 9	241219,23	14,85 6,29 27,0	14,85 6,25 28,0	0,00	0,04
7/ 10	Etage 10	401956,27	14,85 6,40 30,0	14,85 6,25 31,0	0,00	0,15

10. Vérification de la Structure

10.1. Combinaisons d'actions

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

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

$$ELS = G + Q.$$

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

Où

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad \begin{array}{l} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{array}$$

10.2. Justification vis-à-vis de la résistance

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

$$Sd \leq Rd$$

où :

Sd : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons, cf. Eqns. (5.1) à (5.4) du RPA 2024, incluant éventuellement les effets du 2^o ordre.

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

10.3. Justification vis-à-vis de la ductilité

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

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

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

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

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

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul (cf. § 6.1.2). Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme, obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal à 1.3, selon la combinaison de charges suivante :

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

10.6. Justification de la stabilité des fondations

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

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

11. Vérification des déplacements inter-étages

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

Tableau 35.les valeur des déplacements limite selon les types des structure

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

Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

h_K : la hauteur du niveau « k »

V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

Tableau 36 Valeurs limites des déplacements inter-étages

Niveau	H mm	Δx cm	Δy cm	$R \times k_x$ cm	$R \times k_y$ cm	$H_k \cdot 0,0075$	Observation $\Delta k_x < 0,0075H$	Observation $\Delta k_x < 0,0075h$
1	3060	0,83025	0,29025	1,6605	0,5805	2,295	Vérifiée	Vérifiée
2	3060	0,954	0,423	1,908	0,846	2,295	Vérifiée	Vérifiée
3	3060	1,14075	0,5625	2,2815	1,125	2,295	Vérifiée	Vérifiée
4	3060	1,2195	0,666	2,439	1,332	2,295	Vérifiée	Vérifiée
5	3060	1,332	0,7515	2,664	1,503	2,295	Vérifiée	Vérifiée
6	3060	1,35225	0,8055	2,7045	1,611	2,295	Vérifiée	Vérifiée
7	3060	1,3995	0,8415	2,799	1,683	2,295	Vérifiée	Vérifiée
8	3060	1,3275	0,846	2,655	1,692	2,295	Vérifiée	Vérifiée
9	3060	1,2015	0,83025	2,403	1,6605	2,295	Vérifiée	Vérifiée
10	3060	1,06875	0,8145	2,1375	1,629	2,295	Vérifiée	Vérifiée

12 Vérification effet P-delta

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

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

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ;

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

Tableau 37 vérification effets du second ordre sens x-x

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-26846	1,6605	4130,8	3,06	0,03527	Ok
2	-23551	1,908	4021,52	3,06	0,03652	Ok
3	-20895	2,2815	3836,65	3,06	0,04061	Ok
4	-18319	2,439	3601,19	3,06	0,04055	Ok
5	-15785	2,664	3326,53	3,06	0,04131	Ok
6	-13321	2,7045	3018,93	3,06	0,039	Ok
7	-10894	2,799	2676,75	3,06	0,03723	Ok
8	-8528,6	2,655	2283,49	3,06	0,03241	Ok
9	-6163	2,403	1809,81	3,06	0,02674	Ok
10	-3797,5	2,1375	1219,81	3,06	0,02175	Ok

Tableau 38 vérification effets du second ordre sens y-y

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-26846	0,5805	4101,53	3,06	0,01242	Ok
2	-23551	0,846	4014,16	3,06	0,01622	Ok
3	-20895	1,125	3849,35	3,06	0,01996	Ok
4	-18319	1,332	3629,27	3,06	0,02197	Ok
5	-15785	1,503	3370,61	3,06	0,023	Ok
6	-13321	1,611	3074,81	3,06	0,02281	Ok
7	-10894	1,683	2735,35	3,06	0,0219	Ok
8	-8528,6	1,692	2351,4	3,06	0,02006	Ok
9	-6163	1,6605	1888,1	3,06	0,01771	Ok
10	-3797,5	1,629	1286,41	3,06	0,01571	Ok

12. Vérification au renversement

Stabilité au renversement Le moment de renversement, qui peut être causé par l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte, comme charge permanente, le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et, éventuellement, au poids du remblai.

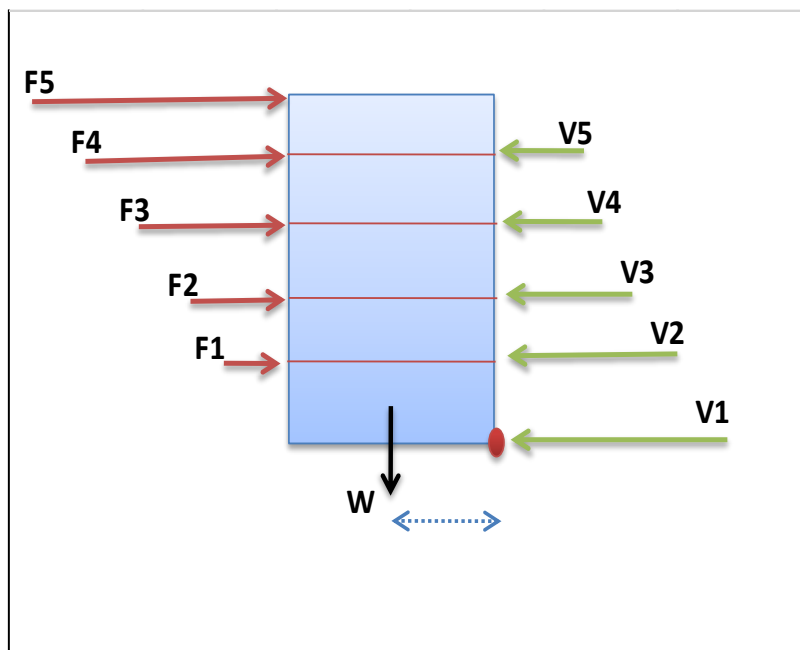


Figure 37. Schéma représente l'effet du renversement

Tableau 39 vérification au renversement au sens x-x

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	4130,8	3,06	27374,94	14,85	334,3968	406517,859
2	4021,52	6,12			1131,404	
3	3836,65	9,18			2161,523	
4	3601,19	12,24			3361,838	
5	3326,53	15,3			4706,28	
6	3018,93	18,36			6282,425	
7	2676,75	21,42			8423,629	
8	2283,49	24,48			11595,69	
9	1809,81	27,54			16248,6	
10	1219,81	30,6			37326,19	
SOMME					91571,97	<i>OK</i>

Tableau 40 vérification au renversement au sens y-y

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	4101,53	3,06	27374,94	6,29	267,3522	172188,3726
2	4014,16	6,12			1008,637	
3	3849,35	9,18			2020,334	
4	3629,27	12,24			3165,998	
5	3370,61	15,3			4525,74	
6	3074,81	18,36			6232,486	
7	2735,35	21,42			8224,209	
8	2351,4	24,48			11341,58	
9	1888,1	27,54			16570,54	
10	1286,41	30,6			39364,15	
SOMME					92721,03	OK

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

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

Le système de contreventement choisi est "voiles porteurs" avec $R = 4,5$, donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale et dont les résultats du Tableau 41le confirme.

