

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de Fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : structure*

Thème

***Etude d'un bâtiment(R+9+Sous-Sol) contreventé par
un système mixte (voiles-portiques)***

Réalisé par :

M^{elle} Saoudi Amina

M^{elle} Miri Syla

Encadré par :

M^{me} Souidi

Jury :

M^r Ourabah

M^{me} Djerroud

Promotion 2018-2019

Remerciements

En premier lieu nous tenons à remercier à remercier DIEU le plus puissant pour nous avoir donné la force et la patience afin de compléter ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant nos études.

*Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice madame **Souidi**, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

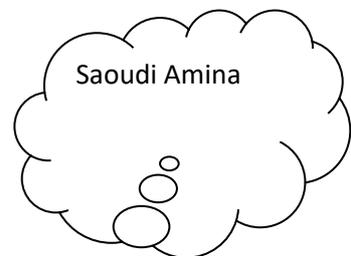
*Nous tenons aussi à remercier les membres de jurys monsieur **Ourabah** et madame **Djerroud** qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

Sans oublier tous ceux qui sont participé de prés et de loin a la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

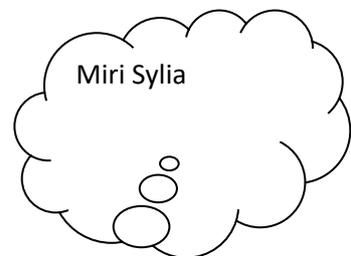
- ✓ *Mes parents*
- ✓ *Toute la famille*
- ✓ *Mes amis*



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes parents*
- ✓ *Toute la famille*
- ✓ *Mes amis*



TABLES DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

| | |
|--|---|
| 1.1 Introduction..... | 1 |
| 1.2 Description de l'ouvrage..... | 1 |
| 1.3 Implantation de l'ouvrage..... | 1 |
| 1.4 Caractéristiques de l'ouvrage..... | 1 |
| 1.5 Règlement et normes utilisées..... | 2 |
| 1.6 Indiction générale sur les règles de BAEL..... | 2 |
| 1.7 Actions et sollicitations..... | 4 |
| 1.8 Les matériaux de constructions..... | 6 |

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

| | |
|--|----|
| II.1 Introduction..... | 11 |
| II.2 Pré dimensionnement des éléments..... | 11 |
| II.3 Conclusion | 29 |

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

| | |
|-------------------------------------|----|
| III.1 étude des planchers..... | 30 |
| III.2 étude des escaliers..... | 47 |
| III.3 calcul de l'acrotère..... | 57 |
| III.4 étude des dalles pleines..... | 60 |

Chapitre IV : Etude dynamique

| | |
|---|----|
| IV.1 Introduction..... | 67 |
| IV.2 Objectifs et exigences..... | 67 |
| IV.3 Méthodes de calculs..... | 67 |
| IV.4 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique..... | 71 |
| IV.5 Conclusion..... | 77 |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

| | |
|----------------------------|----|
| V.1 Introduction..... | 78 |
| V.2 Etude des poteaux..... | 78 |
| V.3 Etude des poutres..... | 85 |
| V.4 Etude des voiles..... | 89 |

Chapitre VI : Etude des fondations

| | |
|---|-----|
| VI.1 Introduction..... | 96 |
| VI. 2 Choix du type des fondations..... | 96 |
| VI. 3 Ferrailages du radier..... | 99 |
| VI. 4 Voile périphérique..... | 105 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

La liste des tableaux

CHAPITER II

| | |
|--|----|
| Tableau II.1.Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible | 17 |
| Tableau II.2.Evaluation des charges de plancher étage courant +RDC | 17 |
| Tableau II.3.Evaluation des charges dalle pleine plancher | 18 |
| Tableau II.4.Charges sur les dalles pleines (balcon) | 18 |
| Tableau II.5.Charges dans les murs extérieurs | 18 |
| Tableau II.6.Charges dans le mur intérieur | 19 |
| Tableau II.7.Charges dans la dalle pleine ascenseur (terrasse inaccessible) | 19 |
| Tableau II.8.Charges dans la volée type 1 et 2 des étages courants et la volée 2 du RDC | 19 |
| Tableau II.9.Charges dans le palier étages courants | 20 |
| Tableau II.10.Charges dans la volée type 1 du RDC | 20 |
| Tableau II.11.Charges dans le palier du RDC | 21 |
| Tableau II.12.Poids propre des poteaux | 21 |
| Tableau II.13.La descente de charge du poteau (B3) | 23 |
| Tableau II.14.Vérification à la compression | 25 |
| Tableau II.15.Tableau résultats des vérifications au flambement | 26 |
| Tableau II.16.Vérification de l'effort normal réduit | 27 |

CHPITRE III

| | |
|---|----|
| Tableau III.1.Charges et surcharges revenant aux poutrelles | 34 |
| Tableau III.2.Les sollicitations à l'ELU | 37 |
| Tableau III.3.Les sollicitations à l'ELS | 37 |
| Tableau III.4.Les sollicitations à l'ELU | 37 |
| Tableau III.5.Les sollicitations à l'ELS | 38 |

| | |
|--|----|
| Tableau III.6.Les sollicitations maximales | 38 |
| Tableau III.7.Récapitulatif du ferrailage au RDC | 39 |
| Tableau III.8.Calcul des sections d'armature des poutrelles | 44 |
| Tableau III.9.Armatures longitudinales et transversales adaptées | 44 |
| Tableau III.10.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement | 44 |
| Tableau III.11.Vérification des états limites de compression du béton | 45 |
| Tableau III.12.Vérification des états limites de déformation | 45 |
| Tableau III.13.Vérification d'état limite de compression du béton | 48 |
| Tableau III.14. Vérification de la flèche | |
| Tableau III.15.résumés des sollicitations maximales | 50 |
| Tableau III.16.résumés des résultats des ferrailages | 51 |
| Tableau III.17.Ferrailage des armatures de répartition | 51 |
| Tableau III.18. Vérification d'état limite de compression du béton | 52 |
| Tableau III.19.Vérification de la flèche | 52 |
| Tableau III.20.Les sollicitations dans la poutre | 54 |
| Tableau III.21.Le ferrailage de la poutre | 54 |
| Tableau III.22.Le ferrailage à la torsion | 55 |
| Tableau III.23.Vérification à l'ELS | 56 |
| Tableau III.24.Les sollicitations de calcul | 58 |
| Tableau III.25.Les sollicitations de ferrailage de la section | 58 |
| Tableau III.26.Ferrailage des armatures longitudinales | 58 |
| Tableau III.27.Ferrailage de la dalle pleine type 1 | 61 |
| Tableau III.28.Les contraintes dans le béton armé | 62 |
| Tableau III.29.Le ferrailage des armatures principal | 63 |
| Tableau III.30.Vérification de l'effort tranchant | 64 |
| Tableau III.31.La contrainte dans le béton et dans l'acier | 64 |
| Tableau III.32.Ferrailage de la dalle pleine type 3 | 64 |

| | |
|---|----|
| Tableau III.33.Ferraillage de la dalle pleine type 4 | 65 |
| Tableau III.34.Ferraillage de la dalle pleine type 5 | 65 |
| Tableau III.34. Ferraillage de la dalle pleine type 5 | 67 |
| Tableau III.35.Ferraillage de la dalle pleine type 7 | 68 |

CHAPITRE IV

| | |
|--|----|
| Tableau IV.1.Mode de la période et la participation masse ration | 71 |
| Tableau IV.2.Vérification de l'interaction sous charges verticales | 73 |
| Tableau IV.3.Vérification de l'interaction sous charges horizontales | 74 |
| Tableau IV.4.Vérification de l'effort tranchant à la base | 74 |
| Tableau IV.5.Vérification de l'effort normal réduit | 75 |
| Tableau IV.6.Vérification des déplacements | 76 |
| Tableau IV.7.Vérification des effets (P- Δ) | 77 |

CHAPITRE V

| | |
|--|----|
| Tableau V.1.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les Poteaux | 80 |
| Tableau V.2.Sollicitations dans les poteaux | 80 |
| Tableau V.3.Section d'armatures longitudinales données par ETAB 2016 | 80 |
| Tableau V.4.Les armatures transversales dans les poteaux | 80 |
| Tableaux V.5.Justification de l'effort normal ultime | 82 |
| Tableau V.6.Vérification des contraintes dans le béton | 83 |
| Tableau V.7.Vérification des contraintes tangentielles | 84 |
| Tableau V.8.Moment résistants dans les poteaux | 84 |
| Tableau V.9.Les armatures longitudinales dans les poutres | 85 |
| Tableau V.10.Vérification des contraintes tangentielles | 86 |

| | |
|--|----|
| Tableau V.11.Vérification du cisaillement | 87 |
| Tableau V.12.Vérification de la zone nodale | 87 |
| Tableau V.13.Vérification de l'état limite de compression du béton | 88 |
| Tableau V.14.Vérification de la flèche | 88 |
| Tableau V.15.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=0.9m$ | 89 |
| Tableau V.16.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x2}=1.15m$ | 90 |
| Tableau V.17.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3}=1.4m$ | 90 |
| Tableau V.18.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x4}=2m$ | 90 |
| Tableau V.19.Résultats de ferrailages du voile V_{x1} | 91 |
| Tableau V.20.Résultats de ferrailages du voile $V_{x2}=1.15m$ | 91 |
| Tableau V.21.Résultats de ferrailages du voiles $V_{x3}=1.4m$ | 92 |
| Tableau V.22.Résultats de ferrailages du voile $V_{x4}=2m$ | 92 |
| Tableau V.23.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1}=1m$ | 93 |
| Tableau V.24.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2}=1.3m$ | 93 |
| Tableau V.25.Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y3}=1.2m$ | 93 |
| Tableau V.26.Résultats de ferrailage du voile V_{y1} | 94 |
| Tableau V.27.Résultats de ferrailages du voile V_{y2} | 94 |
| Tableau V.28.Résultats de ferrailages du voile V_{y3} | 95 |

CHAPITRE VI

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1.Sollicitations et sections d'armatures du radier | 101 |
| Tableau VI.2.Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier | 102 |
| Tableau VI.3.Choix de ferrailage et vérifications des contraintes | 102 |
| Tableau VI.4.Sollicitations de la nervure (sens y-y) | 103 |
| Tableau VI.5.Sollicitations maximales (sens y-y) | 103 |
| Tableau VI.6.Sollicitations maximales (sens x-x) | 103 |
| Tableau VI.7.Sollicitations maximales (sens x-x) | 103 |
| Tableau VI.8.tableau de ferrailage des nervures | 104 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.9.Vérification des contraintes dans les nervures | 104 |
| Tableau VI.10.Rectification du ferrailage dans les nervures | 105 |
| Tableau VI.11. Schéma de ferrailage des nervures | 105 |
| Tableau VI.12.Ferrailage du voile périphérique | 108 |
| Tableau VI.13.Vérification des contraintes | 109 |

Liste des figures

CHAPITRE I

| | |
|---|----|
| Figure I.1 Caractéristique géométrique de la structure | 01 |
| Figure I.2 Diagramme des déformations limites (ELU) | 04 |
| Figure I.3 Diagramme des contraintes du béton | 07 |
| Figure I.4 Diagramme des contraintes- déformations de l'acier | 09 |

CHPITRE II

| | |
|--|----|
| Figure II.1 Vue en plan de la cotation avec disposition proposée pour les poutrelles | 11 |
| Figure II.2 Dalle pleine (type 1) (plancher) | 13 |
| Figure II.3 Dalle pleine (type 2) (séjour) | 13 |
| Figure II.4 Dalle pleine (type 3) (étage 9) | 14 |
| Figure II.5 Dalle pleine balcon (type 4) | 14 |
| Figure II.6 Dalle pleine (type 5) (étage 8-9) | 14 |
| Figure II.7 Dalle pleine (terrasse inaccessible) | 14 |
| Figure II.8 Dalle pleine (palier de repos) | 15 |
| Figure II.9 Schéma des escaliers (étage courant) | 15 |
| Figure II.10 Schéma des escaliers (RDC) | 16 |
| Figure II.11 Acrotère | 16 |
| Figure II.12 Surface afférente au poteau B3 | 22 |
| Figure II.13 Surface afférente au poteau B3 | 22 |
| Figure II.14 Section brute | 26 |
| Figure II.15 Surface afférente du poteau C3 (RDC) | 27 |
| Figure II.16 Surface afférente du poteau C3 (étage 9) | 27 |

| | |
|--|----|
| Figure II.17 Surface afférente du poteau C3 (étage courant + sous-sol) | 28 |
| Figure II.18 surface afférente du poteau (terrasse inaccessible) | 28 |

CHAPITRE III

| | |
|---|----|
| Figure III.1 Schéma de disposition de poutrelle de tous les niveaux (1-7) | 30 |
| Figure III.2 Schéma de disposition de poutrelle de l'étage 8 | 30 |
| Figure III.3 Schéma de disposition de la terrasse | 31 |
| Figure III.4 Schéma de disposition de l'étage 9 | 31 |
| Figure III.5 Dimension de la poutrelle | 31 |
| Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression | 47 |
| Figure III.7 Schéma statique de la volée étage courant | 47 |
| Figure III.8 Chargement repris par la volée typa I | 47 |
| Figure III.9 Schéma de ferrailage de la volée type I | 49 |
| Figure III.10 Schéma statique de la 1 ^{ère} volée RDC | 50 |
| Figure III.11 Chargement repris pour la 1 ^{ère} volée RDC | 50 |
| Figure III.12 Schéma statique de la 2 ^{ème} volée RDC | 50 |
| Figure III.13 Chargement repris pour la 2 ^{ème} volée RDC | 50 |
| Figure III.14 Schéma de ferrailage de la volée type I RDC | 53 |
| Figure III.15 Schéma de ferrailage de la volée type II RDC | 53 |
| Figure III.16 Schéma statique de la poutre palière | 53 |
| Figure III.17 Section creuse équivalente | 55 |
| Figure III.18 Schéma de ferrailage de la poutre palière | 56 |
| Figure III.19 Schéma statique de l'acrotère | 57 |
| Figure III.20 Schéma de ferrailage de l'acrotère | 60 |
| Figure III.21 Schéma de la dalle (type 1) | 60 |

| | |
|--|----|
| Figure III.22 Schéma de ferrailage de la dalle pleine plancher | 62 |
| Figure III.23 Dalle pleine sur 3 appuis (séjour) | 63 |
| Figure III.24 Schéma de ferrailage de la dalle pleine séjour (type2) | 64 |
| Figure III.25 Dalle pleine (type 3) | 64 |
| Figure III.26 Schéma de ferrailage dalle pleine (type 3) | 64 |
| Figure III.27 Dalle pleine (type 4) | 65 |
| Figure III.28 Schéma de ferrailage dalle pleine (type4) | 65 |
| Figure III.29 Dalle pleine (type5) | 65 |
| Figure III.30 Schéma de ferrailage dalle pleine (type 5) | 65 |
| Figure III.31 Dalle pleine (type 6) | 66 |
| Figure III.32 Schéma de ferrailage dalle pleine (type 6) | 66 |
| Figure II.33 schéma de ferrailage de la dalle (palier de repos) | 68 |
| Figure II.34 Dalle pleine (palier de repos) | 68 |

CHAPITRE IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 Spectre de réponse | 69 |
| Figure IV.2 Disposition des voiles étage 9 | 71 |
| Figure IV.3 Disposition des voiles des autres étages | 71 |
| Figure IV.4 Disposition des voiles de la terrasse inaccessible | 72 |
| Figure IV.5 (mode 1) translation suivant l'axe x-x | 73 |
| Figure IV.6 (mode 2) translation suivant l'axe y-y | 73 |
| Figure IV.7 (mode 3) rotation suivant l'axe z-z | 74 |

CHAPITRE V :

| | |
|--------------------------------------|----|
| Figure V.1. Zone nodale | 79 |
| Figure V.2. section d'un poteau | 83 |
| Figure V.3. Schéma de la zone nodale | 88 |

CHAPITRE VI :

| | |
|--|-----|
| Figure VI.1. Semelle isolée | 98 |
| Figure VI.2 semelle filante | 99 |
| Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier | 104 |
| Figure VI.4. Ligne de rupture | 104 |
| Figure VI.5. Schéma des sollicitations sur les nervures longitudinales | 105 |
| Figure VI.6. Section de la nervure à ferrailer | 105 |
| Figure VI.7. Dimensionnement du voile périphérique | 107 |
| Figure IV.8. Diagramme des contraintes à l'ELU | 108 |
| Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique | 111 |

NOTATIONS

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et **l'_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays les plus touchés par l'action sismique surtout lors du dernier séisme du 21 mai 2003 à BOUMERDES, a causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels important.

Et pour cela l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des structure de manière a faire face a ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que la résistance, l'économie et l'esthétique.

Pour étudier les structures, il a été constaté que le système portique auto-stable a une faible résistance contre les actions sismiques par contre les autres systèmes tels que les systèmes en voiles et les systèmes mixtes voiles portiques présentent une très bonne résistance sismique.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+9+sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction qui repose sur un radier général. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les règlement et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93).

Ce manuscrit est organisé en 6 chapitres comme suit :

- **Le premier chapitre** est une présentation de l'ouvrage
- **Le deuxième chapitre** concerne le dimensionnement des éléments du bâtiment
- **Troisième chapitre** est consacré pour le calcul des éléments secondaires
- **Quatrième chapitre** présente une étude dynamique
- **Cinquième chapitre** traite le calcul et ferrailage des éléments structuraux
- **Sixième chapitre** portera sur une analyse d'un type de fondation adéquat pour notre structure.

I.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. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Description de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par l'ETB TCE et promotion immobilière MENAA FOUJIL & FRERES, consiste en étude structurale d'un bâtiment en R+9 + sous-sol. RDC à usage commercial, parking au sous-sol et les autres niveaux pour habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon le RPA99 version 2003.

I.3. Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour ce projet est relativement de faible dénivelé, (pépinière) de forme quadrilatérale. Le site est situé dans la commune, Daïra de Tichy wilaya de Bejaia. Il est localisé sur la rive droite de la route nationale N°9

Selon le rapport de sol qui nous a été confié, le sol d'assise de notre structure est constitué en général par des terres végétales sur toute la surface à la profondeur de 6m environ, nous avons des schistes limoneux graveleux couleur noir a gris vert associé à des sables

- Avant de commencer la réalisation de notre ouvrage, l'assiette foncière sensée contenir la structure à subir un terrassement.

I.4. Caractéristique de l'ouvrage :

I.4.1 caractéristiques géométriques

- La hauteur du bâtiment : 32.22m
- La hauteur de RDC : 4.08m
- La hauteur de chaque étage : 3.06m
- La hauteur de sous-sol : 2.80m
- Longueur de l'ouvrage : 15.23m
- Largeur de l'ouvrage : 12.56m

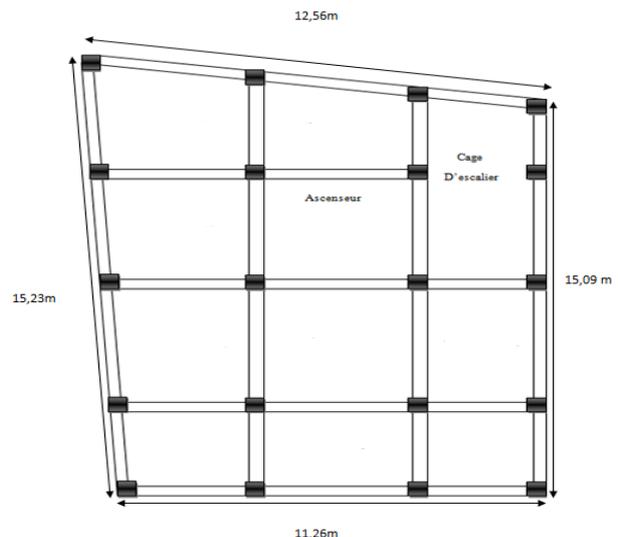


Figure I.1. Caractéristique géométrique de la structure

1.4.2. L'ossature : Vu que notre structure est située en zone IIa, et étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 14m, donc l'ossature de notre bâtiment est constitué d'une structure mixte formée de portique et de voile avec interaction. (RPA99/2003 art 3.4.A.1.a)

1.4.3 Description structurales

❖ **Les plancher :** Nous avons deux type de plancher

1- **Les planchers en corps creux :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

2- **Les planchers en dalle pleine :** Les balcons, la dalle de l'ascenseur et palier d'escalier seront réalisées en dalles pleine.

❖ **La maçonnerie :** Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles parois de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm. Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Les escaliers :** notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armés coulé sur place et des escaliers préfabriqués en bois pour les duplex.

❖ **L'acrotère :** c'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé qui vas servir comme garde-corps.

1.4.4 L'infrastructure : ce sont les fondations qui assurent les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.5 Règlement et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivant :

- RPA99/ version 2003.
- CBA93 (code du béton armé)
- DTR BC 2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99.

I.6 Indications générales sur les règles de BAEL

I.6.1 Définition de l'état limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

✓ **Etat limite ultime ELU**

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Il y a 03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique
- Etat limite ultime de résistance
- Etat limite ultime de stabilité de forme

✓ **Etat limite de service ELS**

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soit assurées. Son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures
- Etat limite de service de déformation
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton

❖ **Hypothèses de calcul à l'ELU**

- ✓ Conservation des sections planes avant et après déformation.
- ✓ Il n'y pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable.
- ✓ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composé, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ✓ Le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

- **Règle des trois pivots**

Les calculs de dimensionnements sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C définis par (**la figure 1.2**) on distingue trois domaines :

- Dans le domaine 1, pivot A, l'état limite ultime est définis par l'atteinte de l'allongement limite de 10‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composé

- Dans le domaine 2, pivot B l'état limite ultime est défini par l'atteinte de raccourcissement limite de 3.5‰ de la fibre la plus comprimé : la section est soumise à la flexion simple ou composé
- Dans le domaine 3, pivot C, l'état limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2‰ à une distance de la fibre le plus comprimé égal au 3/7 de la hauteur total H de la section (comme le montre la figure ci-dessous)

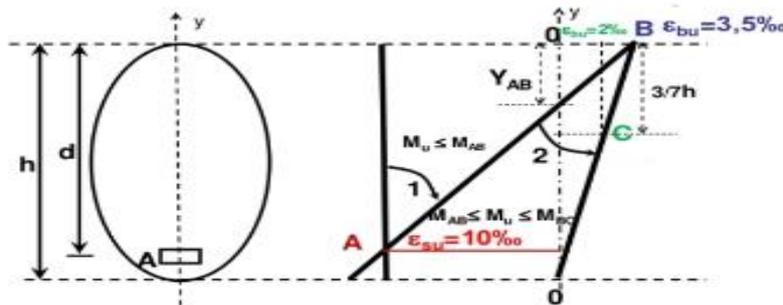


Figure I.2 diagramme des déformations limites (ELU)

❖ Hypothèses de calcul à l'ELS

- ✓ Conservations des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé
- ✓ Pa convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.6.2 Principe d'application des règles BAEL

- Les résistances caractéristiques des matériaux aciers et béton (f_e , f_{c28})
- Les combinaisons spécifiques aux états limites considérés
- Les coefficients de sécurité (γ_s , γ_b)

I.7 Actions et sollicitations

I.7.1 définition des actions

Les actions sont les forces et les couples de force dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges variables.
- ❖ Des charges accidentelles.

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q)**

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les séismes, Les chocs, les incendies, les explosions.

I.7.2. Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexions ou de torsion, des efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

G max : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G min : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i \quad \text{Où : } \gamma_{Q1} = 1.5 \text{ en général}$$

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction
- La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second- ordre
- L'équilibre statique de l'ouvrage

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.
- **Sollicitations accidentelles**
 $G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_i + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$
 - F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
 - Q_i : Valeur variable d'accompagnement.
 - Ψ_1, Ψ_2 : coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.7.3 Les combinaisons d'actions

Situations durables :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } (G + Q) \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E_x ; G + Q \pm E_y \\ 0,8 \times G \pm E_x ; 0,8 \times G \pm E_y \\ G + Q \pm 1,2E \quad \text{uniquement pour les poteaux} \end{array} \right.$$

I.8 Les matériaux de constructions

I.8.1 Béton

1-Définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau, et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression
- Une souplesse d'utilisation
- Une bonne résistance aux feux
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes

2- Caractéristiques du béton

2.1. Résistance mécanique a la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression a l'âge de 28jours, noté f_{c28}

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre de diamètre de 16 cm et de hauteur 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance au moins égale à 20MPA et au plus égale à 45 MPA.

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \times 1.1 \quad \text{Si } j \geq 28 \text{ j}$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ j}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \times 1.1 \quad \text{Si } j \geq 28 \text{ j}$$

Pour l'étude de notre projet on prendra $f_{c28} = 25$ MPA

2.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique du béton a l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement défini par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Pour notre cas $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ Mpa ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa

2.3 Contrainte limite à l'ELU

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle montré sur (la figure I.2)

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

Avec :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24 heures} \\ 0,9 & \text{si cette durée est comprise entre 1 et 24 heures} \\ 0,85 & \text{si celle-ci est inférieure à 1 heure.} \end{cases}$$

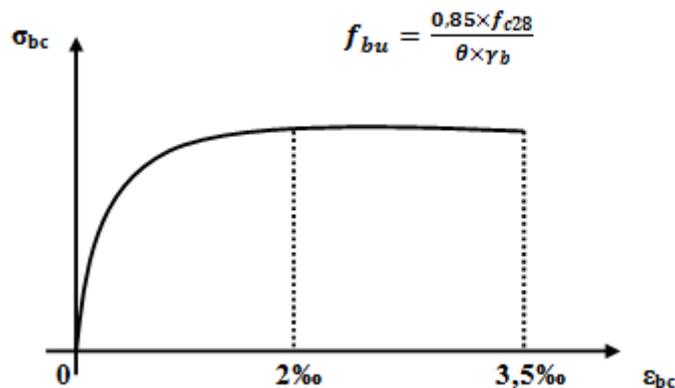


Figure. I.3 : Diagramme des contraintes du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$f_{bu} = 14,20$ MPa pour : $\gamma_b = 1,5$

$$f_{bu}=18,48 \text{ MPa pour } \gamma_b=1,15$$

Le diagramme ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression

3.5‰ : en flexion simple ou composée

2.4. Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitation d'action réelle (non majorée) les sollicitations résistantes calculée sans dépassements des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

2.5 Le module de déformation longitudinale différé

- Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

- Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

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

- Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \cdot , \quad E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2.6 Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(v + 1)}$$

2.6 Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur L a des efforts de compression il se produit non seulement un raccourcissement longitudinale ΔL , mais également un gonflement transversale. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle le coefficient de Poisson le rapport :

$$v = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/l} = \frac{\text{variation unitaire du coté de la section}}{\text{raccourcissement unitaire}}$$

$v = 0.2$ à l'ELS
 0 à l'ELU

2.7 Contrainte ultime de cisaillement du béton

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale 20 MPA et au plus égale à 45 MPA, donc dans notre cas on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$\tau_{adm} = 3,33\text{Mpa}$ —————> fissuration peu nuisible.
 $\tau_{adm} = 2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

I.8.2. Aciers

1- définition

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

2- différentes types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armés sont :

| | Aciers ronds lisses | | Aciers à hautes adhérences | | Treillis soudé à fils lisses | Treillis soudés à haute adhérence |
|-------------|---------------------|--------|----------------------------|--------|------------------------------|-----------------------------------|
| Désignation | FeE215 | FeE235 | FeE400 | FeE500 | FLE235 | FeTE400 |
| f_e [MPa] | 215 | 235 | 400 | 500 | 235 | 400 |

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, FeE400 et des armatures rondes lisses, FeE235 et un treillis soudé à haute adhérence FeTE400.

3- diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ_s) déformations (ϵ_s) est conventionnellement définie comme suit :

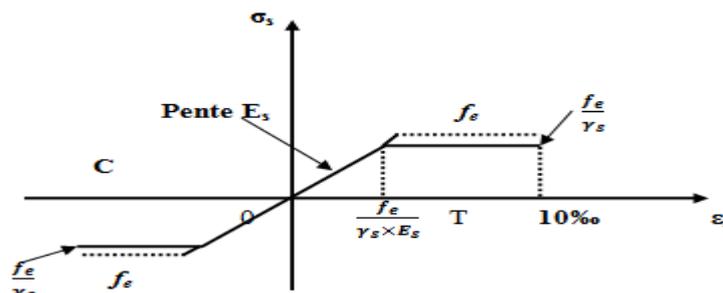


Figure. I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

C = compression , **T** = traction , **E_s** = module de l'acier (2.10⁵ MPA)

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour une valeur.

$\gamma_s = 1$ *situation accidentelle*

$\gamma_s = 1.15$ *situation durable*

4 - contrainte limite des aciers :

-ELU : la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-ELS : on distingue les cas suivants :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\Phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à hautes adhérence (HA) $\Phi < 6\text{mm}$.

5- Conclusion

Ce chapitre a porté sur les différentes caractéristiques de notre structure ainsi la caractéristique structurale et celle relative au sol d'assise qui sont donnée.

La contrainte admissible à prendre en compte est : $\sigma_{adm} = 1.45 \text{ bars}$.

La structure sera réalisées avec un système de contreventement mixte voile portique avec justification de l'interaction.

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour réaliser notre structure se résume sur ce tableau suivant :

| | |
|--------------------------------|--------------------------------|
| $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$ | Contrainte admissible du béton |
| CEM II | Qualité du ciment utilisé |
| FE400 HA | Acier utilisée |

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement sert à donner un ordre de grandeur les sections de Ses différents éléments, reprendre les actions et les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le RPA99 (version 2003), (BAEL91), et (CBA93) seront les références aux recommandations.

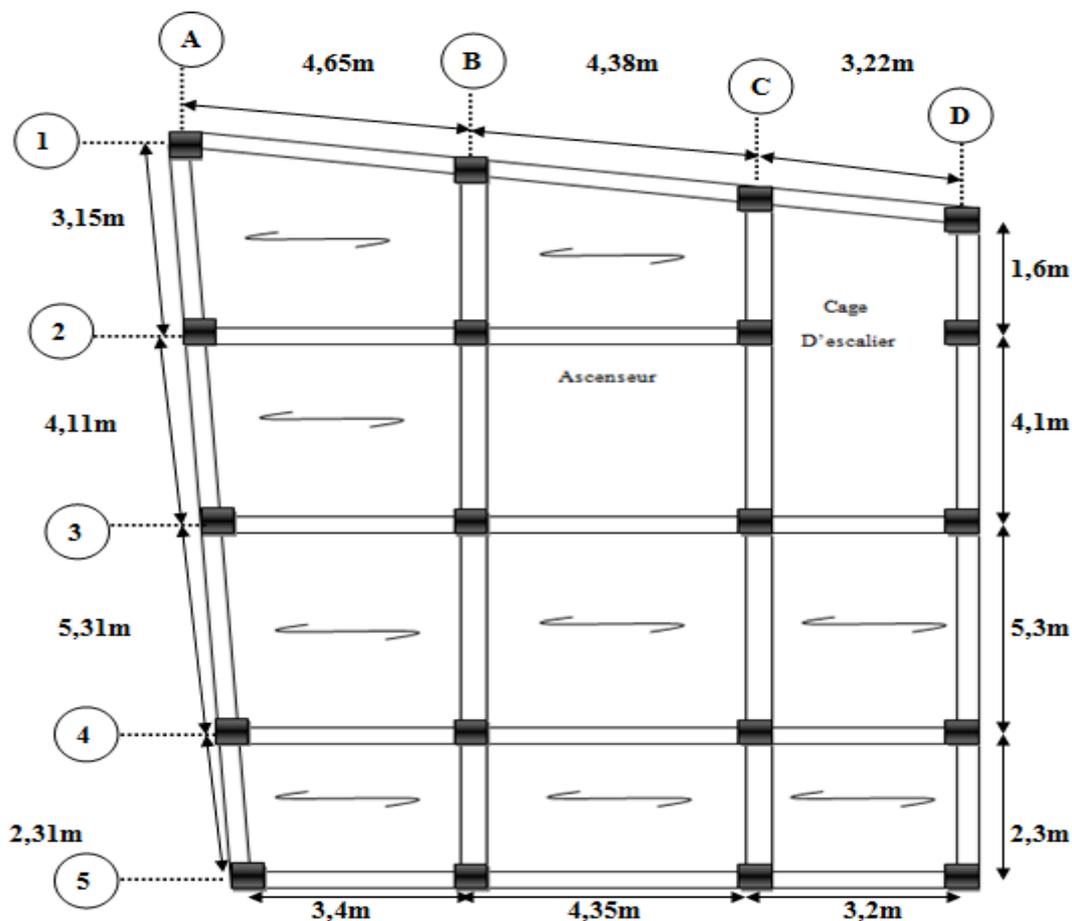


Figure : II.1. Vu en plan de la cotation avec disposition proposée pour les poutrelles

II.2 pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers :

L'épaisseur du plancher en corps creux est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{CBA93})$$

Avec L : la portée maximale entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t = hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{406}{22,5} = 18.04\text{cm} \rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

On adopte un plancher de 16cm d'épaisseur du corps creux et une dalle de compression de 4cm.

II.2.2 Les poutres :

- a) **Les poutres principales :** elles sont disposées perpendiculaire aux poutrelles leurs sections sont données comme suit :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

Soit : b = 30cm et h = 45cm

• **Vérifications:**

On doit satisfaire les exigences du RPA99(version 2003) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \geq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} b: \text{ la largeur de la poutre} \\ h : \text{ la hauteur de la poutre} \end{array}$$

$$\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$H = 45\text{cm} > 30\text{cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b = 45/30 = 1,5 < 4$$

On adopte alors des poutres de section $b \cdot h = 45 \cdot 30 \text{ cm}^2$

- b) **les poutres secondaires :** leurs dispositions sont parallèles aux poutrelles on donne leurs sections comme suit :

$$\frac{388}{15} \leq h \leq \frac{388}{10} \rightarrow 25,96\text{cm} \leq h \leq 38,8\text{cm}$$

Soit : b = 30cm et h=35cm

• **Vérifications**

On doit satisfaire les exigences du RPA99(version 2003) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \geq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} b: \text{ la largeur de la poutre} \\ h : \text{ la hauteur de la poutre} \end{array}$$

$$\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b = 35/30 = 1,17 < 4$$

On adopte alors des poutres de section $b \cdot h = 35 \cdot 30 \text{ cm}^2$

II.2.3 Les poteaux

Les dimensions de la section transversales des poteaux selon le RPA99(version99),

Doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ 0,25 < b_1/h_e < 4 \end{cases}$$

Tel que :

$$h_e = 2,60\text{m} \quad \text{sous-sol}$$

$$h_e = 3,88\text{m} \quad \text{RDC}$$

$$h_e = 2,86\text{m} \quad \text{étage + duplex}$$

$$\text{RDC + sous-sol} = (55*55) \text{ cm}^2$$

II.2.4 Les dalles pleines :

Une dalle pleine est pré dimensionnée en fonction trois critères :

- Coupe-feu
- Isolation phonique
- Critère de résistance

$$\text{➤ } \frac{365}{45} = 8.11 \leq e \leq \frac{365}{40} = 9.125 \rightarrow \text{pour 2h de coupe feu } e = 15\text{cm}$$

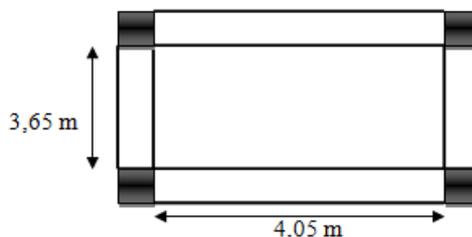


Figure : II.2. Dalle pleine (type1) (plancher)

$$\text{➤ } \frac{150}{45} = 3.33 \leq e \leq \frac{150}{40} = 3.75 \rightarrow \text{pour l'isolation phonique } e = 15\text{cm}$$

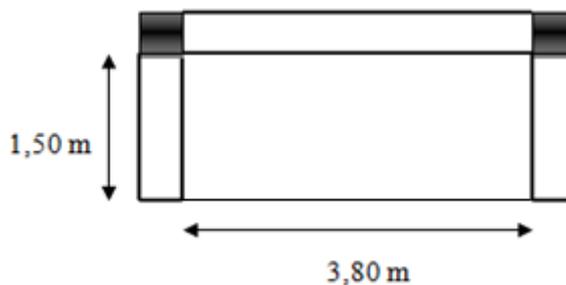


Figure : II.3. Dalle pleine (type2) (séjour)

- $\frac{92}{45} = 2.04 \leq e \leq \frac{92}{40} = 2.3 \rightarrow$ pour 2h de coupe feu $e = 12\text{cm}$

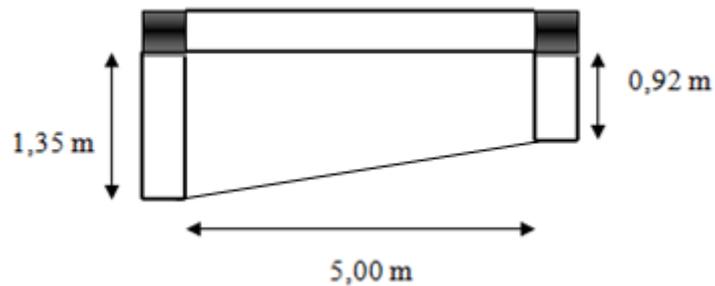


Figure : II.4. Dalle pleine (type3) (étage9)

- $\frac{150}{45} = 3.33 \leq e \leq \frac{150}{40} = 3.75 \rightarrow$ pour 2h de coupe feu $e = 12\text{cm}$

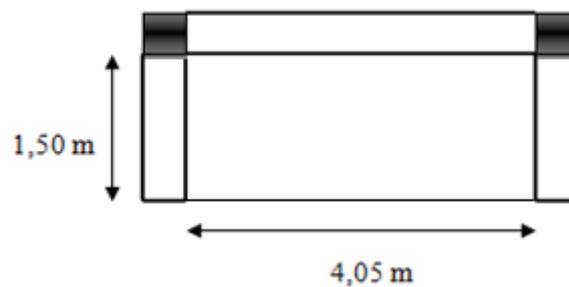


Figure : II.5. Dalle pleine balcon (type4)

- $\frac{157}{45} = 3.48 \leq e \leq \frac{157}{40} = 3.92 \rightarrow$ pour 2h de coupe feu $e = 15\text{cm}$

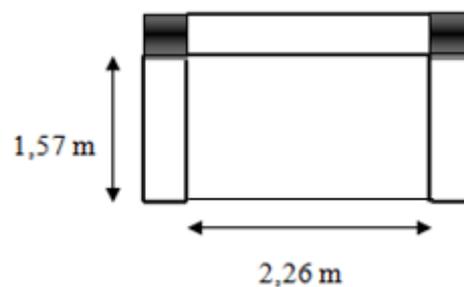


Figure : II.6. Dalle pleine (étage 8-9) (type5)

- $\frac{279}{45} = 6.2 \leq e \leq \frac{279}{40} = 8.98 \rightarrow$ pour 2h de coupe feu $e = 15$

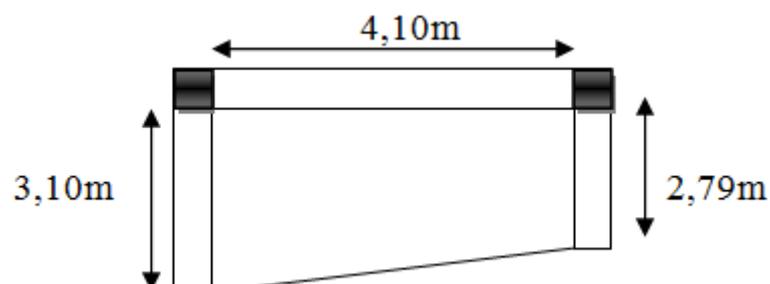


Figure II.7. Dalle pleine (terrasse inaccessible) (type6)

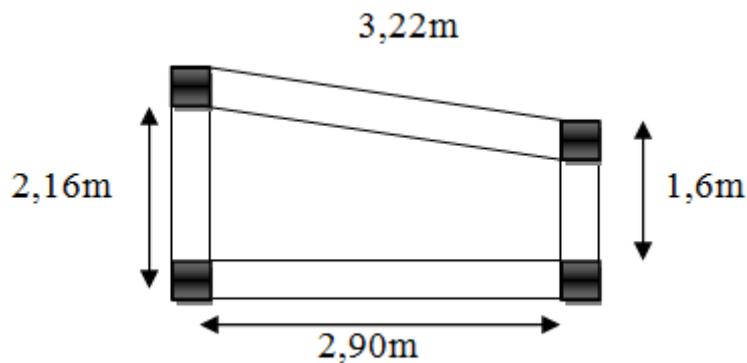


Figure II.8. Dalle pleine (palier) (type7)

II.2.5 Les voiles

$$\text{RDC} : a \geq \max \left[\frac{408}{22} ; 15\text{cm} \right] = 18,54\text{cm}$$

$$\text{Étage} : a \geq 13,9\text{cm} \Rightarrow \text{soit} : a=20\text{cm}$$

II.2.6 Les escaliers

- Etage courant et sous-sol (volée 1 et 2) et volée 2 du RDC :

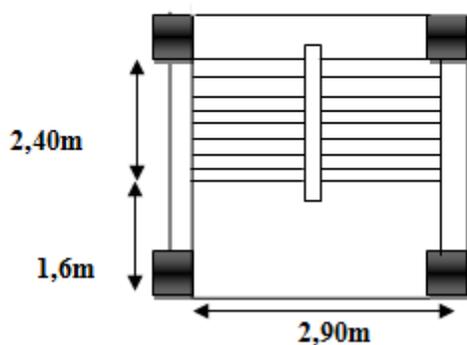


Figure : II.9. Schéma des escaliers (étage courant)