Tableau 41. Taux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	F _Z sur les poteaux [kN]	F _Z sur les voiles [kN]	F _Z totale [kN]	% Repris par les voiles
9 étages	6233,85	8036,25	14270,1	56,31
8 étages	6552,02	9053,98	15605,97	58,01
7 étages	7803,95	11265,95	19069,99	59,07
6 étages	9206,43	12812,67	22019,10	58,19
5 étages	11435,89	15164,85	26600,74	57,01
4 étages	14348,09	16935,62	31283,71	54,14
3 étages	16946,96	19076,01	36022,98	52,96
2 étages	20383,75	20493,34	40877,09	50,13
1 étage	23397,08	22406,90	45803,98	48,92
RDC	27683,96	23930,13	51614,09	46,36

14. Conclusion

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

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1. Introduction

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

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, Il a été utilisé le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professional 2022), qui permet de déterminer les efforts internes au niveau de chaque section d'élément de la structure pour les différentes combinaisons de calcul.

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

2. Etude des poutres

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

2.1 Recommandations pour les poutres selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ (zone VI).

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 $s \leq h/2$.

2.2 Ferrailage des poutres

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

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

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

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

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

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

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poutres principales et secondaires sont pris depuis Robot Structural Analysis Professional 2022 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 40 ci-dessous.

Tableau 42. Sollicitations de calcul maximales des poutres

Combinaisons	Sollicitations	Poutres Principales (kN.m)	Poutres Secondaires (kN.m)
E.L.U : 1.35 G+1.5 Q	Moment en travée M_t	126.62	46.04
	Moment en appui M_a	-172.22	-76.26
	Effort Tranchent T_u	133.34	61.15
E.L.S : G + Q	Moment en travée M_t	93.50	34.08
	Moment en appui M_a	-126.77	-55.53
	Effort Tranchent T_s	97.25	44.08
A.C.C : G + Q ± E 0.8 G ± E	Moment en travée M_t	163.13	170.19
	Moment en appui M_a	-217.02	-209.60
	Effort Tranchent T_a	120.29	112.93

Le Tableau 41 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans les Figures 46 et 47.

Tableau 43. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

Désignation	A calculée (cm ²)		A _{min} (BAEL) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre Principale	10.2	14.1	1,70	7,5	3HA14+3HA16	6HA14+3HA16
Poutre Secondaire	10.6	13.6	1,30	6	3HA14+3HA16	6HA14+3HA14

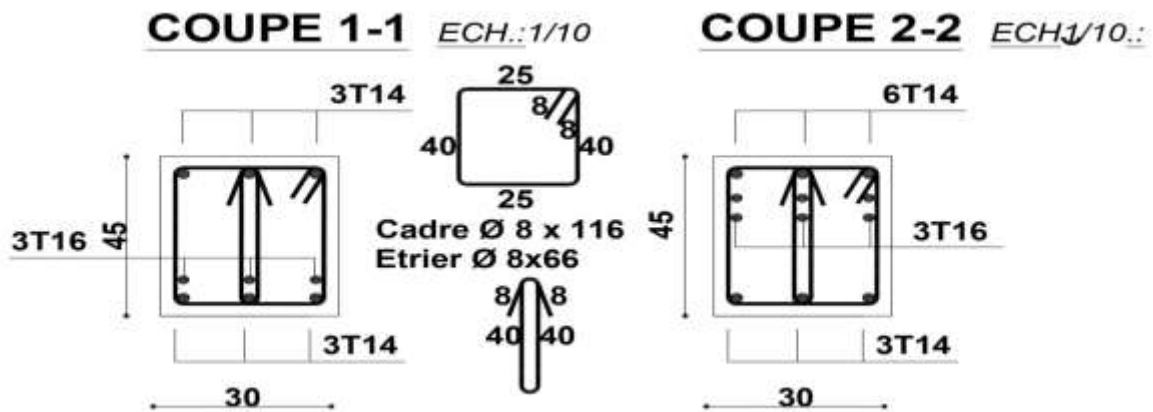


Figure 38. Croquis de ferrailage de la poutre principale

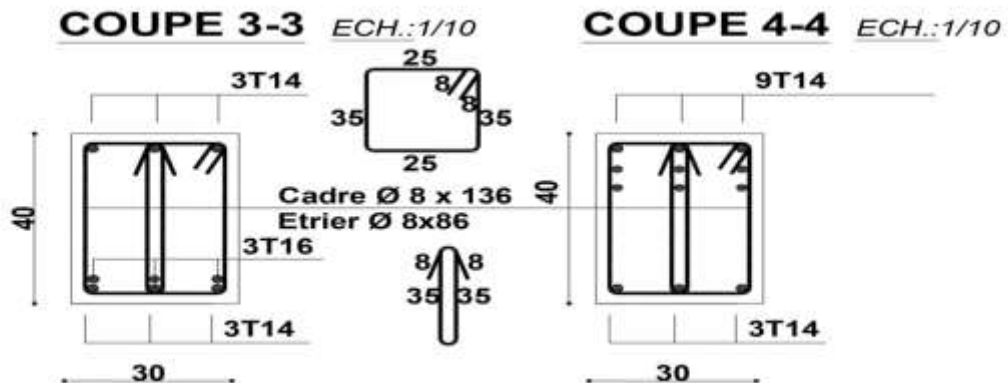


Figure 39. Croquis du ferrailage de la poutre secondaire

2.3 Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre

Ferrailage de la poutre principale en travée

$$M_t = 126.62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12662}{14.16 \cdot 30 \cdot 40.5^2} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pas besoin d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0.134; \beta = 0.946 \text{ et } A_s = \frac{12662}{434.78 \cdot 0.946 \cdot 40.5} = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min BAEL}} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{ cm}^2 \quad A_{\text{min RPA}} = 0.5\%bh = 7,5 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_s = 256,4 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \text{ condition non vérifiée}$$

$$\sigma_b = 7,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le calcul doit se faire en ELS

$$M_{\text{ser}} = 93.50 \text{ kN.m}$$

$$\alpha_{ab} = 0.527; \text{ Axe neutre } \bar{y}_1 = 0.2479 \text{ m}; \text{ Bras de levier } \bar{Z}_1 = 0.387 \text{ m}$$

$$\text{Moment limite de service } \bar{M}_1 : \bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left(d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = 0.216$$

$$\mu = 0.0051; Y = 36.1986; Z = 0.41696$$

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées maintenant

$$\sigma_s = 198,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6,66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Section adoptée : } A_s = \max(6.18 \text{ cm}^2; 8,1 \text{ cm}^2; 1,70 \text{ cm}^2; 7,5 \text{ cm}^2) = 8,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3HA14 3HA16 avec } A_s = 10.65 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l \text{ min}\right) = \min(1,29; 3; 1.6) \text{ On choisit HA8.}$$

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

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 60 = 96 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

L'espacement des armatures transversales

$$\text{En zone nodale } s_t = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) = 9.6 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante } S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm On choisit } S_t = 20 \text{ cm}$$

3. Etude des poteaux

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

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

3.1 Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 1.0% (zone VI).

Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone VI).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone VI.