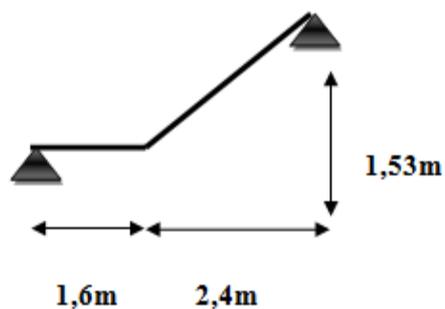


Figure II.10. Schéma statique

$$60 \leq 2h+g \leq 64$$

$$L' = \sqrt{(1,6)^2 + (1,53)^2} = 2,21 \text{ m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- Longueur de la pailasse

$$L_0 = 2,16 + 2,84 = 5\text{m}$$

• **L'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{500}{30} \leq e_p \leq \frac{500}{20} \rightarrow 16,66\text{cm} \leq e_p \leq 25\text{cm}$$

➤ **On opte pour une épaisseur de 20 cm**

D'après le plan architectural on tire :

$$h = \frac{H'}{h} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = 240/8 = 30\text{cm}$$

• **RDC**

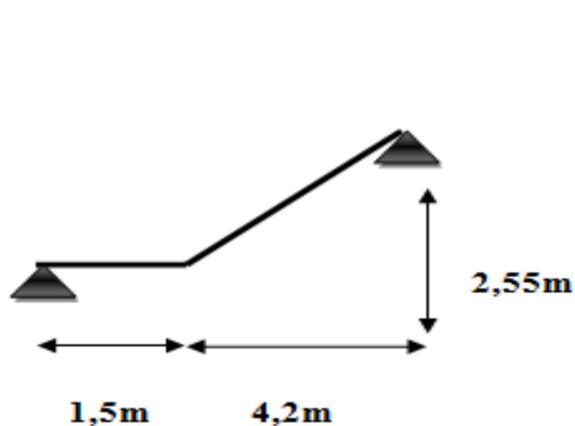
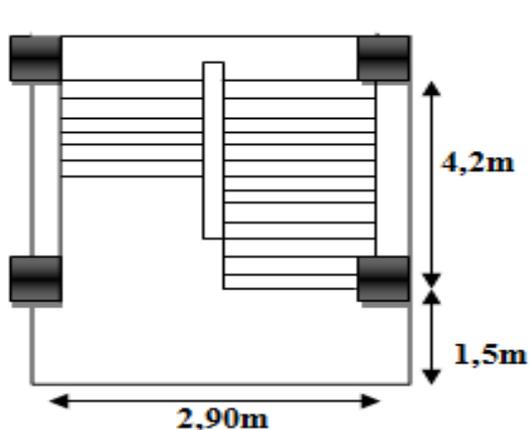


Figure : II.11. Schéma des escaliers(RDC)

figure II.12. Schéma statique

$$17 \cdot 15 = H' = 255\text{cm} \text{ (hauteur de la volée)}$$

$$L = \sqrt{(1,5)^2 + (2,55)^2} = 2,96 \text{ m}$$

$$\text{tg}(\alpha) = 255/420 = 31,26^\circ$$

• **Longueur de la paillasse**

$$L_0 = 4,2 + 2,16 = 5,8 \text{ m}$$

• **L'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{580}{30} \leq e_p \leq \frac{580}{20} \Rightarrow 19,33\text{cm} \leq e_p \leq 29\text{cm}$$

➤ **On opte pour une épaisseur de = 25cm**

Volée 1 : $n = 15, n-1=14$

Volée 2 : $n = 9, n-1= 8$

L'acrotère

On prend la hauteur de l'acrotère **H=60cm**

$$S=10*60+3*10/2+7*10=685\text{cm}^2$$

$$G=25*0,0685=1,71\text{KN/m}^2$$

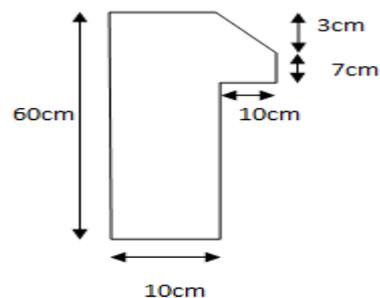


Figure : II.13. Acrotère

✓ **Evaluation des charges et surcharges**

Tableau : II.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

| Désignation des éléments | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur(m) | Poids G(KN/m ²) |
|-------------------------------|--------------------------------------|--------------|-----------------------------|
| Gravillon roulé de protection | 20 | 0,04 | 0,8 |
| Etanchéité multicouche | 6 | 0,02 | 0,12 |
| Isolation thermique | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Plancher a corps creux(16+4) | / | / | 2,85 |
| Enduit de plâtre | 10 | 0,02 | 0,2 |
| Charge permanente totale | G = 4.24 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=1 | | |

Tableau : II.2. Évaluation des charges du plancher étage courant + RDC

| Désignation des éléments | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur(m) | Poids G(KN/m ²) |
|--------------------------------|--------------------------------------|--------------|-----------------------------|
| Cloison de séparation | / | / | 1,00 |
| carrelage | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Plancher a corps creux(16+4) | / | 0,2 | 2,85 |
| Enduit de plâtre | 10 | 0,02 | 0,20 |
| Charge permanente totale | G=5,21 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=1,5 | | |
| Charge d'exploitation Q du RDC | Q=5 | | |

Tableau : II.3. Évaluation des charges dalle pleine plancher

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| carrelage | 20 | 0,02 | 0,4 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,4 |
| Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Dalle pleine | 25 | 0,15 | 3,75 |
| Cloison | / | / | 1 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=6,18 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=1,5 | | |

Tableau : II.4. Charges sur les dalles pleines (balcon)

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Dalle pleine | 25 | 0,12 | 3 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| carrelage | 22 | 0,02 | 0,44 |
| Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=4,47 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=3,5 | | |

Tableau : II.5. Charges dans les murs extérieurs

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ²) |
|--------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Enduit de plâtre | 10 | 0,02 | 0,20 |
| Brique creuse extérieur | 9 | 0,15 | 1,35 |
| Brique creuse intérieur | 9 | 0,1 | 0,9 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=2,72 | | |

Tableau : II.6. Charges dans la dalle pleine ascenseur (terrasse inaccessible)

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ²) |
|---------------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Dalle pleine | 25 | 0,15 | 3,75 |
| Gravillon roulé | 20 | 0,04 | 0,8 |
| Etanchéité multicouches | 6 | 0,02 | 0,12 |
| Isolation thermique | 0,25 | 0,04 | 0,01 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=4.95 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=1 | | |

Tableau : II.7. Charges dans la volée type 1 et 2 des étages courants et la volée 2 du RDC

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G (KN/m ³) |
|--------------------------|--------------------------------------|------------------|------------------------------|
| Marche | 22 | 0,17(1/2) | 1,87 |
| Paillasse | 25/cos(32,52) | 0,2 | 5,93 |
| Revêtement horizontale | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Mortier horizontale | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Revêtement verticale | 20 | 0,02(17/ 30) | 0,23 |
| Mortier verticale | 20 | 0,02(17/ 30) | 0,23 |
| Enduit du ciment | 18 | 0,015/cos(32,52) | 0,32 |
| Total | Charge permanente totale G= 9,38 | | |
| | Charge d'exploitation Q=2,5 | | |

Tableau : II.8. Charges dans le palier étages courants

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ³) |
|---------------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Dalle pleine | 25 | 0,2 | 5 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| carrelage | 22 | 0,02 | 0,40 |
| Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=6,43 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=2,5 | | |

Tableau : II.9. Charges dans la volée type 1 du RDC

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ³) |
|--------------------------|--------------------------------------|------------------|-----------------------------|
| Marche | 22 | 0,17(1/2) | 1,87 |
| Paillasse | 25/cos(31,26) | 0,25 | 7,31 |
| Revêtement horizontale | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Mortier horizontale | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Revêtement verticale | 20 | 0,02(17/ 30) | 0,23 |
| Mortier verticale | 20 | 0,02(17/ 30) | 0,23 |
| Enduit du ciment | 18 | 0,015/cos(31,26) | 0,32 |
| Total | Charge permanente totale G= 10,76 | | |
| | Charge d'exploitation Q=2,5 | | |

Tableau : II.10. Charges dans le palier du RDC

| Désignation des éléments | Poids Volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | Poids G(KN/m ³) |
|--------------------------|--------------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Dalle pleine | 25 | 0,25 | 6,25 |
| Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,40 |
| carrelage | 22 | 0,02 | 0,40 |
| Lit de sable | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Enduit de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| Charge permanente totale | G=7,86 | | |
| Charge d'exploitation Q | Q=2,5 | | |

3 - calcul de la descente de charges

❖ Poids propre des poutres

Poteau (B3) et (C3) : étage courant + sous-sol + terrasse inaccessible

$$L_{PP} = 4,1\text{m} \quad L_{PS} = 3,375\text{m}$$

$$G_{PP} = 4,1 * 25 * 0,3 * 0,45 = 13,84\text{KN} \quad G_{PS} = 8,86\text{KN} \quad G_{tot} = 22,70\text{KN}$$

Poteau (B3) : tous les étages sauf le 9^{ème}

$$L_{PP} = 4,5\text{m} \quad G_{PP} = 15,18\text{KN} \quad G_{PS} = 9,58\text{KN} \quad G_{tot} = 24,76\text{KN}$$

Poteau (B3) : étage 9

$G_{PP}=15,18\text{KN}$ $G_{PS}=8,16\text{KN}$ $G_{\text{tot}}=23,34\text{KN}$

Section des poteaux :

RDC + sous-sol (**55*55**) cm^2

1^{er} étage et 2^{ème} étage (**50*50**) cm^2

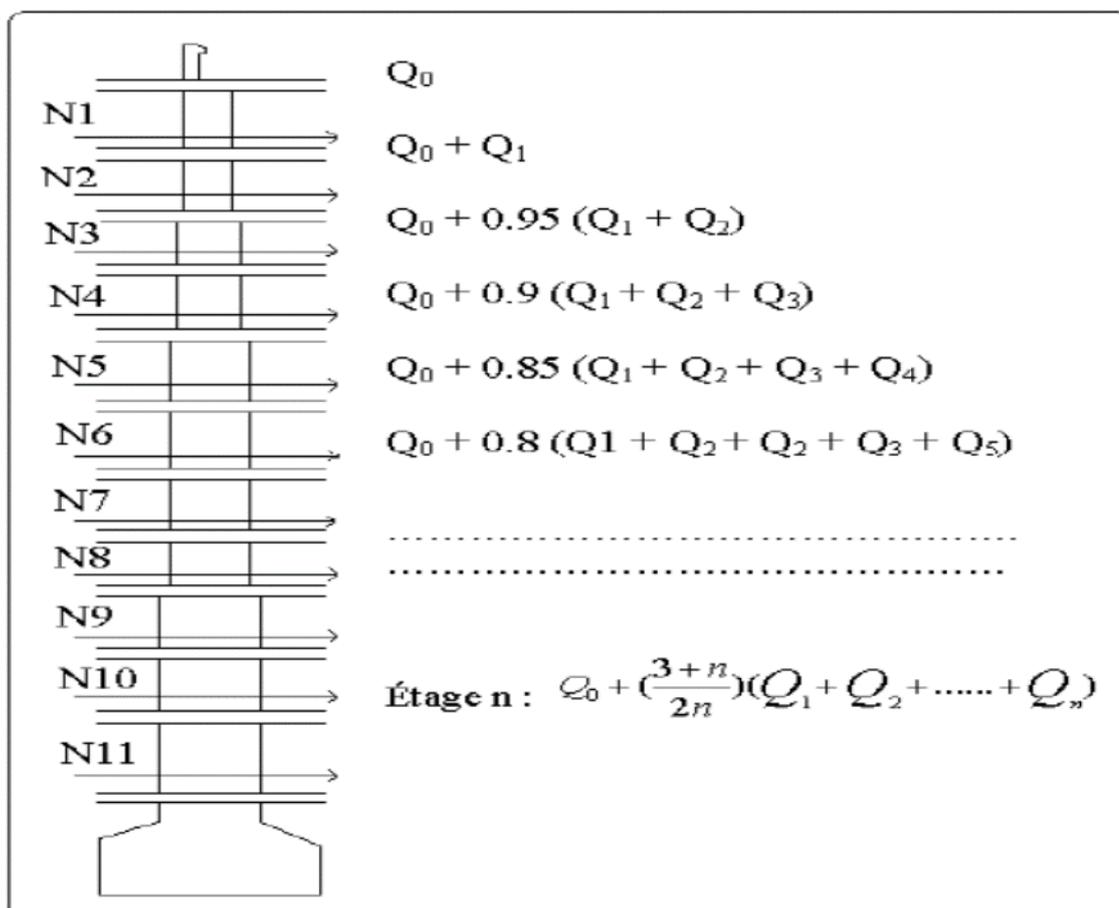
3^{ème} étage et 4^{ème} étage (**45*45**) cm^2

5^{ème} étage et 6^{ème} étage (**40*40**) cm^2

7^{ème} étage et 8^{ème} étage (**35*35**) cm^2

9^{ème} étage (**30*30**) cm^2

La loi de dégression de charges



❖ **Poids propre des poteaux**

Tableau : II.11. Poids propre des poteaux.

| Etages | Sous-sol | RDC | 1+2 | 3+4 | 5+6 | 7+8 | 9 |
|--------------------------|----------|------|-------|------|-------|------|------|
| Surface(m ²) | 0,30 | 0,30 | 0,25 | 0,2 | 0,16 | 0,12 | 0,09 |
| Hauteur(m) | 2,9 | 4,08 | 3,06 | 3,06 | 3,06 | 3,06 | 3,06 |
| Poids (KN) | 21,75 | 30,6 | 19,13 | 15,3 | 12,24 | 9,18 | 6,89 |

Poteau B3 : tous les étages sauf étage 9

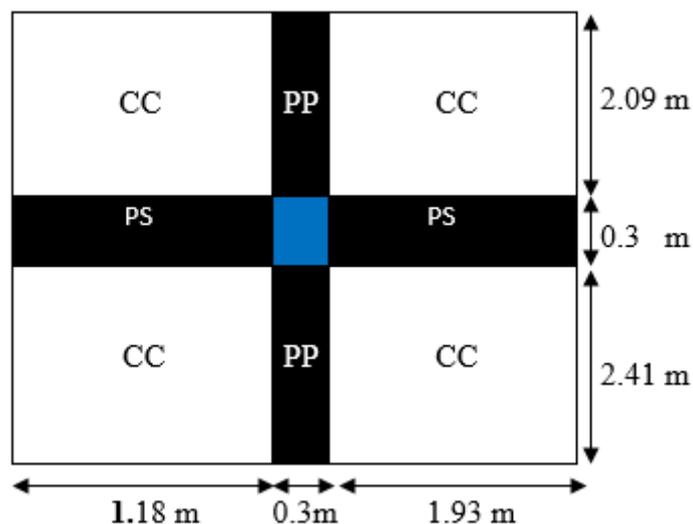


Figure : II.14. Surface afférente au Poteau B3

Surface afférente = 16.42 m²

$$G_{\text{plancher}} = 16.42 \times 5.21 = 85.57 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 16.42 \times 1.5 = 24.64 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher RDC}} = 82.05 \text{ KN}$$

Poteau B3 : étage 9

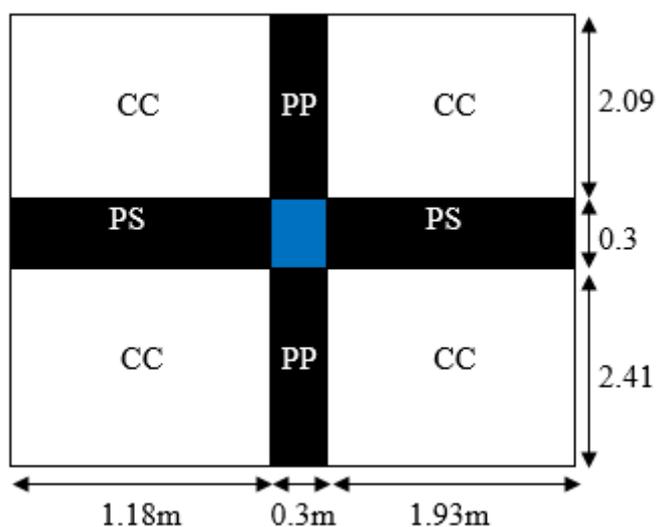


Figure : II.15. Surface afférente au Poteau B3

Surface afférente = 14 m²

$$G_{\text{plancher}} = 72.94 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 21 \text{ KN}$$

❖ **Le poids des murs**

Etage courants : $G_{\text{mur simple}} = 0.644 \text{ KN}$ $G_{\text{double cloison}} = 8.574 \text{ KN}$

Rez de chaussée : $G_{\text{double cloison}} = 23.433 \text{ KN}$

Sous-sol : $G_{\text{double cloisons}} = 7.74 \text{ KN}$

Tableau : II.12.la descente de charge du poteau (B3)

| Niveaux | Elément | G (KN) | Q (KN) |
|-----------------|---------------------------|---------|--------|
| N ₁₀ | plancher | 78 | 25,03 |
| | poutres | 23,34 | |
| | Total | 101,34 | 25,03 |
| N ₉ | Venant de N ₁₀ | 101,34 | 50,06 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 9,18 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 233,978 | |
| N ₈ | Venant de N ₉ | 233,978 | 78,73 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 9,18 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 366,616 | |
| N ₇ | Venant de N ₈ | 366,616 | 107,4 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 12,24 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 502,314 | |
| N ₆ | Venant de N ₇ | 502,314 | 136,07 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 12,24 | |
| | Total | 638.012 | |

CHAPITRE II : PRE- DIMENSIONNEMENT

| | | | |
|----------------------|--------------------------|-----------------|---------------|
| N₅ | Venant de N ₆ | 638,012 | 164,74 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 15,3 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 776,77 | 164,74 |
| N₄ | Venant de N ₅ | 776,77 | 193,41 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 15,3 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 915,528 | 193,41 |
| N₃ | Venant de N ₄ | 915,528 | 222,08 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 19,13 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 1058,116 | 222,08 |
| N₂ | Venant de N ₃ | 1058,116 | 250,75 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 19,13 | |
| | Mur | 9,218 | |
| | Total | 1200,704 | 250,75 |
| N₁ | Venant de N ₂ | 1200,704 | 279,42 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 30,6 | |
| | Mur | 23,433 | |
| | Total | 1368,977 | 279,42 |

| | | | |
|-------|-----------------|----------|--------|
| N_0 | Venant de N_1 | 1368,977 | 351,45 |
| | Plancher | 89,48 | |
| | Poutre | 24,76 | |
| | Poteau | 21,75 | |
| | Mur | 7,74 | |
| | Total | 1512,707 | 351,45 |

L'effort normal ultime :

$$N_u = 1,35 \times 1512,707 + 1,5 \times 351,45 = \mathbf{2569,33 \text{ KN}}$$

$$N_u^* = 1,1 \times 2512,32 = \mathbf{2826,263 \text{ KN}}$$

✓ **Vérifications**

Vérification a la compression

L'effort normal ultime : on doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \text{ avec, } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} = \frac{2826,263}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,2 \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.3025 \text{ m}^2 \geq 0,2 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications la compression à tous les niveaux :

Tableau : II.13. Vérifications à la compression.

| Niveau | N_u' (KN) | B (m ²) | σ_{bc} (MPA) | Observation |
|------------------------|---------------|----------------------|-----------------------|-------------|
| Sous-sol et RDC | 2826,263 | 0.3025 | 9.3 | Vérifier |
| Etage 1 et 2 | 2493.97 | 0.25 | 9,97 | Vérifier |
| Etage 3 et 4 | 1937.73 | 0.2025 | 9,57 | Vérifier |
| Etage 5 et 6 | 1171.96 | 0.16 | 7,32 | Vérifier |
| Etage 7 et 8 | 674.33 | 0.1125 | 6 | Vérifier |
| Etage 9 | 191.79 | 0.09 | 2,13 | Vérifier |

Vérification au flambement

D'après le **CBA 93 (article B.8.2.1)**, on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ avec : } B_r = \text{section réduite , } A_s = \text{section des armatures}$$

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité des aciers

α = coefficient en fonction de l'élancement (λ)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$ l_f = longueur de flambement, l_0 = longueur du poteau

$$L_f = 0.7 L_0 \quad \lambda = 3.46 \frac{L_f}{b}$$

D'après le "BAEL .91" : $0.1\% B_r \leq A_s \leq 4\% B_r$.