Armatures transversales

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

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

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

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

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

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

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme:

Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3 , 10 \text{ cm} , 60\phi_l)$ (zone VI)

Dans la zone courante : $t' \leq \min(b_1/2 ; h_1/2, 10\phi_l)$ (zone VI)

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

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

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

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

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

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

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

3.2 Ferrailage des poteaux

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

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

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

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

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

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

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

$$E1 = \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$E2 = \pm 0.3Ex \pm Ey$$

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

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \\ G + \psi \cdot Q + E4 \\ G + \psi \cdot Q + E5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} E3 = \pm Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez \\ E4 = \pm 0.3Ex \pm Ey \pm 0.3Ez \\ E5 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey \pm Ez \end{cases}$$

Les moments fléchissant et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professional 202214 et les résultats sont regroupées dans le Tableau 42 ci-dessous.

Tableau 44. Eléments de réduction les plus défavorables des poteaux

Poteaux/Combinaisons		Sollicitations en kN
45 x 45 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1116,83\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 1,53\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -6,27\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -25.80\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 31.98\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 949.69\text{kN}$ $M_{z \max} = 31,98\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 25,77\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 945,72\text{kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 810.10\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 1.10\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -4.33\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -18.78\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 23.26\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 692.34\text{kN}$ $M_{z \max} = 23.26\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 18.69\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 692.36\text{kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1299.74\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 92.03\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 36.26\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 166.87\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 42.61\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 899.68\text{kN}$ $M_{z \max} = 64.83\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 131.71\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 560.09\text{kN}$ $N_{x \max} = -526.19\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 95.37\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -37.27\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -167.49\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -39.82\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -31.44\text{kN}$ $M_{z \max} = -65.03\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -145.63\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 142.08\text{kN}$
40 x 40 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 841.24\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 19.23\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 21.94\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 24.61\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -27.44\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 734.86\text{kN}$ $M_{z \max} = -27.45\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 24.58\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 734.68\text{kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 615.91\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 13.95\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 15.96\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 17.85\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -19.96\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 537.94\text{kN}$ $M_{z \max} = -19.96\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -17.83\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 537.96\text{kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 970.17\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 80.86\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 38.78\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 168.57\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 44.44\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 677.15\text{kN}$ $M_{z \max} = 76.83\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 135.35\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 436.55\text{kN}$ $N_{x \max} = -398.50\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -85.03\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -43.31\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -164.05\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -40.92\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = -19.30\text{kN}$ $M_{z \max} = -176.20\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -132.43\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 297.39\text{kN}$
35 x 35 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 635.39\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 18.07\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 20.07\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -24.70\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -6.65\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 364.19\text{kN}$ $M_{z \max} = -24.87\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -22.34\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 533.27\text{kN}$

	ELS	$N_{x \max} = 465.33\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 13.11 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 14.60 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -17.79\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -4.56\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 265.18\text{kN}$ $M_{z \max} = -18.10 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -16.21 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 390.67 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 640.75\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 71.11\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 37.77 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 142.31\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 37.72\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 457.32\text{kN}$ $M_{z \max} = 69.93 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 113.78\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 316.76\text{kN}$ $N_{x \max} = -237.24\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -70.13 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -39.35 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -137.77\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -31.32\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 40.97 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -70.87 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -111.56 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 253.06\text{kN}$
30 x 30 cm ²	ELU	$N_{x \max} = 436.83\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 14.73 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 17.20\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 20.15 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 6.01\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 60.71\text{kN}$ $M_{z \max} = -39.05\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -18.20\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 142.96\text{kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 320.17 \text{ kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 10.69 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 12.51 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = -14.57\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 4.57\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 44.64 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -28.72 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -13.37\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 105.47 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 376.26\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 50.52 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 29.52 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 90.31\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 23.47\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 352.01 \text{ kN}$ $M_{z \max} = 62.61 \text{ kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 75.85\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 111.29 \text{ kN}$ $N_{x \max} = -116.61\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = -49.91 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -28.65\text{kN.m}$ $M_{y \max} = -89.53 \text{ kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = -23.61\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 9.40 \text{ kN}$ $M_{z \max} = -62.98\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = -68.61\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 87.58\text{kN}$

Le ferrailage du poteau se fait à la flexion composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 46 et le Tableau 43 résume le ferrailage des poteaux et leurs croquis de ferrailage sont schématisées dans la Figure 49.

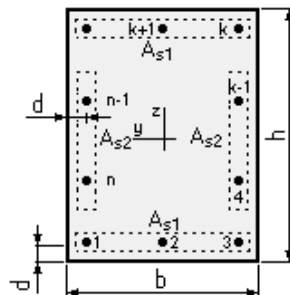


Figure 40. Section de ferrailage du poteau

3.3 Exemple de calcul du ferrailage d'un poteau

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions 45 x 45 cm² du RDC (Figure 45), ayant les caractéristiques suivantes : S = 45 X45 ; C = C' = 5 cm ; Acier Fe E500; d = 0,9h = 40.5 cm.

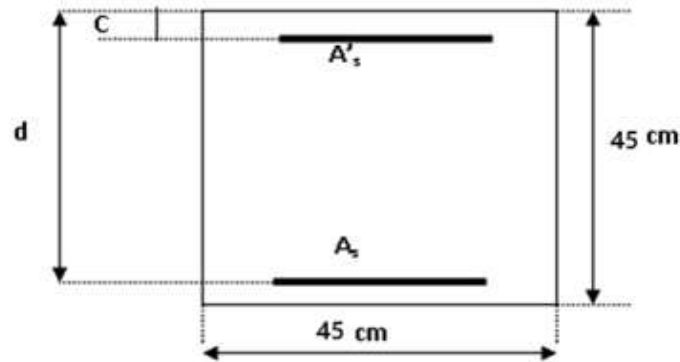


Figure 42. Coupe du poteau 45 x 45 cm²

Exigences de ductilité pour la zone critique

Les zones s'étendant sur une distance, l_{cr} , à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau, doivent être considérées comme des zones critiques.

$$l_{cr} = \max(1.5h_c, l_{cl}/6, 60 \text{ cm})$$

h_c (unités : cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau

l_{cl} (unités: cm): la longueur libre du poteau • Si $l_{cl}/h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

$$l_{cr} = \max(67.5, 47.67, 60 \text{ cm})$$

$$l_{cr} = 67.5 \text{ cm}$$

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture

des poteaux fragiles sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul

des poteaux est limitée par la condition suivante :

$$\left(V = \frac{Nd}{B_c \cdot f_{c,j}} \right) \leq 0.35$$

ou:

- Nd : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière
- $f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton à j jours.

$$V = \frac{1116.83}{45.45.25} = 0.022 < 0.35$$

$$N_{\text{Max}} = 1116,83\text{kN}; \quad M_{\text{ycorr}} = 15.3\text{kN}$$

Comme sollicitations on a :

Situation durable et transitoire (SDT):

Position du point application de l'effort normal N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15.3}{1116.83} = 0.013 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.013 \text{ cm} < \frac{H}{12} = \frac{45}{12} = 3.75 \text{ cm}$$

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

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifier :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{h} \right]$$

$$\text{Poteau faisant partie d'un bâtiment} \Rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 2.86 = 2,002 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.002}{0.45} = 4.45 < \max[15; 4.45] = 15$$

→ Le calcul de la section se fera en flexion compose par la majoration des sollicitations comme suit:

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

Calcul de l'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2\text{cm}; \frac{1}{250} \right] \Rightarrow 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \cdot [2 + \alpha' \cdot \emptyset] \quad \text{avec } \emptyset = 2$$

$$\alpha' = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{12,84}{12,84 + 4,14} = 0,756$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2.002^2}{10^4 \cdot 0,45} \cdot [2 + 0,756 \cdot 2] = 0,018$$

Efforts majorés:

$$\begin{cases} N' = 1116.83 \\ M' = 1116.83 \times (0.013 + 2 + 1.8) \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N' = 1116.83 \text{ KN} \\ M' = 42.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position du point d'application de l'effort N' :

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{42.58}{1116.83} = 3.81 \text{ cm}$$

$$e_0 = 3.81 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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

Vérification si la section est entièrement comprimée :

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

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 42.58 + 1116.83 \cdot \left(0,405 - \frac{0,45}{2} \right) = 243.609 \text{ KN.m}$$

$$N'(d - c_1) - M' = 1116.83 \cdot (0,405 - 0,045) - 243.609 = 158.450 \text{ KN.m}$$

$(0,337h - 0,81e_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h > N'(d - c_1) - M'_1$ ⇒ la section est partiellement comprimée, alors

le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues.

$$(0,337h - 0,81c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h = (0,337 \cdot 45 - 0,81 \cdot 4,5) \cdot 14,2 \cdot 45 \cdot 45 = 331.257 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{M'_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{243609}{45 \cdot 40,5^2 \cdot 14,2} = 0,232$$

$0,186 < \mu = 0,232 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE500) Pivot B, donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :

Moment limite :

$$M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,392 \cdot 14,2 \cdot 45 \cdot 40,5^2 = 410.862 \text{ kN.m}$$

Moment résiduel :

$$\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11}$$

$$= 243.609 - 410.862 = -167,253 \text{ kN.m}$$

$$0,4M'_1 = 0,4 \cdot 243.609 = 97.445 \text{ kN.m}$$

$$\Delta M' = -167,253 \text{ kN.m} < 0,4M'_1 = 97.445 \text{ kN.m} \quad \text{OK}$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = \frac{410862}{434,78 \cdot 0,733 \cdot 40,5} = 31,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \cdot (d - \delta'd)} = \frac{-167253}{434,78 \cdot (40,5 - 0,111)} = -9,52 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A_1 = A_{11} + A_{12} = 22,31 \end{cases} \quad N_{x \max} = -526,19 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 95,37 \text{ kN.m};$$

En flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = 49,10 - \frac{167253}{100 \cdot 434,78} = 3,85 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Situation accidentelle (SA) :

$$\begin{cases} N = 526,19 \text{ KN} \\ M = 95,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Position du point application de l'effort normal de traction N:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{95,37}{526,19} = 0,18 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta'd = \frac{45}{2} - 5 = 17,5 \text{ cm}$$

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Determination des armatures:

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)} \\ A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1 \end{cases}$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 40,5 - \frac{45}{2} - 2 = 16 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{52619 \cdot 16}{100 \cdot 400 \cdot (40,5 - 4,5)} = 3,65 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{52619}{100 \cdot 400} - 3,65 = 15,84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Ferraillage minimale (CBA) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 45 \cdot 40 \cdot 5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1.760 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max (3.85 ; 1.760)$$

$$A = 3.85 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 3.65 \text{ cm}^2; 1.760) \\ A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 15.84 \text{ cm}^2; 1.760) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{sup}} = 3.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{inf}} = 15,84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix des armatures et dessin de ferraillage:

$$12\text{HA}16 \quad A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 24.13 \text{ cm}^2$$

4. Etude des voiles

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

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

4.1 Procédure de ferraillage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La Figure 52 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

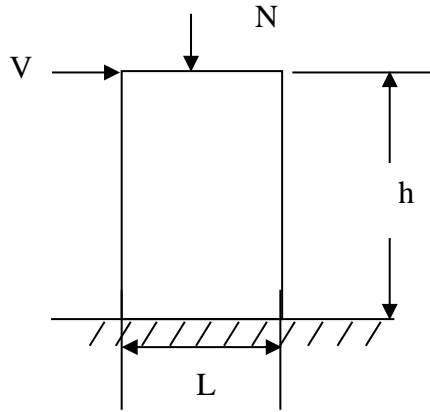


Figure 43. Schéma d'un voile

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

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

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

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

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales σ_{\max} et minimales σ_{\min} du voile sont déterminées à l'aide de M et N tirés à partir du fichier des résultats de Robot Structural Analysis Professionnal 2022. Les trois types de sections qui peuvent être obtenues sont décrites ci-dessous.

4.2 Recommandations pour les voiles selon le RPA 2024 :

$$h_{cr} = \max \left(L_w, \frac{h_w}{6} \right)$$

$$h_{cr} = \max (3.70, 5.27) \rightarrow h_{cr} = 5.27 \text{ m}$$

et : $h_{cr} \leq (2.l_w, h_e$: pour $n \leq 6$ niveaux ; $2.h_e$: pour $n > 6$ niveaux)

pour notre cas $n > 6$

$$h_{cr} \leq (7.4; 5.72 : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

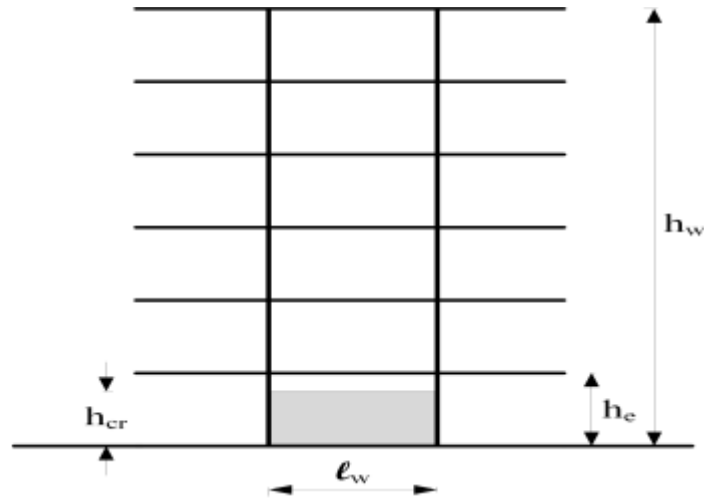


Figure 44. Zone critique a la base du voile

4.3 Exigences de ductilité pour la zone critique :

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 e limité par la condition suivante :

$$\left(V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{cj}} \right) \leq 0.40$$

Ou:

- Nd: désigne l'effort normal de compression de calcul s'exercent sur une section de béton ;
- Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton a j jours

$$V = \left(\frac{2833.53}{3.70 \cdot 25} \right) = 0.020 < 0.4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures verticales

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

supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Armatures horizontales

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

Règles communes

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

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

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

(7.32) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).