Donc :

$$B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

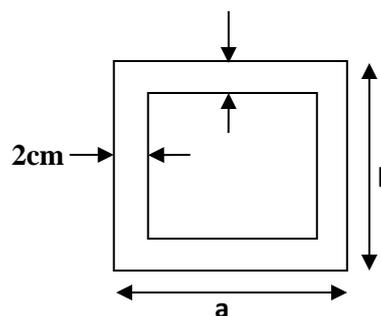


Figure : II.16. Section brute

Pour tous les étages le tableau suivant nous présente tous les calculs et les vérifications :

Tableau : II.14. Tableau résultats des vérifications au flambement.

| Etage | Nu' | L ₀ | L _f | λ | α | B _r calculé | B _r ado | Vérification B _r adopté ≥ b _r calculé |
|--------------|----------|----------------|----------------|-------|-------|---------------------------|--------------------|--|
| SOUS-SOL | 2826,263 | 2.6 | 1.82 | 11.45 | 0.825 | 0.156 | 0.28 | Vérifier |
| RDC | 2826,263 | 3.88 | 2.72 | 17.11 | 0.809 | 0.159 | 0.28 | Vérifier |
| Etage 1 et 2 | 2493,97 | 2.86 | 2.002 | 13.85 | 0.821 | 0.138 | 0.23 | Vérifier |
| Etage 3 et 4 | 1937,73 | 2.86 | 2.002 | 15.39 | 0.814 | 0.108 | 0.18 | Vérifier |
| Etage 5 et 6 | 1171,96 | 2.86 | 2.002 | 17.32 | 0.805 | 0.064 | 0.14 | Vérifier |
| Etage 7 et 8 | 674,33 | 2.86 | 2.002 | 1 | 0.794 | 0.038 | 0.11 | Vérifier |
| Etage 9 | 191,79 | 2.86 | 2.002 | 17.55 | 0.809 | 0.01 | 0.078 | Vérifier |

On remarque que la condition est vérifiée donc les poteaux ne risquent pas de flamber

Vérification de l'effort normal réduit

Selon le RPA99/version2003 (article.7.4.3.1) il faut vérifier :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = 1.35G + 1.5Q$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau : II.15. Vérification de l'effort normal réduit

| Niveau | N _d (KN) | B(m ²) | V | V ≤ 0.3 |
|----------------|---------------------|--------------------|-------|--------------|
| Sous-sol + RDC | 2569.33 | 0.3025 | 0.34 | non vérifier |
| Etage 1 et 2 | 2267,24 | 0.25 | 0.36 | Non vérifier |
| Etage 3 et 4 | 1761,57 | 0.2025 | 0.34 | vérifier |
| Etage 5 et 6 | 1065,42 | 0.16 | 0.26 | vérifier |
| Etage 7 et 8 | 613,02 | 0.1225 | 0.2 | Vérifier |
| Etage 9 | 174,35 | 0.09 | 0.077 | Vérifier |

La surface afférente poteau

Surface afférente = 10.81 m²

$$G_{\text{plancher rdc}} = (1.74 \times 7.86) + (0.73 \times 9.38) + (3.48 + 4.62) \times 5.21 = \mathbf{62.72 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{plancher rdc}} = (0.73 \times 2.5) + (1.74 \times 2.5) + (3.48 \times 4.62) \times 5 = \mathbf{46.67 \text{ KN}}$$

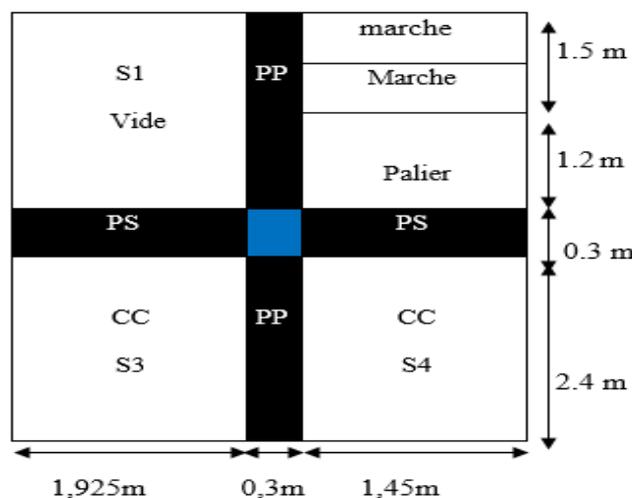


Figure : II.17. Surface afférente du poteau C3 (RDC)

Surface afférente = 10.56 m²

$$G = \mathbf{55.02 \text{ KN}}$$

$$Q = \mathbf{15.84 \text{ KN}}$$

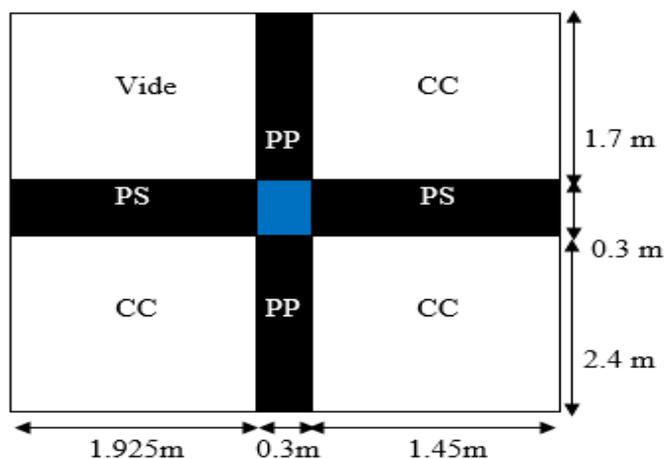


Figure : II.18. Surface afférente Poteau C3 (étage 9)

Surface afférente = 10.57 m²

Q plancher = 26.43 KN

G plancher = 58.53 KN

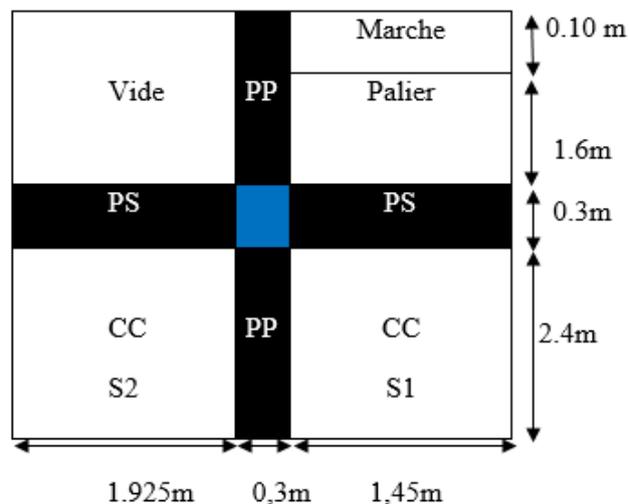


Figure : II.19. Surface afférente poteau C3 (Étage courant + sous-sol)

Surface afférente = 14.01 m²

G = 82.92 KN

Q = 14.01 KN

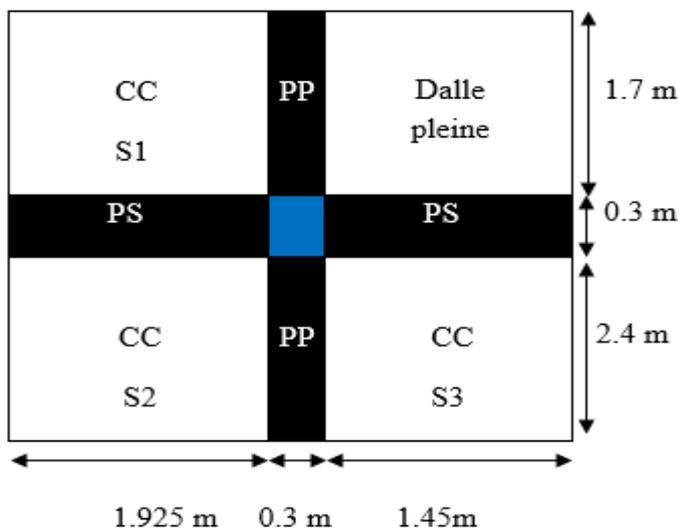


Figure : II.20. Surface afférente poteau (Terrasse inaccessible)

❖ Poids des cloisons (poteau C3)

Etages courants sauf 9^{ème}

Surface double cloison = 3.11 m²

G double cloison = 2.72 x 3.11 = 8.46 KN

Surface mur simple = 0.486 m²

G mur simple = 1.3 x 0.486 = 0.63 KN

G total = 9.089KN

Etage 09 :

Surface double cloison = 3.11 m²

G double cloison = 8.460 KN

Surface mur simple = 0.69 m² G mur simple = 0.897 KN

G total = 9.35 KN

RDC :

Surface double cloison = 3.15 m² G double cloison = 8.57 KN

Surface mur simple = 0.486 m² G mur simple = 0.63 KN

Sous-sol :

Surface double cloison = 2.9 m² G double cloison = 7.87 KN

Surface mur simple = 1.52 m² G mur simple = 1.98 KN

✓ **Descente de charge de poteau C3 :**

Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 x 1474.23 + 1.5 x 226.93

Nu = 2330.60 KN

Nu = 1.1(1.35G+1.5Q) = 2563.66 KN

Ns = G+Q = 1701.16 KN

Commentaire : Donc le poteau le plus sollicité est le poteau B3

II.2 Conclusion

Les Sections obtenue après près dimensionnement des différents éléments sont résumés dont ce qui suit :

| | | |
|---------------------|---|---------------------------------|
| Poutres | Principales | (30 x 45) cm² |
| | Secondaires | (30 x 35) cm² |
| Poteaux | sous-sol + RDC | (65 x 60) cm² |
| | 1^{er} et 2^{ème} étage | (60 x 60) cm² |
| | 3^{ème} et 4^{ème} étage | (60 x 55) cm² |
| | 5^{ème} et 6^{ème} étage | (55 x 55) cm² |
| | 7^{ème} et 8^{ème} | (55 x 50) cm² |
| | 9^{ème} étage | (50 x 50) cm² |
| Escaliers | Epaisseur RDC | 25 cm |
| | Epaisseur étage courants | 20cm |
| Dalle pleine | Extérieur | Type 2 – 3 – 4 et 7 |
| | Intérieur | Type 1 – 5 et 6 |
| Acrotère | Hauteur | 60cm |

III.1. Etude des planchers :

III.1.1 Introduction :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations
- Participer a la résistance aux efforts horizontaux
- Présenter une isolation thermique et phonique

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commercia

le et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min (2G , 5KN/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.2. disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

❖ **Disposition**
❖

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

- Le critère de la petite porté.
- Le critère de la continuité (le sens ou il y a plus d'appuis)

Pour ce qui est de notre cas, nous avons disposé nos poutrelles selon le critère de l plus petite portée

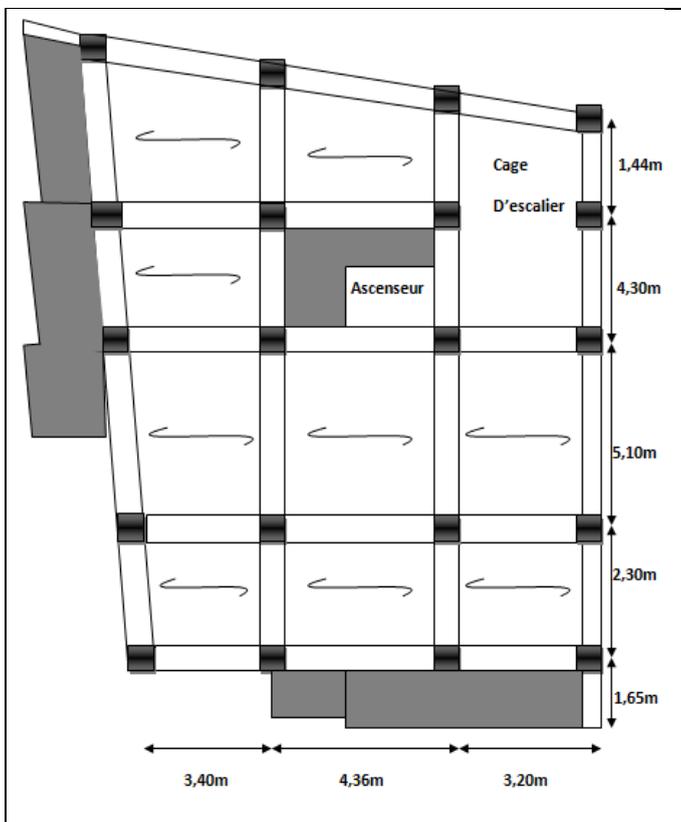


Figure III.1. schéma de disposition de poutrelle de tout les niveaux (1→7)

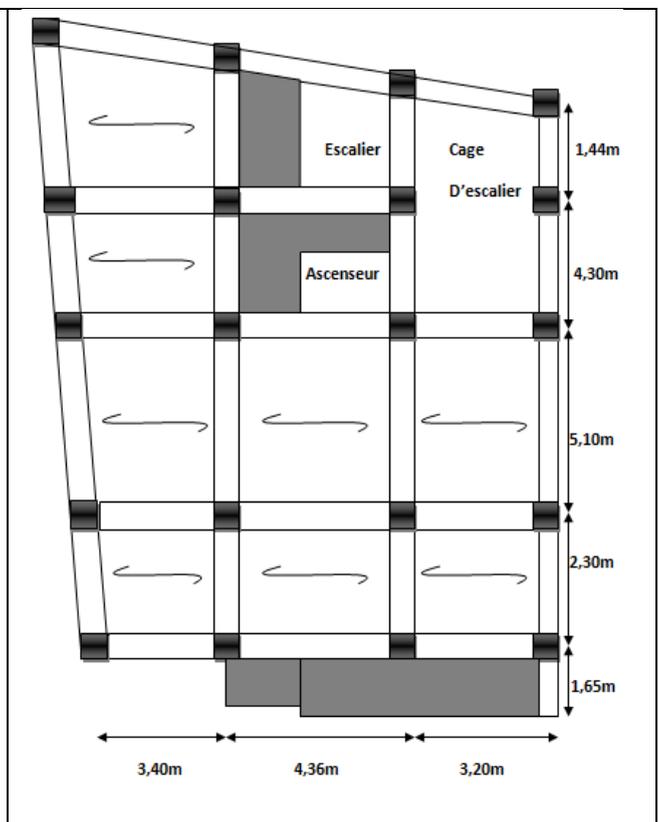


Figure III.2 schéma de disposition de poutrelle de l'étage 8

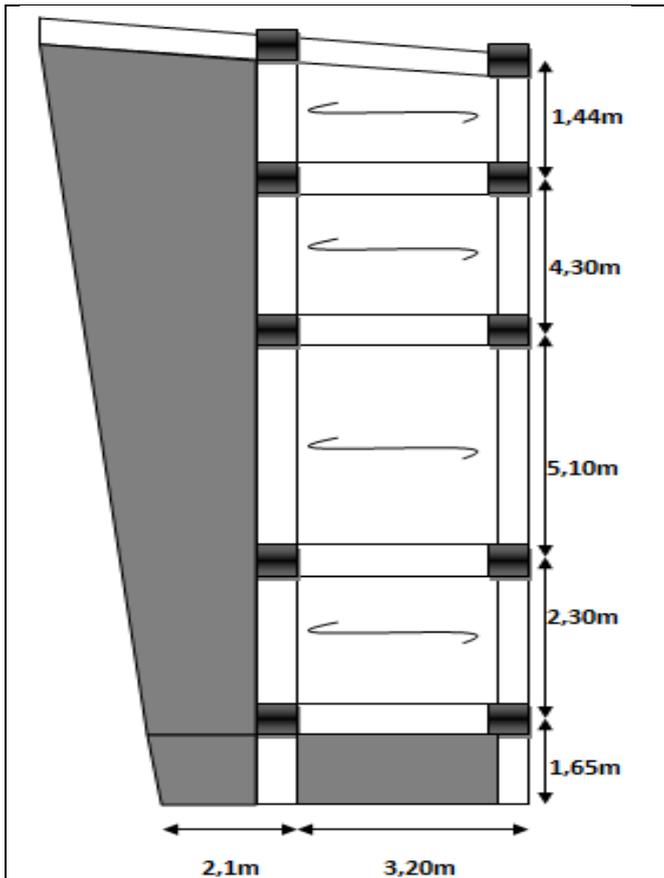


Figure III.3. schéma de disposition de la terrasse

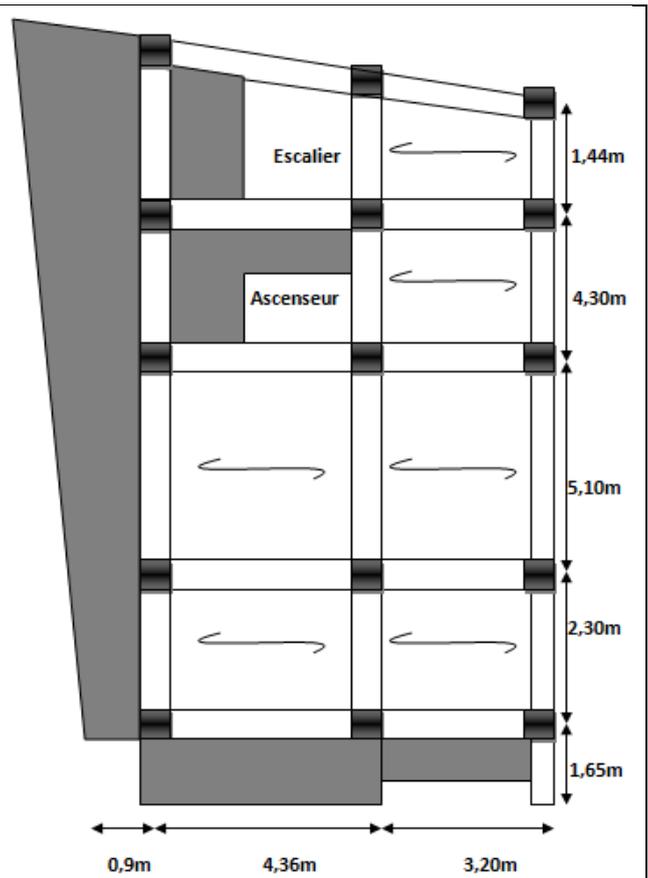


Figure III.4 schéma de disposition de l'étage 9

❖ Pré dimensionnement

dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$h = (16 + 4) \text{ cm}$$

donc on a des poutrelles de dimension :

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

$$b_0 = (0.4 \times 0.6) \times h = (8 ; 12) = 10 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{406}{10}\right) = \min(27.5 ; 40,6)$$

soit $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

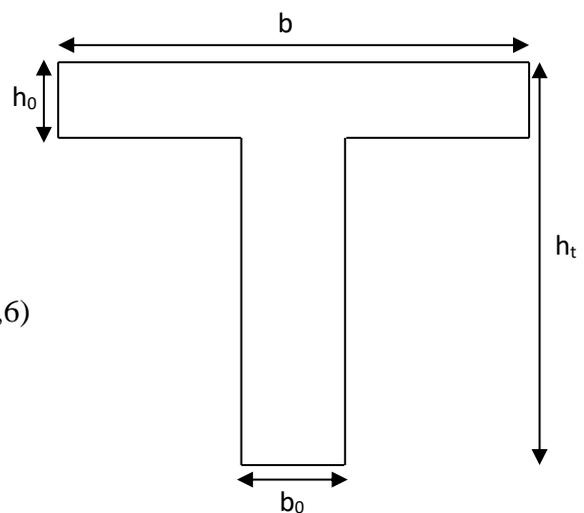
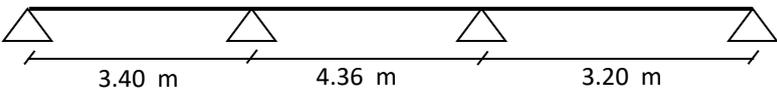
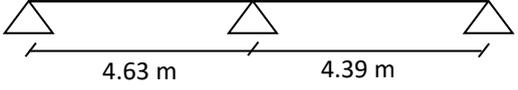
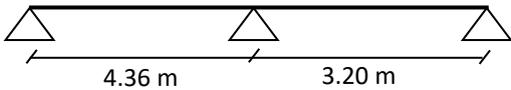
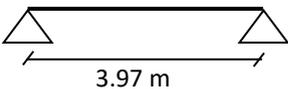
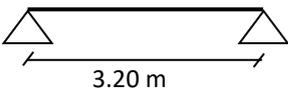
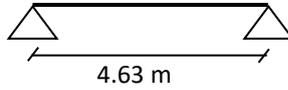


Figure. III.5 Dimensions de la poutrelle.

Différentes types de poutrelles :

| Type | Schéma statique | Etage |
|-----------------------|---|---------------------------------------|
| 1 ^{ere} type |  | Etage courants , etage commerciale |
| 2 ^{eme} type |  | Etage courants , etage commerciale |
| 3 ^{eme} type |  | Etage 09 |
| 4 ^{eme} type |  | Etage courants , etage commerciale |
| 5 ^{eme} type |  | Etage 09 Terasse inaccessible |
| 6 ^{eme} type |  | Etage 08,etage commerciale |

III.1.2.3. Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées a la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot minoré

❖ **La méthode de forfaitaire :**

on applique la méthode de forfaitaire pour le calcul des planchers a surcharges modérés lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- Plancher a surcharges modérés : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2$
- Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de travées
- Fissuration peu nuisible

Principe de la méthode forfaitaire :

- **les moments fléchissant :**

$\alpha = Q + G$: le rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges d'exploitation et permanentes en valeur pondérée :

M_0 = moment isostatique.