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

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

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

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

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

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

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

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

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

$$G + \psi \cdot Q + E3$$
$$G + \psi \cdot Q + E4$$
$$G + \psi \cdot Q + E5$$

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier Robot Structural AnalysisProfessional 2022 et selon les valeurs des éléments de réduction, les voiles ont été classés en 3 types (Figure 45) et les sollicitations maximales sont consignées dans le Tableau 46

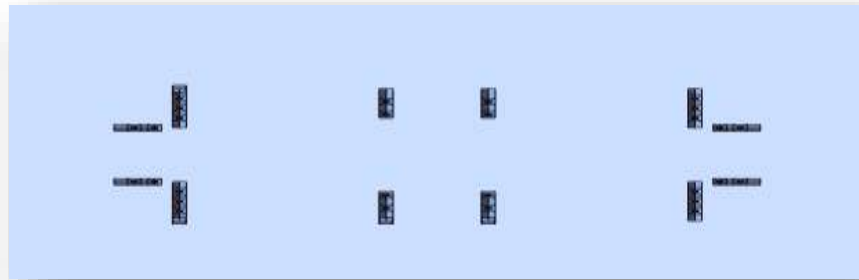


Figure 45. Typologie des voiles étudiés

Nous allons procéder au ferrailage des voiles des étages à l'aide du logiciel Robot 2022 et Robot Expert 2010. Le calcul se fait en flexion composée.

Par cartographie on tire la section de ferrailage du sens x et sens y.

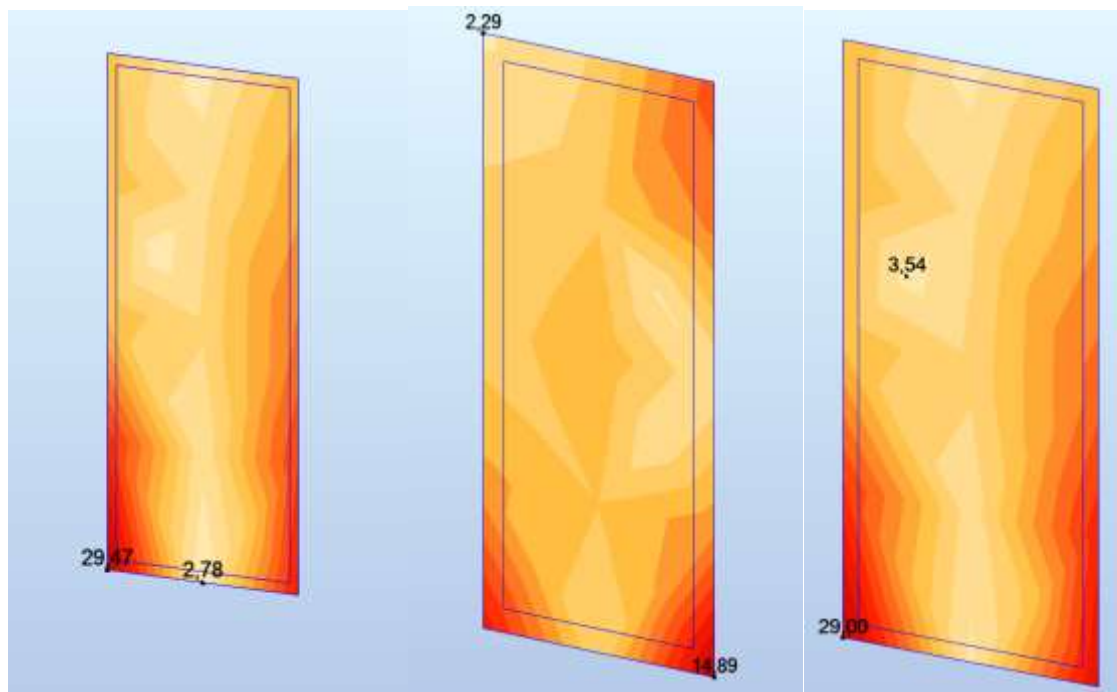


Figure 46. Cartographie des voiles

Tableau 46. Efforts de réduction les plus défavorables agissant sur les voiles

Type de voile	Combinaisons	N [kN]	M [kN.m]	V[kN]
Voile 1	ACC	-2833.53	-586.53	543.77
Voile 2	ACC	2376.66	-630.22	678.66
Voile 3	ACC	-1658.22	-947.02	688.21

Le ferrailage des voiles se fait à la section composée déviée selon le schéma de la section de ferrailage de la Figure 47 et le Tableau 47 résume le ferrailage des voiles.

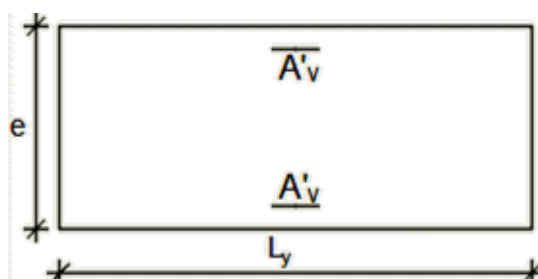


Figure 47. Section du ferrailage du voile

Tableau 47. Tableau récapitulatif du ferrailage longitudinal

Type de voile	As retenu (cm ²)	Choix d'armature	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
V1	14,9	8 HA 16	10	20
V2	12,3	8 HA 16	10	20
V3	15,8	8 HA 16	10	20

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Article 7.7.2 du RPA 2024). Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la contrainte limite $\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$ et la contrainte de

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

Dans cette structure, le calcul des armatures horizontales a été régi directement par le pourcentage minimum du ferrailage du RPA 2024 et qui de l'ordre de 0,15% de la section du voile en zones critiques et de 0,10% de la section du voile en zone courante et le ferrailage transversal des voiles adopté est indiqué dans le Tableau 48 ci-dessous et le croquis du ferrailage des voiles est schématisé dans la Figure 46.

Tableau 48. Tableau récapitulatif du ferrailage transversal

Type de voile	V (kN)	$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u \text{ cal}}{b_0 d}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
Voile 1	543,77	0.19	C.V	5 HA 12 (5.65)	20
Voile 2	678,66	0.24	C.V	5 HA 12()	20
Voile 3	688,21	0.25	C.V	5 HA 12 (3,93))	20

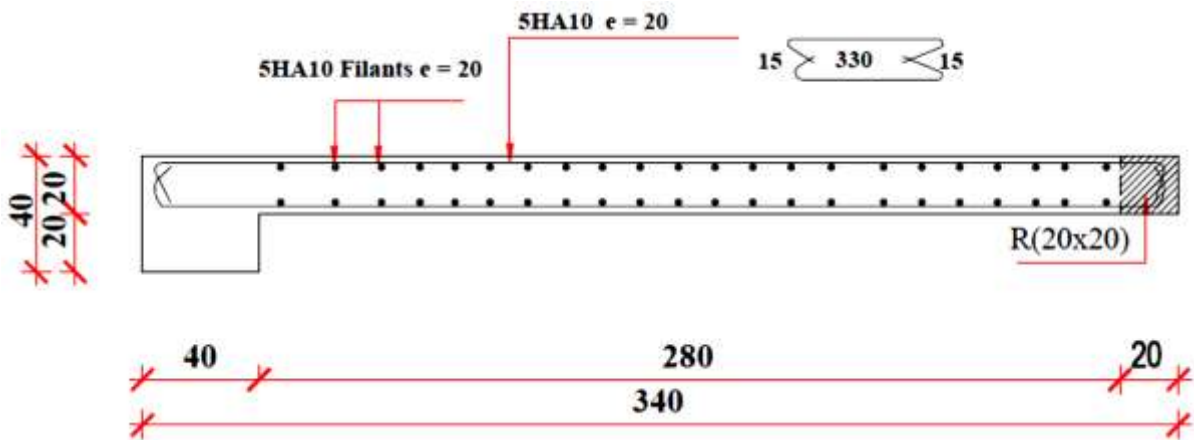


Figure 48. Croquis du ferrailage des voiles

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

La conception et la construction des fondations est cruciale pour assurer la stabilité de la structure à long terme. Dans ce chapitre nous nous fixons comme objectif de choisir le type de fondation convenable, déterminer ses dimensions et de la quantité d'acier nécessaire. Il existe des fondations superficielles, semi-profondes et profondes. Le choix reposera sur la nature du sol, la charge à supporter et la géométrie de la structure.