M_d = moment sur l'appui de droite

M_g = moment sur l'appui gauche

M_t = moment en travée

Les conditions a vérifiés :

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire

les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive d'une poutre a plus deux travées
- $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires pour poutre a plus de trois travées
- $(-0.6 \times M_0)$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre a deux travées
- $(-0.15 \times M_0)$: pour les appuis de rive

❖ **Les efforts tranchants :**

les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres ou par la méthode RDM.

❖ **La méthode de caquot minoré :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharges élevés , également a des planchers a surcharges modérés si l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiés .

III.1.2.4.calcul des moments et efforts tranchants dans les poutrelles :

a- calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q \\ P_u = 0.65 * q_u \end{cases} \quad \text{A L'ELS : } \begin{cases} q_s = G + Q \\ p_s = 0.65 * q_s \end{cases}$$

Tableau III.1.charges et surcharges revenant aux poutrelles :

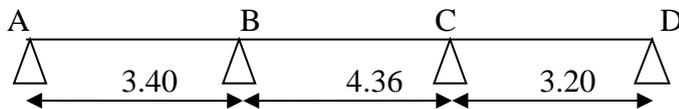
| Désignation | G | Q | Elu | | Els | |
|------------------------|------|-----|-------|------|-------|------|
| | | | qu | Pu | qs | Ps |
| Plancher étage courant | 5.21 | 1.5 | 9.28 | 6.03 | 6.71 | 4.36 |
| Étage commerciale | 5.21 | 5 | 14.53 | 9.45 | 10.21 | 6.64 |

| Désignation | G' | Q | Elu | | Els | |
|------------------------|------|-----|-------|------|------|------|
| | | | q'u | P'u | q's | P's |
| Plancher étage courant | 3.47 | 1.5 | 6.94 | 4.51 | 4.97 | 3.23 |
| Étage commerciale | 3.47 | 5 | 12.18 | 7.92 | 8.47 | 5.51 |

b- Calcul des sollicitations :

Plancher étage commercial (type 1) : Méthode de caquot minoré

Dans notre cas on applique la méthode de caquot minorés pour la 1^{ère} type des poutrelles comme étant la 2^{ème} condition n'est pas vérifiés : $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.40}{4.36} = 0.78 \notin (0.80 ; 1.25)$



- **Calcul des moments aux appuis :** $M_A = M_D = 0$, il faut mettre des aciers de fissuration

$$M_A = M_D = -0.15 M_{0+}$$

$$\text{Travée A-B : } M_{0}^{AB} = \frac{P_u l^2}{8} = 13.65 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_A = M_D = -2.05 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_A = M_D = -1.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis B :

$$M_B = - \frac{p_g * l_g^3}{8.5(l'_g + l'_d)} + \frac{p_d * l_d^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Avec : $p_g = p_d = 7.92 \text{ KN / m}$

$$\begin{cases} l'_d = 4.36 * 0.8 = 3.488 \text{ (travée intermédiaire)} \\ l'_g = 3.40 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Elu : } M_B = - \frac{7.92 \times (3.488^3 + 3.40^3)}{8.5 (3.488+3.40)} = - 11.06 \text{ KN.m} \\ \text{Els : } M_B = - \frac{5.51 \times (3.488^3 + 3.40^3)}{8.5 (3.488+3.40)} = - 7.69 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Appuis C :

$$\left\{ \begin{array}{l} L'g = 4.36 * 0.8 = 3.488 \text{ KN.m (travée intermédiaire)} \\ L'd = 3.20 \text{ KN.m (travée de rive)} \end{array} \right.$$

Elu : $M_c = - 10.47 \text{ KN.m}$

Els : $M_c = - 7.08 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments en travées :**

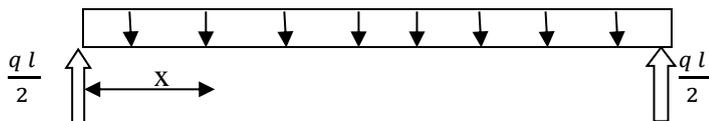
Travée AB :

on reprend la totalité de G c'est-à-dire : $G = 5.21 \text{ KN / m}^2$ au lieu de $G' = 3.47 \text{ KN / m}^2$

$p_u = 9.45 \text{ KN / m}^2$ $p_s = 6.64 \text{ KN / m}^2$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$M_0(x)$ = moment max dans une travée considérés isostatique



$$M_0(x) = q \frac{1}{2} x - q \frac{x^2}{2} \rightarrow q \frac{x}{2} * (1 - x)$$

$$M_t(x) = q \frac{x}{2} * (1-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{d M_t}{d x}(x) = 0 \leftrightarrow q \frac{1}{2} - q x - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

$$X_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g}{q l} - \frac{M_d}{q l}$$

Travée AB :

$$M_t^{AB}(x) = q \frac{x}{2} (l_1 - x) + M_B \left(\frac{x}{l_1}\right)$$

$$X_0 = \frac{l_1}{2} + \frac{M_B}{q l_1} \leftrightarrow X_0 = \frac{3.40}{2} + \frac{-11.06}{9.45 \times 3.40}$$

$X_0 = 1.36 \text{ m}$

$$M_t^{AB} = \frac{9.45}{2} * 1.36 (3.40 - 1.36) - 11.06 * \left(\frac{1.36}{3.40}\right)$$

$$\left[M_t^{AB} = 8.69 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU} \right.$$

$$\left[M_t^{AB} = 6.14 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS} \right.$$

Travée BC :

$$X0 = \frac{4.36}{2} - \frac{-11.06+10.47}{9.45 \times 4.36} \leftrightarrow X0 = 2.19 \text{ m}$$

$$M_t^{BC}(x) = q \frac{x}{2} \left(\frac{l}{2} - x \right) + M_B \left(1 - \frac{x}{l_2} \right) + M_C \left(\frac{x}{l_2} \right)$$

$$M_t^{BC} = \frac{9.45}{2} * 2.19 (4.36 - 2.19) - 11.06 * \left(1 - \frac{2.19}{4.36} \right) - 10.47 * \left(\frac{2.19}{4.36} \right)$$

$$\begin{cases} M_t^{BC} = 11.69 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU} \\ M_t^{BC} = 8.39 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD}(x) = q \frac{x}{2} (l_3 - x) + M_c \left(1 - \frac{x}{l_3} \right)$$

$$X0 = \frac{3.20}{2} - \frac{-10.47}{9.45 \times 3.20} \leftrightarrow X0 = 1.95 \text{ m}$$

$$M_t^{CD} = \frac{9.45}{2} * 1.95 (3.20 - 1.95) - 10.47 * \left(1 - \frac{1.95}{3.20} \right)$$

$$\begin{cases} M_t^{CD} = 7.43 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU} \\ M_t^{CD} = 5.33 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Les efforts tranchants :

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = pu * \frac{l_1}{2} - \frac{-M_B}{l_1} & V_B = - pu * \frac{l_1}{2} - \frac{-M_B}{l_1} \\ V_A = 12.81 \text{ KN} & V_B = -19.31 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} V_B = pu * \frac{l_2}{2} - \frac{-M_B}{l_2} - \frac{M_C}{l_2} & V_C = - pu * \frac{l_2}{2} - \frac{-M_B}{l_2} - \frac{M_C}{l_2} \\ V_B = 20.74 \text{ KN} & V_C = - 20.46 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} V_C = pu * \frac{l_3}{2} - \frac{M_C}{l_3} & V_D = - pu * \frac{l_3}{2} - \frac{M_C}{l_3} \\ V_C = 18.39 \text{ KN} & V_D = -11.85 \text{ KN} \end{cases}$$

• Etage commerciale :

Tableau III.2.les sollicitations a l' ELU

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN.m) | V _a (KN.m) |
|-------------------|-----------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.40 | 13.65 | 2.05 | 11.06 | 8.69 | 12.81 | 19.31 |
| | BC | 4.36 | 22.45 | 11.06 | 10.47 | 11.69 | 20.74 | 20.46 |
| | CD | 3.20 | 12.10 | 10.47 | 2.05 | 7.43 | 18.39 | 11.85 |
| Type 2 | AB | 4.63 | 25.32 | 3.8 | 15.19 | 22.71 | 21.88 | 24.06 |
| | BC | 4.39 | 22.76 | 15.19 | 3.8 | 19.78 | 22.82 | 20.74 |
| Type 4 | AB | 3.97 | 18.61 | 2.79 | 2.79 | 18.61 | 18.76 | 18.76 |
| Type 6 | AB | 4.63 | 25.32 | 3.80 | 3.80 | 25.32 | 21.87 | 21.87 |

Tableau III.3.les sollicitations a l' ELS

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|-----------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.40 | 9.59 | 1.44 | 7.69 | 6.14 |
| | BC | 4.36 | 15.77 | 7.69 | 7.08 | 8.39 |
| | CD | 3.20 | 8.50 | 7.08 | 1.44 | 5.33 |
| Type 2 | AB | 4.63 | 17.79 | 2.67 | 10.67 | 15.95 |
| | BC | 4.39 | 15.99 | 10.67 | 2.67 | 13.89 |
| Type 4 | AB | 3.97 | 13.08 | 1.96 | 1.96 | 13.08 |
| Type 6 | AB | 4.63 | 17.79 | 2.67 | 2.67 | 17.79 |

• Etage courants :

Tableau III.4.les sollicitations a l' ELU

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _a (KN.m) | M _t (KN.m) | V _g (KN.m) | V _a (KN.m) |
|-------------------|-----------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.40 | 8.71 | 1.31 | 6.29 | 5.85 | 8.40 | 12.10 |
| | BC | 4.36 | 14.33 | 6.29 | 5.96 | 8.21 | 13.22 | 13.07 |
| | CD | 3.20 | 7.72 | 5.96 | 1.31 | 5.026 | 11.51 | 7.79 |
| Type 2 | AB | 4.63 | 16.16 | 2.42 | 9.69 | 13.20 | 13.96 | 15.36 |
| | BC | 4.39 | 14.53 | 9.69 | 2.42 | 11.46 | 14.55 | 13.24 |
| Type 3 | AB | 4.36 | 14.33 | 2.15 | 8.12 | 10.56 | 11.28 | 7.11 |

| | | | | | | | | |
|---------------|-----------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| | BC | 3.20 | 7.72 | 8.12 | 2.15 | 4.19 | 12.18 | 12.18 |
| Type 4 | AB | 3.97 | 11.88 | 1.78 | 1.78 | 11.88 | 11.97 | 11.97 |
| Type 5 | AB | 3.20 | 7.72 | 1.16 | 1.16 | 7.72 | 9.65 | 9.65 |
| Type 6 | AB | 4.63 | 16.16 | 2.42 | 2.42 | 16.16 | 13.95 | 13.95 |

Tableau III.5.les sollicitations a l' ELS

| Type de poutrelle | Travée | L (m) | M ₀ (KN.m) | M _g (KN.m) | M _d (KN.m) | M _t (KN.m) |
|-------------------|-----------|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Type 1 | AB | 3.40 | 6.30 | 0.95 | 4.51 | 4.25 |
| | BC | 4.36 | 10.36 | 4.51 | 4.27 | 5.97 |
| | CD | 3.20 | 5.58 | 4.27 | 0.95 | 3.65 |
| Type 2 | AB | 4.63 | 11.68 | 1.75 | 7.01 | 9.55 |
| | BC | 4.39 | 10.50 | 7.01 | 1.75 | 8.29 |
| Type 3 | AB | 4.36 | 10.36 | 1.55 | 5.81 | 7.66 |
| | BC | 3.20 | 5.58 | 5.81 | 1.55 | 3.05 |
| Type 4 | AB | 3.97 | 8.59 | 1.288 | 1.288 | 8.59 |
| Type 5 | AB | 3.20 | 5.58 | 0.84 | 0.84 | 5.58 |
| Type 6 | AB | 4.63 | 11.68 | 1.75 | 1.75 | 11.68 |

- **Récapitulation des sollicitations la plus défavorables :**

Tableau III.6.les sollicitations maximal

| | ELU | | | ELS | | | Effort tranchant (KN.m) |
|--------------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------------|-------------------------|
| | M _t (KN.m) | M _{ap rive} (KN.m) | M _{ap int} (KN.m) | M _t (KN.m) | M _{ap rive} (KN.m) | M _{ap int} (KN.m) | |
| Etage commerciale | 25.32 | 3.80 | 15.19 | 17.79 | 2.67 | 10.67 | 24.06 |
| Etage courants | 16.16 | 2.42 | 9.69 | 11.68 | 1.75 | 4.51 | 15.36 |

III.2.5.ferraillages des poutrelles : les poutrelles se calculent a la flexion simple

- **Plancher etage commerciale :**
 - a-Calcul a l'ELU :
- **Calcul des armatures longitudinal :**

$$M_t^{\max} = 25.32 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \geq M_t = 25.32 \text{ KN.m} \rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table de compression}$$

→ étude d'une section $b \times h$

$$\text{Avec: } U_{bu} = \frac{M_t}{(b * d^2 * f_{bu})} \quad f_{st} = \frac{400}{1.15}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

$$Z = d (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$A = \frac{M_t}{(z * f_{st})}$$

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau III.7.récapitulatif du ferrailage au RDC

| Position | En travée | appuis inter | Appuis rive |
|-------------------------------------|--------------|--------------------|--------------|
| M(KN.m) | 25.32 | 15.19 | 3.8 |
| μ_{bu} | 0,084 | 0,051 | 0.012 |
| A | 0,11 | 0,065 | 0.016 |
| Z(m) | 0,172 | 0,175 | 0.178 |
| A ^{cal} (cm ²) | 4.23 | 2.49 | 0.61 |
| A _{min} (cm ²) | 1.41 | 0.22 | 0.22 |
| A _{opt} (cm ²) | 3HA14 = 4.62 | 1HA12+1HA14 = 2.67 | 1HA12 = 1.13 |

• Ferrailage transversale :

- Verification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{\max} = 24.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 24.06 * 10^{-3} / 0.1 * 0.18 \rightarrow \tau_u = 1.33 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \right] \text{ MPA} = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \text{ vérifier pas de risque au cisaillement}$$

Armarures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min \left(12 ; \frac{200}{35} ; \frac{10}{10} \right)$$

$$\text{Soit : } \Phi_t = 6\text{mm} \rightarrow \text{on choisit un étrier } \Phi_6 : A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$(0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) \quad [1]$$

$$S_t = \min \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 57\text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.3}) \quad [2]$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :

A = 90° : flexion simple , armature droites.

K = 1 : pas de reprise de bétonnage , flexion simple et fissuration peu nuisible.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

-vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 * \alpha * b * f_{c28}$

$$\alpha \leq 0.9d \rightarrow V_u = 0.267 * 0.9 * 0.18 * 0.1 * 25$$

$$V_u = 24.06 \leq 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-vérification des armatures longitudinales :

-appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u}{f_e} \rightarrow A_l = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75\text{cm}^2$$

$$\rightarrow 5.75\text{cm}^2 \geq 0.692 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

-appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(24.06 * 10^{-3} - \frac{(25.32 * 10^{-3})}{0.9 * 0.18} \right) = -3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 7.29 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.29 \text{ cm}^2 \geq -3.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u

-vérification de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u * b_1}{0.9 * d * b * h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{24.06 * 10^{-3} * 0.275}{0.9 * 0.18 * 0.65 * 0.04} = 1.57 \text{ MPA} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

b- Vérification a l'ELS :

il y a de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPA}$$

En travée :

$$M_{tser}^{max} = 17.79 \text{ KN.m}$$

$$A = 4.62\text{cm}^2$$

- **position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 4.62 * 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$H = - 4.502 \cdot 10^{-4}\text{m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \rightarrow calcul d'une section en T

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + [15A + (b - b_0)h_0] y - [15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}] = 0$$

$$5 * y^2 + [15*4.62 + (65 - 10) 4] y - (15 * 4.62 * 18) - (65 - 10) * 8 = 0$$

$$5 y^2 + 289.3y - 1687.4 = 0 \rightarrow y = 5.34\text{cm}$$

- **calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b * y^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 * A(d - y)^2 + 15 * A'(d' - y)^2$$

$$I = \frac{65*5.34^3}{3} - (65 - 10) \frac{(5.34-4)^3}{3} + 15 * 4.62 (18 - 5.34)^2$$

$$I = 14362.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{17.79 * 10^{-3}}{14362.24 * 10^{-8}} 0.0534 = 6.6 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6.6 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPA} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

En appui :

$$M_{tser}^{max} = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$A = 2.67 \text{ cm}^2$$

- **position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.67 * 10^{-4} (0.18 - 0.04)$$

$H = - 4.07 \cdot 10^{-5}\text{m} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \rightarrow calcul d'une section en T

$$b_0 * y^2 + [2 * (b - b_0)h_0 + 30 * A] y - [(b - b_0) h_0^2 + 30 * d * A] = 0$$

$$10 * y^2 + [2 * (65 - 10) 4 + 30 * 2.67] y - [(65 - 10) 4^2 + 30 * 18 * 2.67] = 0$$

$$10y^2 + 520.1y - 2321.8 = 0 \rightarrow y = 4.14\text{cm}$$

- **calcul de moment d'inertie :**

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 (y - \frac{h_0}{2})^2 + 15 * A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \cdot 4.14^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10) 4 (4.14 - \frac{4}{2})^2 + 15 \cdot 2.67 (18 - 4.14)^2$$

$$I = 9230.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.67 \times 10^{-3}}{9230.96 \times 10^{-8}} 0.0414 = 4.79 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.79 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

• **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) [1] et [2]**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées , on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Pour notre cas $h = 20\text{cm} \cdot l = 463\text{cm}$

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mts}{15M0s} \qquad 2) \quad \frac{At}{b0.d} \leq \frac{3.6}{fe} \qquad 3) \quad l \leq 8$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{463} = 0.043 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

→ donc il faut vérifier la flèche

La flèche total est définie d'après le **BAEL9 (art B.6.5.2)** comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure a 5m est de :

$$F_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{463}{500} = 0.926\text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées et respectivement.

f_{ji} : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q)

- **Evaluation des moments en travée :**

- $q_j \text{ ser} = 0,65 \cdot G$: la charge permanente sur la poutrelle sans la charge de revêtements.
- $q_g \text{ ser} = 0,65 \cdot G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle .
- $q_p \text{ ser} = 0,65 \cdot (G+Q)$: la charge permanente et la charge d'exploitation sur la poutrelle.
- $M_j \text{ ser} = 0.75 \frac{q_j \text{ ser} \cdot l^2}{8}$ $M_g \text{ ser} = 0.75 \frac{q_g \text{ ser} \cdot l^2}{8}$ $M_p \text{ ser} = 0.75 \frac{q_p \text{ ser} \cdot l^2}{8}$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 5.34\text{cm}$

Moment d'inertie :

$$Y_G = \frac{b \times \frac{h_0^2}{2} + b_0(h-h_0) + \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15Ad + 15A'd'}{bh_0 + b_0(h-h_0) + 15(A+A')} \rightarrow Y_G = \frac{65 \times \frac{4^2}{2} + (20-4)10 + \left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + 15(4.62 \times 18)}{65 \times 4 + (20-4)10 + 15(4.62)}$$

$$Y_G = 7.54\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0}{3} (h - y_G)^3 - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15 A (d - Y_G)^2 + 15 A' (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = 47768.53 \text{ cm}^4$$

$$A = 4.62\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{10 \times 18} = 0.026 \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 b f_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} \dots\dots \text{Deformation instantannée}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots \text{deformation différée}$$

$E_i = 32164.2 \text{MPa}$ module de deformation longitudinale instantannée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4$$

MPa.....module de deformation longitudinale différée du béton

- **Contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

Inerties fictives(I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j^3} \quad ; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g^3} \quad ; \quad I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p^3} \quad ; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g^3}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} \quad ; \quad f_{vg} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{vg}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.21 = 3.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.21 + 5) = 6.64 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{1.85 \times 4.63^2}{8} = 3.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{3.39 \times 4.63^2}{8} = 6.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{6.64 \times 4.63^2}{8} = 13.34 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = 1.64 \quad ; \quad \lambda_v = 0.66$$

$$\sigma_{sj} = 49.19 \text{ mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 90.04 \text{ mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 176.38 \text{ mpa}$$

$$\mu_j = 0.49 \quad ; \quad \mu_g = 0.68 \quad ; \quad \mu_p = 0.82$$

$$I_{f_{ij}} = 29133.61 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ig}} = 24841.8 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{ip}} = 22409.32 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{f_{vg}} = 36268.21 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.72 \times 10^{-3} \times 4.63^2}{32164.2 \times 29133.61 \times 10 \times 10^{-8}} = 0.00085 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.81 \times 10^{-3} \times 4.63^2}{32164.2 \times 24841.8 \times 10 \times 10^{-8}} = 0.0018 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{13.34 \times 10^{-3} \times 4.63^2}{32164.2 \times 22409.32 \times 10 \times 10^{-8}} = 0.0039 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{6.81 \times 10^{-3} \times 4.63^2}{36268.21 \times 10721.4 \times 10 \times 10^{-8}} = 0.0038 \text{ m}$$

$\Delta f_t = 0.511 \text{ cm} < 0.926 \text{ cm} \rightarrow$ la flèche est vérifiée

Tableau III.8.calcul des sections d'armatures des poutrelles

| Niveaux | Localisation | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z | A_{cal} | A_{min} |
|----------------------|----------------------|-------------|------------|----------|-------|-----------|-----------|
| Plancher commerciale | Travée | 25.32 | 0.084 | 0.11 | 0.172 | 4.23 | 1.41 |
| | Appui intermédiaire | 15.19 | 0.051 | 0.065 | 0.175 | 2.49 | 0.22 |
| | Appuis de rive | 3.8 | 0.012 | 0.016 | 0.178 | 0.61 | 0.22 |
| Plancher étage | Travée | 16.16 | 0.054 | 0.069 | 0.175 | 2.65 | 1.41 |
| | Appuis intermédiaire | 9.69 | 0.032 | 0.041 | 0.177 | 1.57 | 0.22 |
| | Appuis de rive | 2.42 | 0.0081 | 0.01 | 0.179 | 0.39 | 0.22 |

Tableau III.9.armatures longitudinales et transversales adoptées

| Etage | | Barres | Sections | Ferrillages transversales | |
|------------------------|----------------------|-------------|----------|---------------------------|------|
| | | | | At | St |
| Plancher commercial | Travée | 4HA10 | 3.14 | 2Φ6 | 15cm |
| | appuis intermédiaire | 1HA12+1HA14 | 2.67 | | |
| | Appuis de rive | 1HA12 | 1.13 | | |
| Plancher étage courant | Travée | 3HA12 | 3.39 | | |
| | Appuis intermédiaire | 2HA8+1HA10 | 1.80 | | |
| | Appuis de rive | 1HA10 | 0.79 | | |

Tableau III.10.vérification des armatures longitudinale au cisaillement

| Type de plancher | Influence sur le béton | | Influence sur les aciers | | Jonction tables nervures |
|------------------|-------------------------------|---------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------------|
| | Vérification de la contrainte | Vérification de la bielle | Appuis intermédiaire | Appuis de rive | |
| Commerciale | $1.33 \leq 3.33$ | $24.06 \leq 108.14$ | $7.92 \geq -3.81$ | $5.75 \geq 0.692$ | $1.57 \leq 3.33$ |
| Courants | $0.85 \leq 1.33$ | $15.36 \leq 108.14$ | $5.19 \geq -2.43$ | $4.18 \geq 0.44$ | $1.002 \leq 3.33$ |
| Observation | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

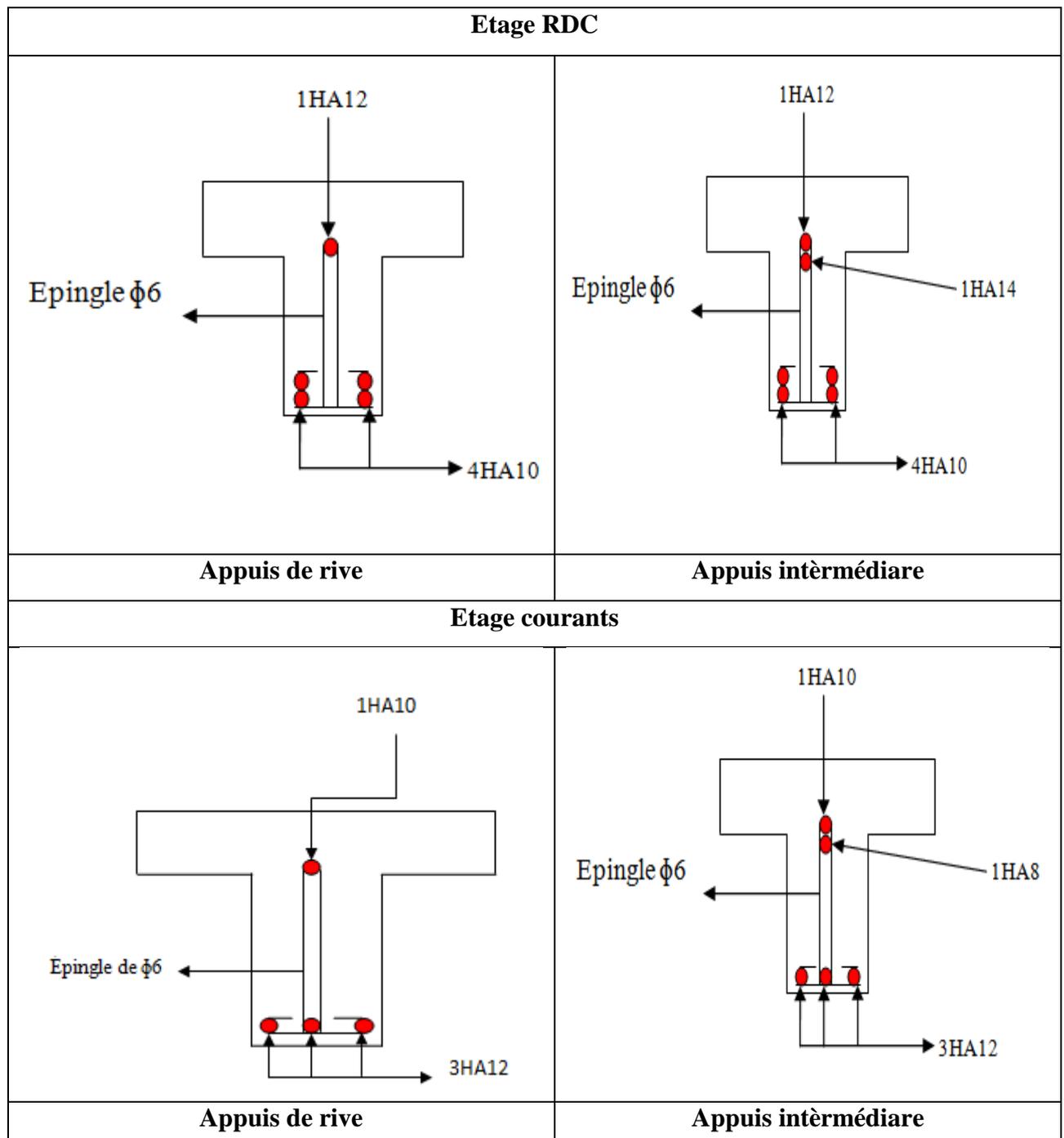
Tableau III.11.vérification des états limite de compression du béton .

| Plancher | Travée | | | | Appuis | | | | – σ | Observation |
|-------------|-----------|--------|----------------------|-------|-----------|--------|----------------------|-------|--------|-------------|
| | Mt (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ Mpa | Mt (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ Mpa | | |
| Commerciale | 17.79 | 5.34 | 14362.24 | 6.6 | 10.67 | 4.14 | 9230.96 | 4.79 | 15 | Vérifier |
| Courant | 11.68 | 4.61 | 11235.57 | 4.79 | 4.51 | 3.67 | 6617.39 | 2.50 | 15 | Vérifier |

Tableau III.12.vérification des états limites de déformations

| Planchers | Etage commerciale | Etage courants |
|-------------------------------------|-------------------|----------------|
| q _{jser} (KN/m) | 1.85 | 1.85 |
| q _{gser} (KN/m) | 3.39 | 3.39 |
| q _{pser} (KN/m) | 6.64 | 4.36 |
| M _{jser} (KN/m) | 3.72 | 3.72 |
| M _{gser} (KN/m) | 6.81 | 6.81 |
| M _{pser} (KN/m) | 13.34 | 8.76 |
| I ₀ (cm ⁴) | 47768.53 | 47768.53 |
| ρ | 0.026 | 0.018 |
| λ _i | 1.64 | 2.37 |
| λ _v | 0.66 | 0.95 |
| σ _{sj} (Mpa) | 49.19 | 66.49 |
| σ _{sg} (Mpa) | 90.04 | 121.74 |
| σ _{sp} (Mpa) | 176.38 | 238.46 |
| μ _j | 0.49 | 0.46 |
| μ _g | 0.68 | 0.66 |
| μ _p | 0.82 | 0.81 |
| If _{ij} (cm ⁴) | 29133.61 | 24311.93 |
| If _{ig} (cm ⁴) | 24841.8 | 20491.92 |
| If _{ip} (cm ⁴) | 22409.32 | 17996.84 |
| If _{vg} (cm ⁴) | 36268.21 | 32295.87 |
| f _{ji} (cm) | 0.85 | 0.102 |
| f _{gi} (cm) | 0.18 | 0.22 |
| f _{pi} (cm) | 0.39 | 0.32 |
| f _{gv} (cm) | 0.38 | 0.42 |
| Δf (cm) | 0.511 | 0.418 |
| f _{adm} (cm) | 0.926 | 0.926 |

III.1.2.6..schéma de ferrillages des poutrelles :



III.1.2.7.ferrailage de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe = 235MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit } 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{St} = 20 \text{ cm}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisit } 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{St} = 33 \text{ cm}$$

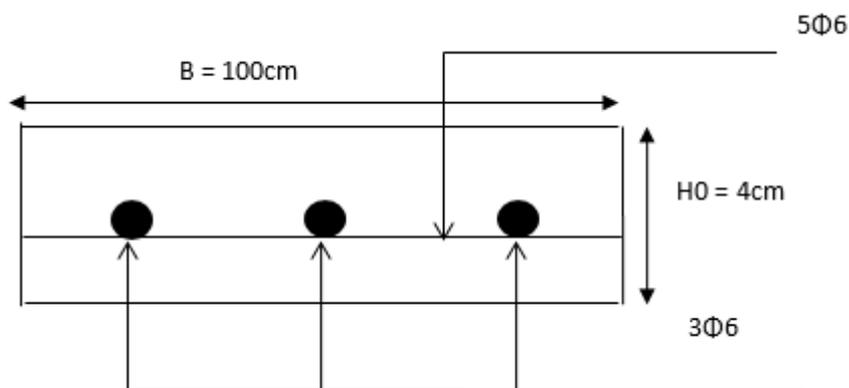


Figure III.6. schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section a ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm.

III.2.1. Calcul d'escalier étage courant :

- **Combinaisons de charges :**

- ✓ **Sur la volée :**

ELU : $q_u \text{ volée} = 1,35G + 1,5Q = 16,41 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s \text{ volée} = G + Q = 11,88 \text{ KN/m}$

- ✓ **Sur le palier :**

ELU : $q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 12,43 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s \text{ palier} = G + Q = 8,93 \text{ KN/m}$

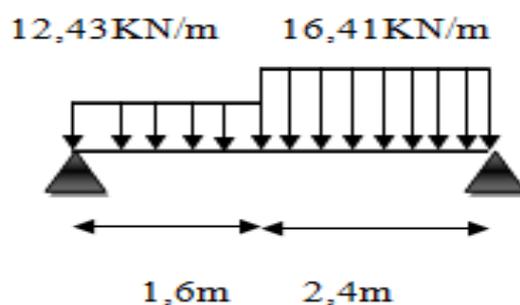


Figure III.8. Chargement repris par la volée étages courants

Les sollicitations :

| ELU | ELS |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| $M_t^{\max} = 25.76 \text{ KN.m}$ | $M_t^{\max} = 17 \text{ KN.}$ |
| $M_a^{\max} = - 15.15 \text{ KN.m}$ | $M_a^{\max} = -11.34 \text{ KN.m}$ |
| $V^{\max} = 31.54 \text{ KN}$ | $V^{\max} = 23.74 \text{ KN}$ |

• **Ferraillage :**

✓ **En travée :**

$$M_t^{max} = 25.76 \text{ KN.m} \rightarrow d = 0,18\text{m}; \mu_{bu} = 0,055; \alpha = 0,072 ; Z = 0,175;$$

$$A = 4.22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA10 = 4.71 cm²

✓ **En appui A et B :**

$$M_a = 15.15 \text{ KN.m} ; \mu_{bu} = 0,033 ; \alpha = 0,042 ; Z = 0,177\text{m} ; A = 2.45\text{cm}^2$$

On opte pour : 6HA8 = 3.02 cm²

• **Vérifications :**

➤ **ELU :**

✓ **Vérifications de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a $A > A_{min} \rightarrow$ condition vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \tau_{\bar{u}} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0,21\text{MPa} < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u \times \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,65\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartitions :**

➤ **En travée :** $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17\text{cm}^2$ on choisit 4T8 = 2.01cm²

➤ **En appui :** $A_a \geq \frac{A_a}{4} = 0,75 \text{ cm}^2$ on choisit 3T8 = 1.51cm²

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 33\text{cm}$

➤ **ELS :**

Vérification des contraintes de béton :

Tableau III.13. Vérification d'état limite de compression du béton

| | M _s (KN.m) | Y (Cm) | I (cm ⁴) | σ _b (MPa) | σ _b ̄ (MPa) | observation |
|--------|-----------------------|--------|----------------------|----------------------|------------------------|-------------|
| travée | 25.76 | 6.21 | 28564,66 | 6.41 | 15 | vérifié |
| appui | 15.15 | 4.48 | 15348,92 | 5.38 | 15 | vérifié |

✓ **Vérification de la flèche :**

La première condition de la flèche n'est pas vérifiée on a : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{h}{l} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

Tableau III.14. Vérification de la flèche.

| Evaluation des moments en travées | | | | | | |
|--|-------------|---------------|------------|------------|---------------|-----------|
| q_{jser} | q_{gser} | q_{pser} | M_{jser} | M_{gser} | M_{pser} | |
| 6,30 | 7,80 | 10,30 | 11.78 | 14.38 | 18.62 | |
| Propriétés de la section | | | | | | |
| ρ | λ_i | λ_v | E_i | E_v | | |
| 0,0026 | 8.02 | 3.21 | 32164,2 | 10721,8 | | |
| Contraintes (MPa) | | | | | | |
| σ_{sj} | | σ_{sg} | | | σ_{sp} | |
| 151.23 | | 184.629 | | | 239.08 | |
| Inerties fictives (m ⁴) | | | | | | |
| μ_j | μ_g | μ_p | I_{fij} | I_{fig} | I_{fip} | I_{fvg} |
| 0,0021 | 0,088 | 0,201 | 0,001768 | 0,001486 | 0,001243 | 0,002331 |
| Evaluation des flèches (mm) | | | | | | |
| f_{ij} | | f_{ig} | | f_{ip} | | f_{vg} |
| 0,160 | | 0.329 | | 0.652 | | 0.718 |
| $\Delta_{ft} = 9.04 \text{ mm} < f_{adm} = 10,15 \text{ mm}$ | | | | | | |

- Schéma de ferrailage de l'escalier type I :

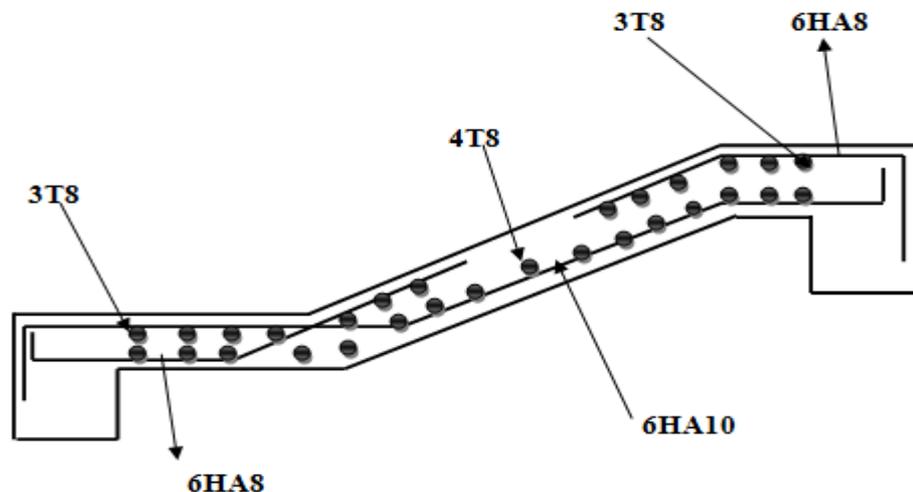


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la volée type I.

III.2.2. Calcul des escaliers étage RDC

III.2.2.1. Combinaisons de charges :

- ✓ Sur la volée 1 :
 - ELU : $q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 18,28 \text{ KN/m}$
 - ELS : $q_{sv} = G + Q = 13,26 \text{ KN/m}$
- ✓ Sur la volée 2 :
 - ELU : $q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 16,41 \text{ KN/m}$
 - ELS : $q_{sv} = G + Q = 11,88 \text{ KN/m}$
- ✓ Sur le palier :
 - ELU : $q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 14,36 \text{ KN/m}$
 - ELS : $q_{sp} = G + Q = 10,36 \text{ KN/m}$

Volée 1

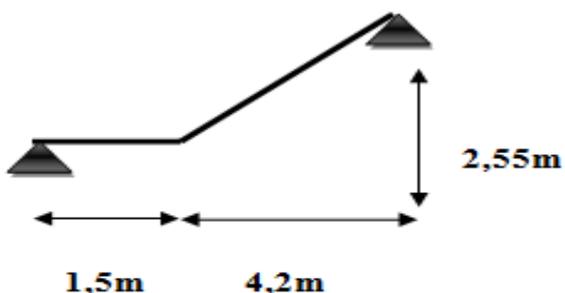


Figure III.10. Schéma statique de la 1^{ère} volée

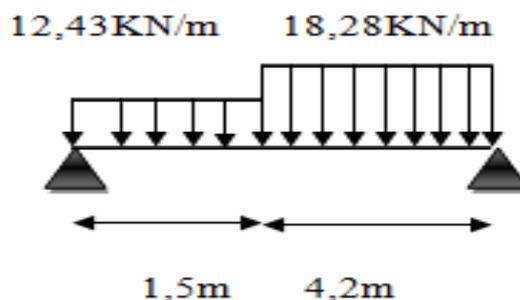


Figure III.11. chargement repris pour la 1^{ère} volée

Volée 2

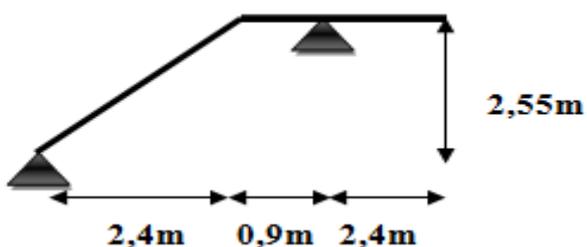


Figure III.12. Schéma statique de la 2^{ème} volée

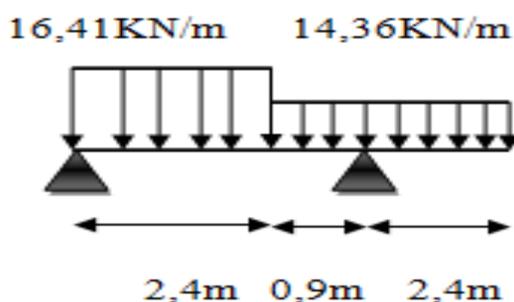


Figure III.13. chargement repris pour la 2^{ème} volée

Tableau III.15. Résumé des sollicitations maximales

| Sollicitations | | M _{t max} (KN.m) | M _{a max} (KN.m) | V _{max} (KN) |
|----------------|-----|---------------------------|---------------------------|-----------------------|
| Volée 1 | ELU | 44.99 | -29.99 | 59.70 |
| | ELS | 43.56 | -29.04 | 43.42 |
| Volée 2 | ELU | 27.41 | -17.40 | 46.30 |
| | ELS | 19.45 | -12.13 | 31.70 |

III.2.2.2. Calcul du ferrailage :

b = 100cm d = 23cm h = 25cm

Tableau III.16. Résumé des résultats de ferrillages.

| Type de volée | Localisation | M (KN.m) | μ _{bu} | α | Z (cm) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{adop} (cm ² /ml) |
|---------------|--------------|----------|-----------------|-------|--------|--|---|
| Volée 1 | En travée | 44.99 | 0.130 | 0.175 | 0.167 | 7.85 | 6HA14=9.24 |
| | En appuis | 43.56 | 0.087 | 0.114 | 0.171 | 6.69 | 6HA10=4.71 |

III.3.2.3. Vérification :

- A l'ELU
- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23.1.0.18.2.1/400 = 2.17\text{cm}^2/\text{ml}$$

On : A > A_{min}.....condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

| | $\tau_u = \frac{v}{b.d}$ | τ_u^- | Observation |
|---------|--------------------------|------------|-------------|
| Volée 1 | 0.287 | 3.33 | Vérifiée |