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

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

2. Choix du type de fondation

Nous nous intéressons au radier. Il consiste en une dalle de béton armé coulée directement sur le sol avec ou non des nervures, il est considéré comme un plancher renversé.

3. Avantage du radier

Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement.

Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation. Avantage du radier Le poids de la dalle est reparti sur une grande surface ce qui permet de réduire la pression du sol et de minimiser le risque d'affaissement. Il présente une facilité d'exécution par rapport aux autres fondations : peu de coffrage, ne nécessite pas une importante excavation.

4. Pré dimensionnement

Il fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les murs voiles et soumis à l'action du sol agissant du bas vers le haut de manière uniforme : il est supposé infiniment rigide. Son épaisseur doit satisfaire aux conditions :

- De rigidité.
- Forfaitaire.
- Non poinçonnement.
- Non cisaillement.

L_e : longueur élastique du radier.

4.1. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_{max} : longueur du panneau le plus sollicité = 5.10m

E : module de Young = $3.2 \cdot 10^6$ MPa ;

I : moment d'inertie du radier

K : coefficient d'élasticité du sol = 2,1347 kN/m³

B : largeur du panneau le plus sollicité = 4.70m

Nous obtiendrons en remplaçant :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \times \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 21,347}{3,2 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 4,7}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 54 \text{ cm}$$

On prend : $h = 100$ cm

4.2 Condition forfaitaire

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \quad \rightarrow \quad \frac{5.10}{8} \leq h \leq \frac{5.10}{5} =$$

$$0,63 \text{ m} \leq h \leq 1,02 \text{ m}$$

4.3. Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus sollicité : $L_x=4,50\text{m}$ et $L_y=4,77\text{m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{5.1} = 0,92 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} T_x = q \times \frac{L_x \times L_y}{2L_x + L_y} \\ T_y = \frac{q \times L_x}{3} \end{cases}$$

$$q = \frac{N}{sb} = \frac{46\,540}{459} = 102 \text{ KN/m}^2 \quad \begin{cases} T_x = 1177.13 \text{ KN/m} \\ T_y = 1333.46 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T_{max} = T_x = 1333.46 \text{ KN/m}$$

Nous devons vérifier : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0,9h}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3.125 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} = \frac{1333.46}{0,9 \times 1 \times 3125} = 0,47 \text{ m}$$

4.4. Condition de non poinçonnement

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

P_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier (ELU) ;

$P_u = 2147.31$ KN localisé au voile (0.15x3.70)

U_c : périmètre cisailé dans le plan moyen du radier ;

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \text{ avec } a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$2147,31 < 0,045 \times 11700 \times h \times (25) / 1,2$$

$$2147.31 < 10530.26 \text{ CV}$$

Les conditions sont tout satisfaites.

Caractéristiques du radier

$h_{\text{radier}} = 100 \text{ cm}$

$S = 383,75 \text{ m}^2$

Tableau 49. Données relatives aux matériaux et chargements

Données du béton		Données du sol	
$f_{c28} [MPa]$	25	Contrainte du sol (bar)	2,5
$f_e [MPa]$	500		
Densité du béton KN/m^3	25		

Tableau 50. Caractéristique géométrique du radier

Données du radier		Coefficient de raideur du sol	
Surface (m^2)	383,75	Kz (KN/m^3)	21347
Epaisseur du radier (m)	1		
Distance maximale entre deux éléments porteurs (m)	5,1		

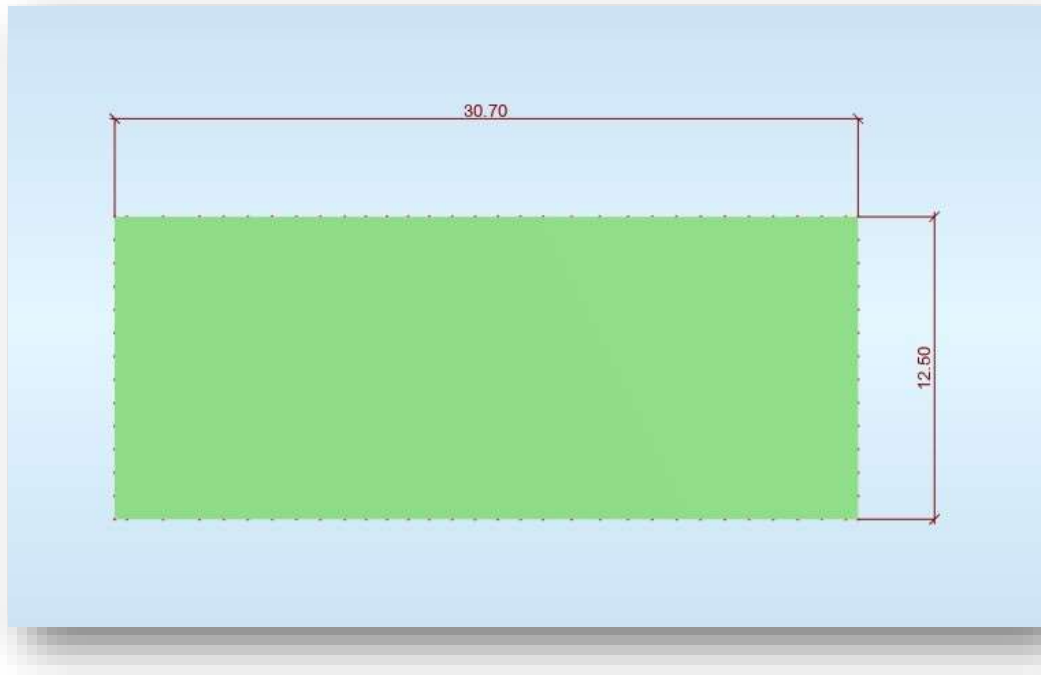


Figure 49. Croquis Dimensions du radier en mètre

Poids propre : $Gr = \gamma b \times h \times S = 25 \times 1 \times 383,75 = 9593.75 \text{ KN}$

5. Vérification des contraintes

Les contraintes calculées sous le radier doivent rester inférieures à la contrainte admissible du sol qu'on va majorer avec un coefficient de 1.5