→ Condition vérifiée pas de risque de rupture par cisaillement

$$0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.25\text{MPa} \rightarrow \tau_u = 0.287 \text{MPa} < 1.25\text{MPa}$$

→ condition vérifiée (les armatures transversales ne sont pas nécessaire)

- Calcul des armatures de répartition :

Tableau III.17. Ferrillages des armatures de répartition

| | | $\frac{A_s}{4}$ | A _{adop} (cm ² /ml) | Espacement (cm) |
|---------|-----------|-----------------|---|-----------------|
| Volée 1 | En travée | 2.31 | 3T10 = 2.36 | 20 |
| | En appuis | 1.17 | 3T8 = 1.51 | 20 |

- A P'ELS :

Tableau III.18. Vérification d'état limite de compression du béton

| | | Y (cm) | I (m ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc}^- (MPa) | Observation |
|---------|-----------|--------|-----------------------|---------------------|-----------------------|-------------|
| Volée 1 | En travée | 5.81 | 2.71×10^{-4} | 6.68 | 15 | Vérifiée |
| | En appuis | 4.39 | 1.59×10^{-4} | 5.73 | 15 | Vérifiée |

→ pas de risque de fissuration du béton en compression

- Vérification à l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.20}{5.46} = 0.036 < 0.063$$

La condition n'est pas vérifiée, Donc on procède à la vérification de la flèche

Tableau III.19. Vérification de la flèche

| Evaluation des moments en travées | | | | | | |
|---|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| q _{jser} | q _{gser} | q _{pser} | M _{jser} | M _{gser} | M _{pser} | |
| 10.26 | 12.29 | 15,48 | 44.14 | 52.15 | 64.76 | |
| Propriétés de la section | | | | | | |
| ρ | λ_i | λ_v | E _i | E _v | | |
| 0,004 | 5.22 | 2.09 | 32164,2 | 10721,8 | | |
| Contraintes (MPa) | | | | | | |
| σ_{sj} | | σ_{sg} | | σ_{sp} | | |
| 230.11 | | 271.89 | | 337.59 | | |
| Inerties fictives (m ⁴) | | | | | | |
| μ_j | μ_g | μ_p | I _{fij} | I _{fīg} | I _{fip} | I _{fvg} |
| 0,366 | 0,432 | 0,511 | 0,00202 | 0,00181 | 0,00160 | 0,00309 |
| Evaluation des flèches (mm) | | | | | | |
| f _{ij} | | f _{īg} | | f _{ip} | | f _{vğ} |
| 3.22 | | 4.26 | | 5.97 | | 7.47 |
| $\Delta_{ft} = 5.21\text{mm} < f_{adm} = 10,4\text{mm}$ | | | | | | |

Schéma de ferrailages :

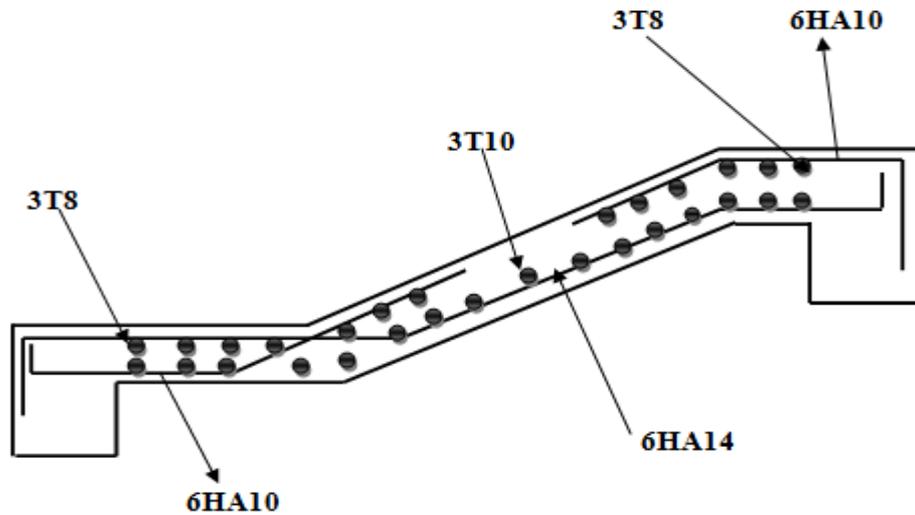


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la volée type I

III.2.3 Poutre palière

La poutre palière est bi-encastée dans les poteaux :

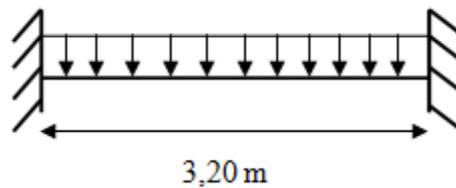


Figure III.16. : schéma statique de la poutre palière

Commentaire :

Pour ne pas sous-estimer le moment en travée , on prend $M_t = \frac{ql^2}{12}$

III.2.3.1 dimensionnement

Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

_ Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{alors on opte pour : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}} \text{ et } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4$$

III.2.3.2 calcul de la poutre palière

- Poids propre de la poutre : $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$

Les charges revenant à la poutre palière

Tableau III.20. Les sollicitations dans la poutre

| ELU | ELS |
|---|-----------------------------|
| $R_B = 36,36 \text{ KN}$ | $R_B = 26,84 \text{ KN}$ |
| $Q_u = 1,35g_0 + R_B = 39,40 \text{ KN/m}$ | $Q_s = 29,87 \text{ KN}$ |
| $M_t = \frac{q_u l^2}{12} = 33,62 \text{ KN.m}$ | $M_t = 25,48 \text{ KN.m}$ |
| $M_a = -\frac{q_u l^2}{12} = -33,62 \text{ KN.m}$ | $M_a = -25,48 \text{ KN.m}$ |
| $V_u = \frac{q_u l}{2} = 63,04 \text{ KN}$ | $V_s = 47,79 \text{ KN}$ |

- Ferrailage à la flexion simple

Tableau III.21. le ferrailage de la poutre

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | A_{cal} (cm ²) | A_{min} (cm ²) |
|---------------|----------|------------|----------|-------|------------------------------|------------------------------|
| travée | 33.62 | 0.1006 | 0,132 | 0,265 | 3.65 | 4,5 |
| appui | 33,62 | 0,1006 | 0,132 | 0,265 | 3,64 | 4,5 |

- Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,2 ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \longrightarrow A = \left(63,04 + \frac{33,62}{0,9 \times 0,28} \right) \times \frac{1,15}{400} = -2,023 \text{ cm}^2$$

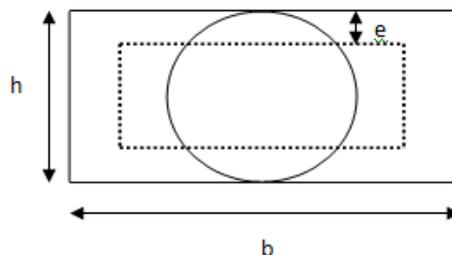
⇒ Condition vérifiée

- Calcul de l'espacement

$$S_t \leq (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25, 2 \text{ cm. on opte pour:}$$

Travée : $S_t = 15 \text{ cm}$ en **appui** : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Calcul de la section d'armature a la torsion :**



$$M^{torsion} = M_b^a = 28,53 \text{ KN. m}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1 \text{ m}$$

Figure III.17. section creuse équivalente

$$\tau_{torsion} = \frac{M^{tors}}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{28,53 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 4,56 \text{ MPA} > 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On redimensionne la section de la poutre palière.

On augmente notre section à $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

On calcule les dimensions : $(\Omega ; e)$

On donne : $\Omega = 0,0875 \text{ m}^2$ $e = 5 \text{ cm}$ $U = 1,2 \text{ m}$

Tableau III.22. le ferrailage à la torsion

| | M (KN.m) | μ_{bu} | α | Z(m) | $A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|---------------|----------|------------|----------|-------|---------------------------------|---------------------------------|
| travée | 34.48 | 0,017 | 0,021 | 0,376 | 2.64 | 6 |
| appui | 34,48 | 0,017 | 0,021 | 0,376 | 2.64 | 6 |

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28,53 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 1,15}{2 \times 0,0875 \times 400} = 5,62 \text{ cm}^2$$

- **Section d'armatures finale**

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.64 + \frac{5,62}{2} = 5.45 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{min} \Rightarrow$ Soit : **3HA16 = 6.03 cm²**

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.64 + \frac{5,62}{2} = 5,45 \text{ cm}^2 < 6 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A_{min} \Rightarrow$ Soit : **3HA16 = 6.03 cm²**

Les armatures transversales :

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} = \frac{M_{Tu} S_t \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0,65 \text{ cm}^2$$

D'ou : $A_t = 1,35 + 0,65 = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : **4T8 = 2.01 cm²**

- **Vérification de l'effort tranchant à l'ELU :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M^{tors}}{\Omega \times 2 \times e} = \frac{28,53 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0875 \times 0,05} = 3,26 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de compression du béton à l'ELS :**

Tableau III.23. vérifications à l'ELS

| | M_s (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | σ_{bc}^- (Mpa) | Observation |
|---------------|--------------|--------|----------------------|---------------------|-----------------------|-------------|
| Travée | 26.36 | 11,82 | 71078,76 | 4.39 | 15 | vérifiée |
| Appui | 26,36 | | | 4,39 | 15 | vérifiée |

- **Vérification de la flèche :**

$$\triangleright \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^s}{10 \times M_0^s}\right) \Rightarrow 0,109 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A_t}{b d} \geq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0067 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\triangleright L \leq 8\text{m} \Rightarrow 3,2\text{m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

- **Schéma de ferrailage**

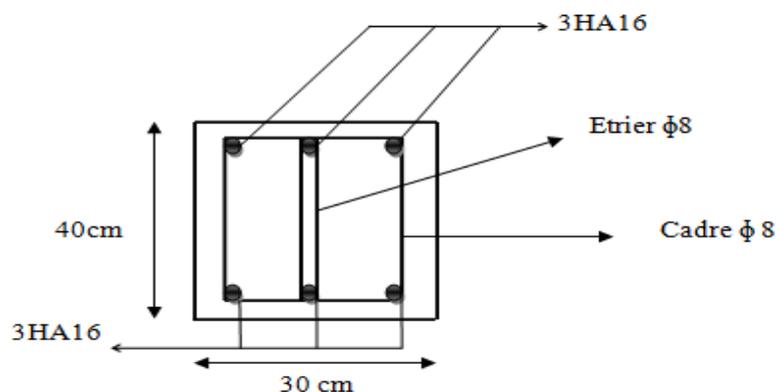


Figure III.18. schéma de ferrailage de la poutre palière

Remarque :

D'après les calculs obtenus on distingue que le ferrailage de la poutre palière du Rez-de-chaussée a eu lieu d'être similaire à celui de l'étage courant.

III.3. Calcul de l'acrotère

III.3.1. Définition

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de la pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. il sert ainsi à la manutention des échafaudages lors des travaux d'entretiens.

III.3.2. Sollicitations

- L'acrotère est soumis à :
- poids propre
 - Force sismique
 - Main courante

Figure III.19. schéma statique de l'acrotère

III.3.3. Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composé
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.3.4 Evaluation des charges :

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \rightarrow S = 0.0685 \text{ cm}^2$$

✓ Poids propre $G = (25 \times 0.0685 \times 1) + (0.1 \times 0.1 \times 1 \times 20) = 1.87 \text{ KN}$.

✓ $W_p = 1.87 \text{ KN}$
 $Q = 1 \text{ KN}$.

✓ La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

RPA99 version 2003 (article 6.2.3)

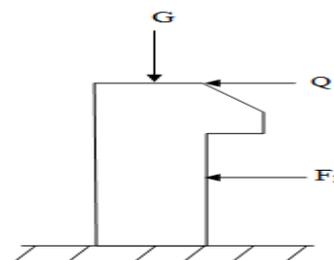
A : coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.91 = 0.9 \text{ KN}$

✓ **A - Le centre de gravité de la section est G (X_g ; Y_g) :**



$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 6.2\text{cm} \quad , \quad Y_g = 33.01\text{cm}$$

✓ **B - Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 1.8 \text{ KN/m} \rightarrow M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/m} \rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Tableau III.24. Les sollicitations de calcul

| Combinaison | ELU Accidentelle | ELU | ELS |
|-------------|------------------|--------------|-------|
| | G + Q + E | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN) | 1.87 | 2.52 | 1.87 |
| M (KN.m) | 0.9 | 0.9 | 0.6 |

$$F_p = 1 \text{ KN/m} \rightarrow M_{F_p} = 1 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

III.3.5 calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 35.71\text{cm} > \frac{H}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$e_2 = e_1 + e_a ; \quad \text{tel que : } e_a = \max \left(2\text{cm} , \frac{l}{250} \right) \rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = 37.71\text{cm}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \cdot (2 + \alpha \cdot \phi) \cdot l_f^2}{h \cdot 10^4} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \rightarrow e_3 = 0.86\text{cm}$$

$$L_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$D'où e_t = e_a + e_2 = 0.38\text{m}$$

Les sollicitations corrigée pour les calculs en flexion composée sont :

$$N_u = 2.52 \text{ KN} \quad M_u = 2.52 \times 0.38 = 0.97\text{KN}$$

III.3.6 Le ferrailage :

✓ **ELU :**

$$h = 10\text{cm} \quad d = 8\text{cm} \quad b = 100\text{cm} \quad C = 2.5\text{cm}$$

l'acrotère est sollicité en Flexion composé ; mais le calcul se fera par assimilation a la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$

Tableau III.25. Les sollicitations de ferrailage de la section

| sollicitations | M _u (t.m) | M _s (t.m) | N _u (t) | N _s (t) | V(t) |
|----------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|-------|
| | | 0.097 | 0.06 | 0.252 | 0.187 |

- **Les armatures longitudinales** (section partiellement comprimée) :

Tableau III.26. ferrailage des armatures longitudinales

| $M_{UA}(t.m)$ | μ_{bu} | α | Z (m) | M_R | $A'(cm^2)$ | $A(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_r(cm^2)$ |
|---------------|------------|----------|---------|-------|------------|-----------|-----------------|-------------|
| 0.1033 | 0.0129 | 0.0163 | 0.0745 | 0 | 0 | 0.326 | 0.9056 | 0.5025 |

$$A_{min} = 0.9056 \text{ cm}^2 > A = 0.326 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{le choix est : } \mathbf{3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml} \text{ avec : } S_t = \mathbf{33cm}$$

Les armatures de répartitions \rightarrow on adopte : $\mathbf{2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2/ml}$ avec : $S_t = \mathbf{30cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration nuisible).

$$\tau \leq \min(0.1 \times f_{c28} ; 3\text{MPa}) \rightarrow \tau \leq \min(2.5 ; 3\text{MPa}) \rightarrow \tau \leq 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.9 + 1.5 = 1.35 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0168\text{MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \rightarrow$ pas de risque au cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} = \mathbf{0.2799\text{MPa}} \quad \text{avec : } \sum \mu_i : \text{c'est la somme des périmètres des barres.}$$

$$\bar{\tau} = \mathbf{2.83 \text{ MPA}} \quad \rightarrow \quad \tau < \bar{\tau} : \text{ pas de risque de rupture .}$$

✓ **ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$C = d - e_A$; tel que : e_A = distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.32\text{m}$$

$$C = 0.08 - 0.32 = -0.24\text{m} \quad (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \rightarrow C \text{ à l'extérieur de la section}$$

$$Y_{ser} = y_c + c$$

$$y^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} \quad \rightarrow \quad p = -0.17 \text{ m}^2$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b} \quad \rightarrow \quad q = 0.03 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 * \frac{p^3}{27} = 1.72 * 10^{-4}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 (\Delta^{1/2} - p) = 0.085\text{m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = 0.44\text{m}$$

$$y_c = Z - \frac{p}{3xz} = 0.57\text{m} \quad ; \quad y_{ser} = 0.57 - 0.24 = 0.33\text{m}$$

$$y_c = 0.57\text{m} \text{ donc } y = 0.33\text{m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = -3.33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y = 0.9462 < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * N_{ser}}{\mu_t} * (d - y) = 6.86 < \sigma_s = 201.64 \text{ MPA} \rightarrow \text{fissuration nuisible}$$

Ferraillage :

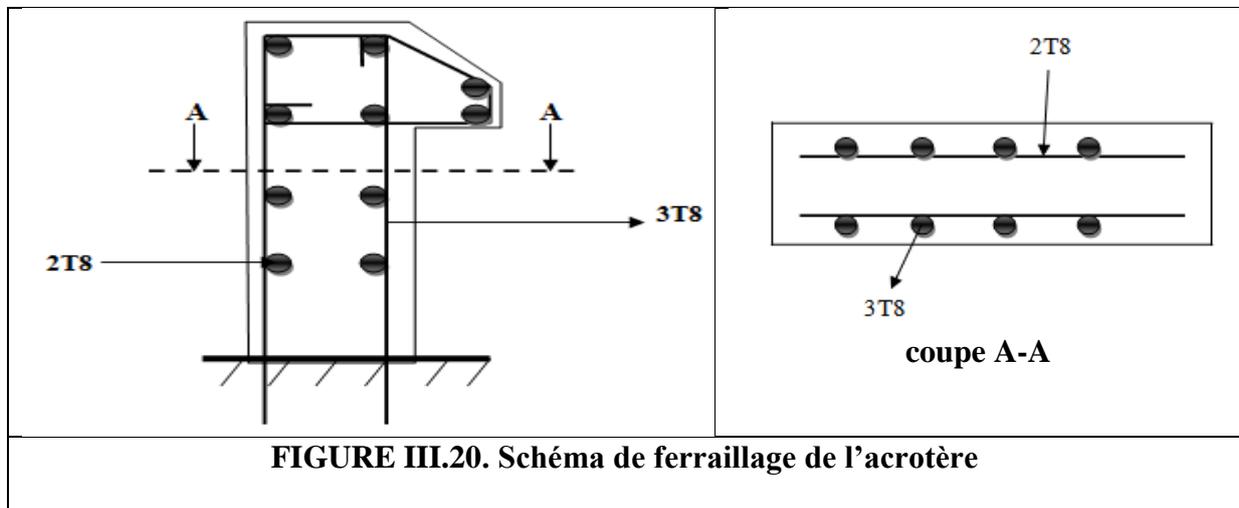


FIGURE III.20. Schéma de ferraillage de l'acrotère

III.4. Dalle pleines :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et planes. Elles reposent sans ou avec continuité 1,2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

$$L_x : \text{la plus petite portée du panneau} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_y : la plus grande portée du panneau

Si $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant L_x)

Si $\rho \geq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les 2 sens

III.4.1 premier type :

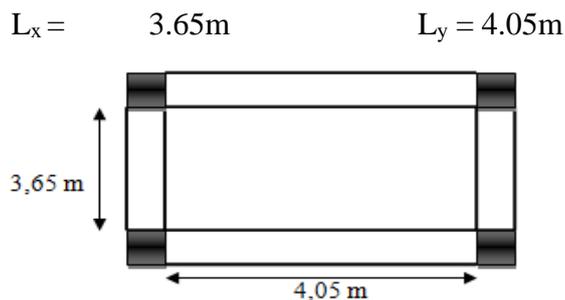


Figure III.21. schéma de la dalle (type 1)

$$\rho = \frac{3.65}{4.05} = 0.9 \geq 0.4 \text{ m} \rightarrow \text{la dalle travail sur deux sens (sens x, y)}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ELU} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.59 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ELS} = G + Q = 7.68 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Les sollicitations :**

$$\mu_x = 0.221 \quad \mu_y = 0.235$$

$$M_{ox} = \mu_x \times (P_{elu} \times l_x^2) \rightarrow M_{ox} = 31.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_x \rightarrow M_{oy} = 7.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés :**

| En travée | En appuis |
|---|---|
| $M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 23.39 \text{ KN.m}$ $M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 5.49 \text{ KN.m}$ | $M_{ax} = -0.5 M_{ox} = - 15.59 \text{ KN.m}$ $M_{ay} = -0.5 M_{oy} = - 3.66 \text{ KN.m}$ |

Tableau III.27. ferrailage de la dalle pleine type 1

| En travée | | | | | | | | | |
|-----------|-----------|-------|-------|--------|------------------------------|-----------------------------|---------|----|-------|
| Sens | Mu (KN.m) | μbu | α | Z (cm) | A calculé (cm ²) | A adopté (cm ²) | St (cm) | A' | A min |
| X | 23.39 | 0.097 | 0.128 | 0.123 | 5.45 | 5HA12 = 5.65 | 20cm | 0 | 1.26 |
| Y | 5.49 | 0.023 | 0.029 | 0.128 | 1.23 | 4HA8 = 2.01 | 25cm | 0 | 1.2 |
| En Appuis | | | | | | | | | |
| X | 15.59 | 0.065 | 0.084 | 0.126 | 3.56 | 5HA10 = 3.93 | 20 | 0 | 1.26 |

| | | | | | | | | | |
|---|------|--------|--------|-------|------|----------------|----|---|-----|
| Y | 3.66 | 0.0153 | 0.0192 | 0.128 | 0.82 | 3HA8 = 1.51 | 33 | 0 | 1.2 |
|---|------|--------|--------|-------|------|----------------|----|---|-----|