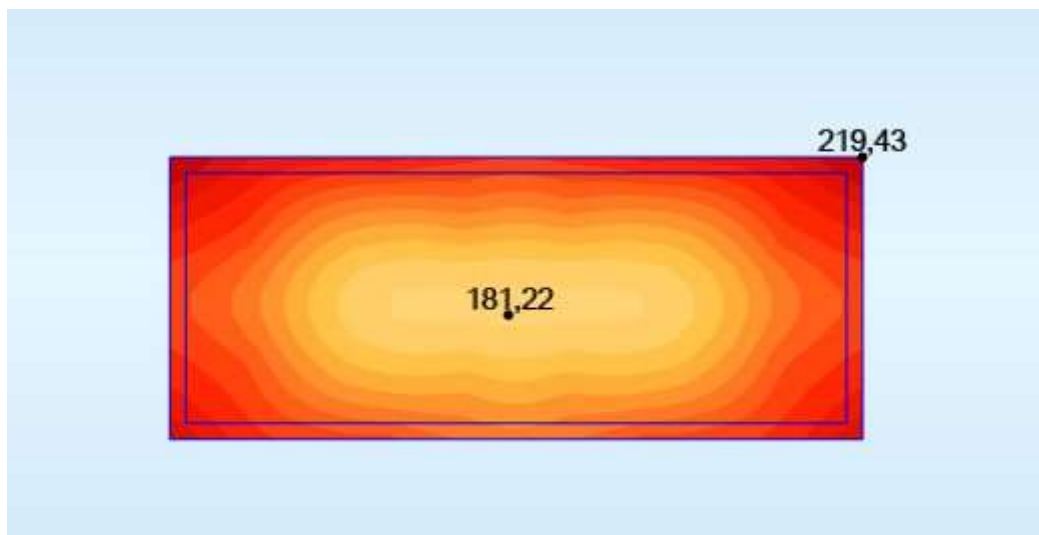


Figure 50. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU

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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max}}{4} = \frac{3 \times 2,19}{4} = 1,64 < 3,5 \text{ MPa}$$

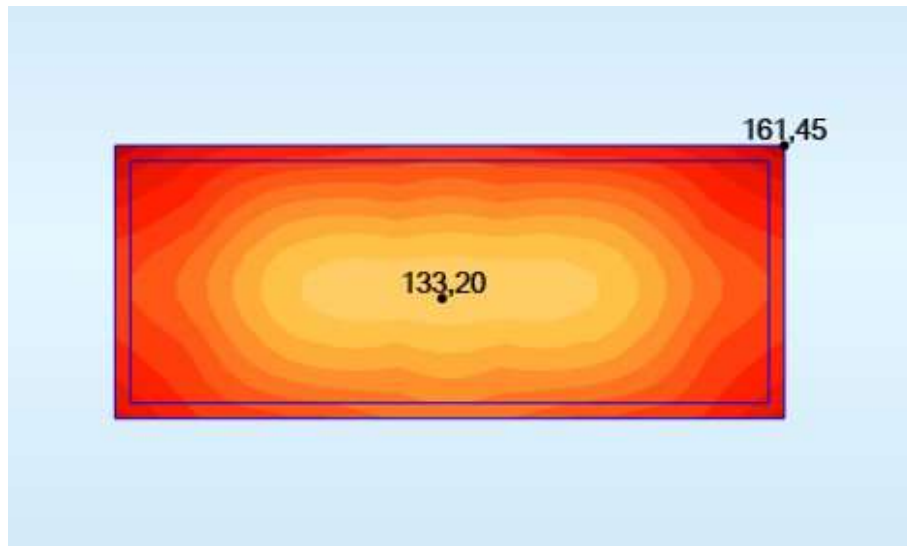


Figure 51. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max}}{4} = \frac{3 \times 1,61}{4} = 1,2 < 3,75 \text{ MPa}$$

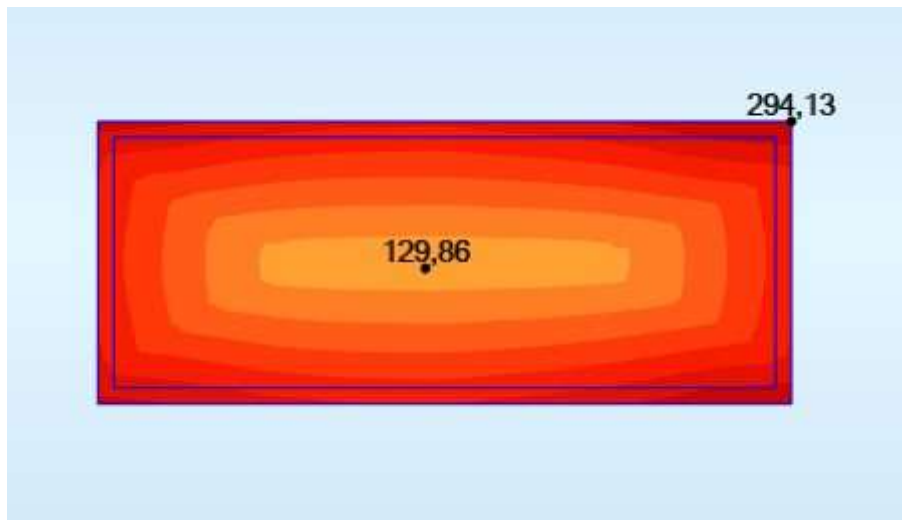


Figure 52. Cartographie de contrainte du radier sur le sol situation acc

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max}}{4} = \frac{3 \times 2,94}{4} = 2,17 < 3,75 \text{ MPa}$$

5.1 Calcul du ferrailage du radier

$M < 0$ tend les fibres inférieures

Tableau 51. récapitulatif moments M x-x

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	751.3	-385.92	284.08	546.77	65.72	1207.07

Tableau 52. : récapitulatif moments M y-y

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
Radier	488.57	659.68	359.24	483.79	198.00	914.30

5.2 Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOT2022 et les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{enrobage} = 10 \text{ cm}$$

The screenshot shows the 'Calcul' tab in ROBOT2022. Under 'Charges (kN*m)', the following values are entered: ELU: M_{max} = 751.30, M_{min} = 0.00; ELS: M_{max} = 284.02, M_{min} = 0.00; ELA: M_{max} = 65.72, M_{min} = 0.00. The 'Prise en compte des armatures comprimées' checkbox is checked. In the 'Résultats' section, A_{s1} = 19.9 cm², A_{s2} = 0.0 cm², and rho = 0.22%. The 'Valeurs réglementaires' section shows rho_{min} = 0.10% and rho_{max} = N/A. The 'Section (cm)' section shows b = 100.0 cm and h = 100.0 cm, both with 'Bloquée' checked. The 'CALCULER' button is highlighted.

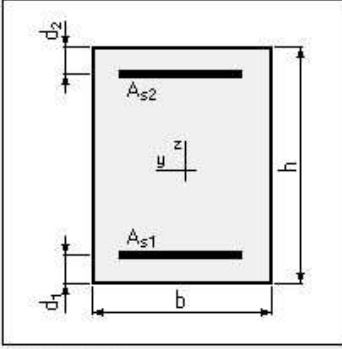
Figure 53. section des ferrailage du radier en appui (sens x-x)

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = -385,92$ $M_{min} = 0,00$
 ELS : $M_{max} = 546,77$ $M_{min} = 0,00$
 ELA : $M_{max} = 1207,07$ $M_{min} = 0,00$

Prise en compte des armatures comprimées



Résultats

$A_{s1} = 28,0$ cm² $A_{s2} = 10,0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,42$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,10$ % Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 Bloquée

h = 100,0 Bloquée

$d_1 = 10,0$ $d_2 = 10,0$


CALCULER  Note

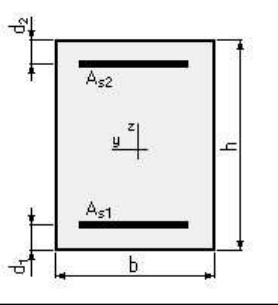
Figure 54. section des ferrailage du radier en travée (sens x-x)

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 488,57$ $M_{min} = 0,00$
 ELS : $M_{max} = 359,24$ $M_{min} = 0,00$
 ELA : $M_{max} = 198,00$ $M_{min} = 0,00$

Prise en compte des armatures comprimées



Résultats

$A_{s1} = 17,2$ cm² $A_{s2} = 0,0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,19$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,10$ % Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$


CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100,0 Bloquée

h = 100,0 Bloquée

$d_1 = 10,0$ $d_2 = 10,0$

CALCULER  Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 55. Section de ferrailage du radier en appui (sens y-y)

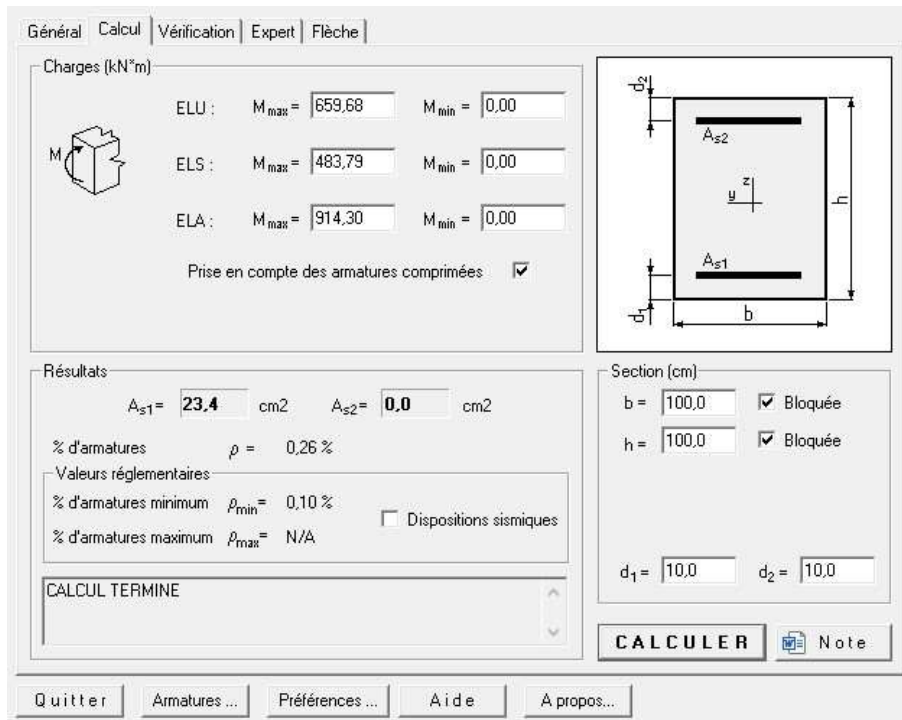


Figure 56. section des ferrailage du radier en travée (sens y-y)

Tableau 53. Choix des armatures de radier

		Acalc	Choix	A
Sens-X	Travée	28	9HA20	28.27
	Appui	20	7HA20	21.99
Sens-Y	Appui	17,2	9HA16	18.10
	Travée	23,4	8HA20	25.13

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 100 \times \frac{2,1}{500} = 9,66 \text{ cm}^2$$

ELS

Nous devons vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau 54. vérification à l'ELS

		A	σ_s	σ_b	Vérification
Sens-X	Appui	28.17	29,6	4,7	C.V.
	Travée	21.99	165,0	2,3	C.V.
Sens-Y	Appui	18.10	26,2	4,4	C.V.
	Travée	25.13	165,0	1,9	C.V.

Les armatures calculées à l'ELU restent maintenues.

Dessin de ferrailage

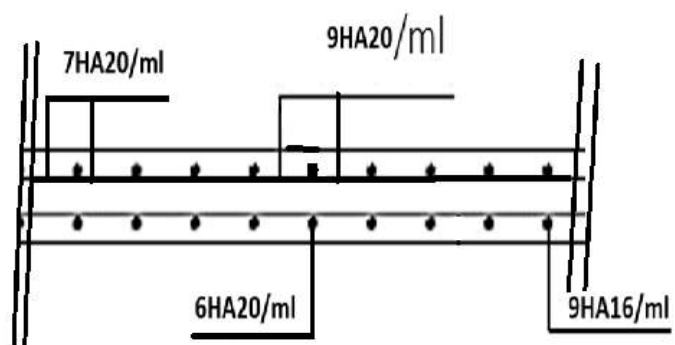


Figure 57. Schéma de ferrailage du radier.



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans la conception et le calcul des bâtiments, ainsi que le choix de ces éléments. Grâce à des logiciels tel que (Robot Structural Analysis, RDM6, SOCOTEC, Microsoft Office), l'analyse des structures rendue très rapide et très précise, ce qui nous a permis de faire la transition de l'étude classique basée sur l'exploitation des formules et les calculs manuels que nous avons suivi durant notre cursus, vers la modélisation automatique et l'analyse numérique des résultats.

Les raisons qui ont motivé le choix de ce sujet sont nées principalement de l'ampleur des conséquences potentielles des événements sismiques qui peuvent affecter les bâtiments ainsi le choix d'une structure fluide qui sont rarement utilisées en Algérie. C'est en croisant ces deux dimensions a priori que nous avons pu poser les jalons de notre méthodologie et atteindre l'objectif fixé dans l'introduction de ce mémoire. Ce document a été structuré en plusieurs chapitres qui détaillent les principaux objectifs évoqués que nous nous sommes consigné à atteindre.

La démarche adoptée dans le premier chapitre s'est attachée à poser une présentation de l'édifice d'étude qui est un bâtiment à usage habitation (R+9) situé à la ville d'Oran et le deuxième chapitre s'est intéressé au prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poutre, plancher, voile, etc), en respectant la théorie et la réglementation en vigueur, par contre le troisième chapitre est dédié à l'étude des éléments non structuraux pouvant contribuer considérablement dans réponse sismique du bâtiment et vu la sismicité non négligeable de la région, le chapitre quatre s'y été consacré au calcul parasismique de la structure avec le choix de la méthode spectrale modale en respectant toutes les conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 2024), pour arriver au cinquième chapitre où l'étude et le ferrailage des éléments structuraux a été réalisée et enfin clôturant par l'étude de l'infrastructure du bâtiment.

Durant l'élaboration de ce mémoire, j'ai rencontré quelques difficultés au règlement parasismique Algérien RPA 2024. Il clair que pour les prochaines promotions, il est conseillé que les projets de fin d'études soient choisis en collaboration avec les intervenants du secteur socio-économique, tel que les administrations, les laboratoires spécialisés, les bureaux d'études et les organes de réalisation, afin de permettre aux étudiants de réaliser des projets réalistes et opérationnels, ce qui participe activement au développement de notre pays.

BIBLIOGRAPHIE

- 📖 Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.
- 📖 Pratiques du BAEL91, Jean PERCHAT et Jean ROUX, 3^{eme} édition, 99.
- 📖 DTR B.C.2.48, Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 »;
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;
- 📖 D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.
- 📖 D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles.
- 📖 Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :
 - Calcul des structures
 - Géotechnique.
 - Gestion de projets