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e = 0.0008 \times \frac{3-0.9}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2 < 5.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les vérifications :**

A l'ELU

❖ **L'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{p_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 12.88 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{p_u \times L_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14.78 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$, tel que : $\tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$

$$\tau_u = \frac{12.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.099 \text{ MPA} \leq 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque de rupture par cisaillement)

❖ **A l'ELS :**

$$P_{ELS} = 7.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.365 \quad M_{ix} = 28.009 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.258 \quad M_{iy} = 7.23 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.28.les contraintes dans le béton armé

| M _{ser} (KN.m) | Y(m) | I(m ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ⁻ (MPa) | Observation |
|-------------------------|-------|--------------------|-----------------------|------------------------------------|-------------|
| 28.009 | 0.045 | 0.00011707 | 10.79 | 15 | Vérifiée |

❖ **Vérification de La flèche :**

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{365} = 0.041 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage :**

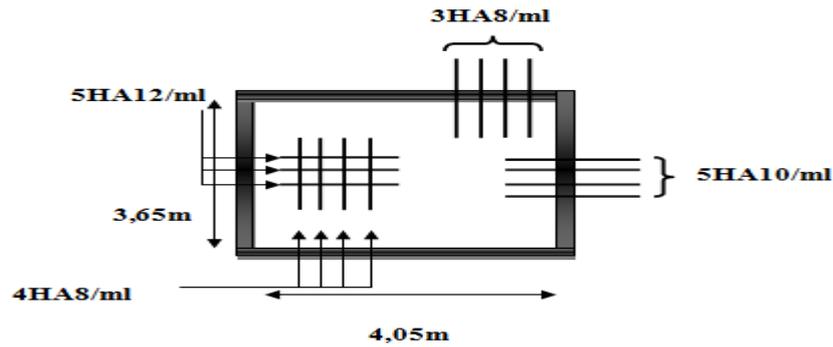


Figure III.22. Schéma de ferrailage de la dalle pleine plancher

III.4.2 deuxième type

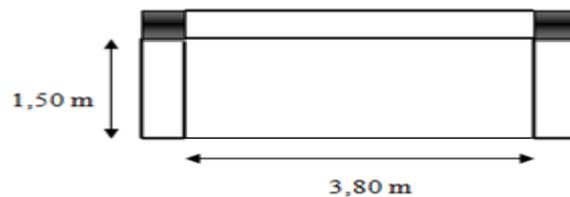


Figure III.23. Dalle pleine sur 3 appuis (séjour)

$L_x = 1,5\text{m}$; $L_y = 3,80\text{m} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{3,80} = 0,39 < 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille selon un seul sens X

a) Evaluation des charges

$$G = 4,47 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35(4,47) + 1,5(3,5) = 11,28 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 4,47 + 3,5 = 7,97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_g = 1 \text{ KN/m} \text{ (la charge concentrée due au poids propre du garde corps)}$$

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$$

b) Les sollicitations

$$M_u = \frac{l^2 \times p_u}{2} + Q_{ug} \times l = \frac{11,28 \times 1,5^2}{2} + 1,35 \times 1,5 = 14,72 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{ug} = 11,28 \times 1,5 + 1,35 = 21,73 \text{ KN}$$

c) Ferrailage

- Armatures principales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 15\text{cm} \quad d = 13\text{cm}$$

Tableau.III.29. Le ferrailage des armature principal

| $M_u(KN.m)$ | μ_{bu} | α | Z (m) | f_{bu} | $A_{calculé}(cm^2)$ | $A_{adopté}(cm^2)$ | $S_t(cm)$ |
|-------------|------------|----------|-------|----------|---------------------|--------------------|-----------|
| 14,72 | 0,048 | 0,061 | 0,146 | 14,2 | 3,01 | 5HA10=3,93 | 20 |

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimée).

• Armatures secondaires

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

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

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 25 \text{ cm}$$

d) Verifications

➤ A L'ELU

Tableau III.30. vérification de l'effort tranchant

| $\tau_u(MPA)$ | $\bar{\tau}_u(MPA)$ | $A_{min}(MPA)$ | observation |
|---------------|---------------------|----------------|-------------|
| 0,16 | 1,25 | 1,2 | Vérifiées |

➤ A L'ELS

Tableau III.31. la contrainte dans le béton et dans l'acier

| $M_s(KN.m)$ | Y(cm) | I(cm ⁴) | $\sigma_{bc}(MPA)$ | $\bar{\sigma}_{bc}(MPA)$ | σ_s | $\bar{\sigma}_s$ | Observation |
|-------------|-------|---------------------|--------------------|--------------------------|------------|------------------|-------------|
| 12,24 | 11,81 | 44067,2 | 3,28 | 15 | 4,95 | 240 | Verifier |

• La flèche

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{2,4}{400} = 0,006$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées ce qui est inutile de la vérifier.

e)- Le schéma de ferrailage

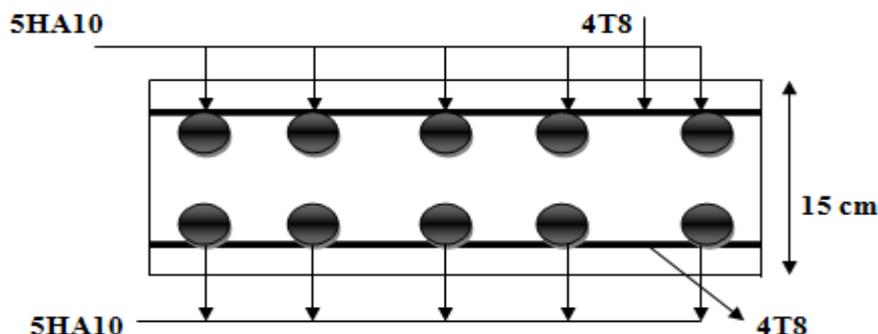


Figure III.24. schéma de ferrailage de la dalle pleine séjour (type2)

Tableau III.32. ferrailage de la dalle pleine type 3

| Dalle pleine sur 3 appuis (terrasse étage 9) | | | | | | | | | | |
|---|-----|--------|-------|-------|-----------|-----------|--------------------|-------------|-------------|-----------|
| G | Q | ρ | M_u | M_s | A_{cal} | A_{min} | $A_{adopté}(cm^2)$ | $A_r(cm^2)$ | $S_t(adop)$ | $S_t(Ar)$ |
| 4.47 | 3.5 | 0.18 | 4.77 | 3.37 | 1.39 | 1.2 | 3T10 = 2.36 | 3T8 = 1.51 | 33cm | 33cm |

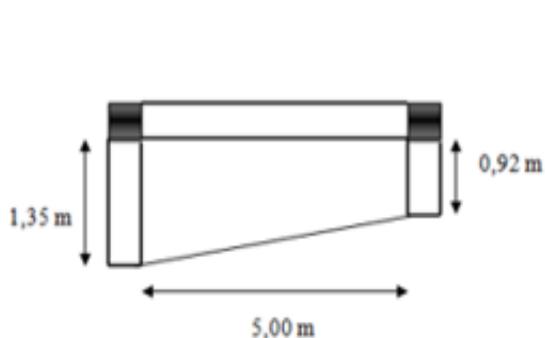


Figure III.25.Dalle pleine

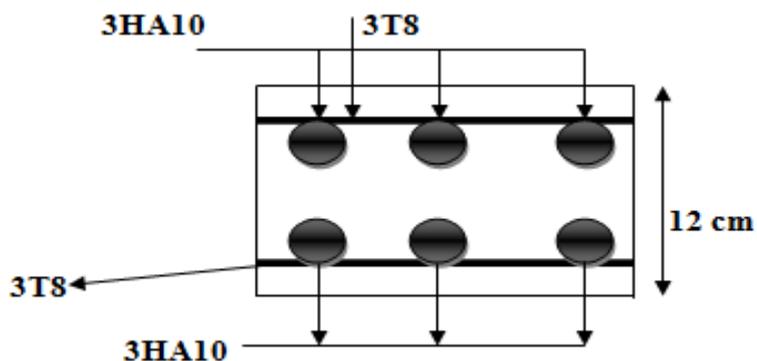


figure III.26.schéma de ferrailage

Tableau III.33. ferrailage de la dalle pleine type 4

| Dalle pleine sur 3 appuis (balcon étage courants) | | | | | | | | | | |
|--|-----|--------|-------|-------|-----------|-----------|--------------------|-------------|-------------|-----------|
| G | Q | ρ | M_u | M_s | A_{cal} | A_{min} | $A_{adopté}(cm^2)$ | $A_r(cm^2)$ | $S_t(adop)$ | $S_t(Ar)$ |
| 4.47 | 3.5 | 0.37 | 12.69 | 8.96 | 3.83 | 1.2 | 4HA12 = 4.52 | 3T10 = 2.36 | 25 | 33 |

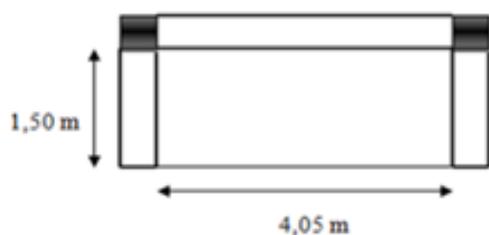


Figure III.27.Dalle pleine

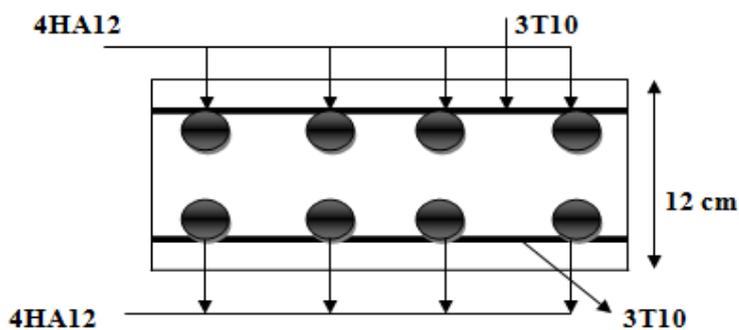


figure III.28.schéma de ferrailage

Tableau III.34. ferrailage de la dalle pleine type 5

| Dalle pleine étage 8-9 sur 3 appuis (à coté de l'escalier préfabriqué) | | | | | | | | | | | | |
|--|--------|----------|-----|------|---|-----------------------------------|------------------------------|------------|------------|---------------------|-------------------|---------|
| En travée | | | | | | | | | | | | |
| Sens | ρ | G | Q | M | Acalcul ϵ (cm ²) | A adopté (cm ²) | A amin (cm ²) | St (cm) | Vu (KN) | τ (MPA) | τ^- (MPA) | Notes |
| X | 0.69 | 6.1 8 | 1.5 | 3.82 | 0.85 | 3T10 | 1.38 | 33 | 5.54 | 0.042 | 1.25 | Vérifié |
| Y | | | | 4.14 | 0.92 | = 2.36 | 1.2 | | 4.31 | | | |
| En Appuis | | | | | | | | | | | | |
| X | 0.69 | 6.1 8 | 1.5 | 2.54 | 0.56 | 3T10 | 1.38 | 33 | 5.54 | 0.042 | 1.25 | Vérifié |
| Y | | | | 2.76 | 0.61 | = 2.36 | 1.2 | | 4.31 | | | |

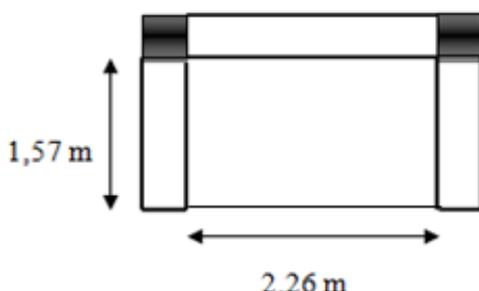


Figure III.29.dalle pleine

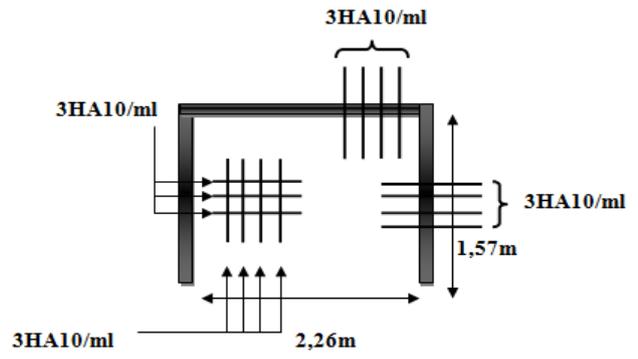


figure III.30.schéma de ferrailage

Tableau III.35. ferrailage de la dalle pleine type 6

| dalle pleine sur 3appuis (terrasse inaccessible) | | | | | | | | | | | | |
|--|--------|------|---|-----------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------|---------|-------------|--------------|--|
| En travée | | | | | | | | | | | | |
| Sens | ρ | G | Q | M | Acalculé (cm ²) | A adopté (cm ²) | A amin (cm ²) | St (cm) | Vu (KN) | τ MP A | τ^- MPA | |
| X | 0.68 | 6.18 | 1 | 21.1 9 | 5.37 | 5HA12 = 5.65 | 1.39 | 20 | 9.15 | 0.07 6 | 1.25 | |
| Y | | | | 22.0 7 | 5.61 | | 1.2 | | 3 | | | |
| En Appuis | | | | | | | | | | | | |
| X | 0.68 | 6.18 | 1 | 14.1 3 | 3.51 | 4HA12 =4.52 | 1.39 | 25 | 9.15 | 0.07 6 | 1.25 | |
| Y | | | | 14.7 1 | 3.66 | | 1.2 | | 3 | | | |

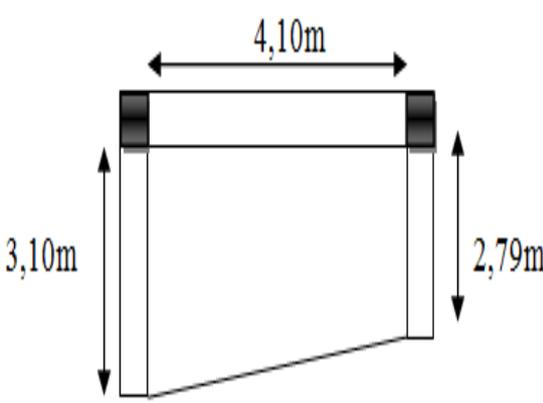


Figure III.31.dalle pleine

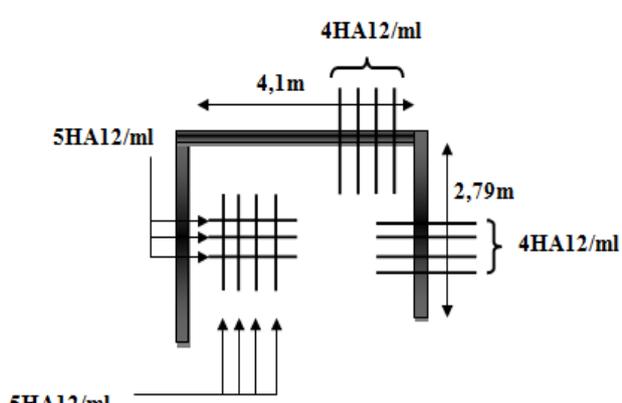
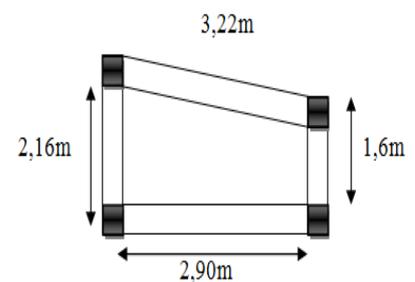
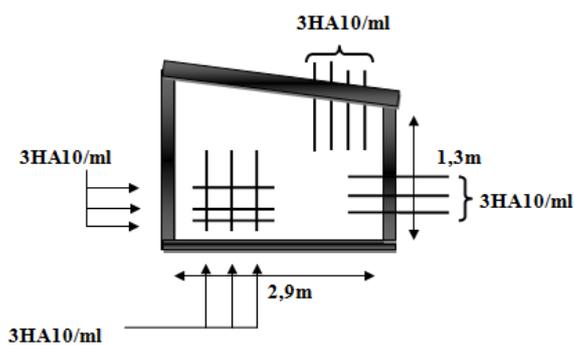


figure III.32.schéma de ferrailage

Tableau III.36.ferraillage de la dalle pleine (type 7)

| Dalle pleine sur 4 appuis (palier) | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------|----------|-----|------|--|---|---|------------|------------|-----------------|-------------------|-------------|
| En travée | | | | | | | | | | | | |
| Sens | ρ | G | Q | M | A _{calculé} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) | A _{amin} (cm ²) | St (cm) | Vu (KN) | τ (MPA) | τ^- (MPA) | Notes |
| X | 0.45 | 6.4 3 | 2.5 | 3.82 | 0.56 | 3T10 = 2.36 | 2.04 1.6 | 33 | 5.38 | 0.081 | 1.25 | Véri fié |
| Y | | | | 0.82 | 0.13 | | | | 14.72 | | | |
| En Appuis | | | | | | | | | | | | |
| X | 0.45 | 6.4 3 | 2.5 | 2.32 | 0.37 | 3T10 = 2.36 | 2.04 1.6 | 33 | 5.38 | 0.081 | 1.25 | Véri fié |
| Y | | | | 0.55 | 0.087 | | | | 14.72 | | | |



IV.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tensions accumulés dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature de sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectués avec ETABS 2016 qui est un logiciel d'analyse de structure par la méthode de éléments finis.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure sont donnée par les normes de construction du cas de situation non sismique et des normes assignés à la construction de structure et zone sismique.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique a l'ELU.
- La vérification de la stabilité des structures à plusieurs étages doit être assuré à l'ELS.

IV.3. Méthode de calculs

Le RPA 99 version 2003 exige 3 méthodes suivantes :

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

IV.3.1 méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la structure sont remplacé par un système de force statique fictive dont les efforts sont considérés équivalent à ceux de l'action sismique.

(RPA99/2003 4.2)

➤ Calcul de la force sismique

La force sismique V appliqué à la base de la structure doit être calculé successivement dans les 2 directions horizontale et orthogonales selon la formule $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

- **A** : coefficient l'accélération de la zone donnée par le tableau 4.1(RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage. Notre projet est classé selon la zone IIa et groupe d'usage 2.

Donc $A = 0.15$

- **R** : coefficient de comportement globale de la structure, il est fonction du système de contreventement (tableau 4.2 RPA99/2003)

Dans le cas de notre projet on adopte un système mixte portique-voile avec interaction donc **R = 5**

- **Q** : facteur de qualité de la structure détermine par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{Formule 4.4 RPA99})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

| Critère q | Observé | P_q / xx | Observé | P_q / yy |
|--|-------------------------------|------------|--------------------------------|------------|
| 1-condition minimale sur les filles de contreventement | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 2-redondance en plan | Non | 0.05 | oui | 0 |
| 3-régularité en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 4-régularité en élévation | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 5-contrôle de qualité des matériaux | oui | 0 | oui | 0 |
| 6-contrôle de qualité d'exécution | oui | 0 | oui | 0 |
| Donc | $Q_x = 1.2$ | | $Q_y = 1.15$ | |

- **W** : poids total de la structure $W = \sum_{i=1}^n W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (formule 4.5)
- W_{Gi} = poids dû aux charges permanentes total.
- W_{Qi} = charges d'exploitations.
- β = coefficients de pondération.

$W = 17728.9796 \text{ KN}$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie de site RPA99(tableau 4.7)

- D'après le rapport de sol le site destiné pour la réalisation de notre projet est de classe S3 (sol meuble)

$T_1 = 0.15 \quad T_2 = 0.5$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau consécutif, du type de structure et de l'importance des remplissages voir (**tableau 4.2 RPA99/2003**)

On prend $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour un contreventement mixte

Donc $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.81 > 0.7$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} \end{array} \right.$$

h_n : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_n = 32.22\text{m}$$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement de type de remplissage est donnée par le type de système de contreventement (**Tableau 4.6 RPA99/2003**)

Pour le contreventement mixte portique voile avec interaction qui est notre cas $C_T = 0.05$

$$T = 0.68\text{s}$$

$$L_x = 12.56\text{m} \qquad L_y = 15.23\text{m}$$

$$T_x = \min (T_x, T) = (0.82, 0.68) = 0.68 \text{ s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y, T) = (0.74, 0.68) = 0.68 \text{ s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$D_x = D_y = 1.65 \quad \text{car } T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

La force sismique à la base de la structure est :

$$V_{st X} = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.2}{5} \times 17215,5148 = 1022.60 \text{ KN}$$

$$V_{st Y} = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.15}{5} \times 17215,5148 = 980 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

La méthode servira le calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non conforme aux conditions exigées par le RPA99/2003 pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration de maximum des effets engendré dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3\text{s} \end{array} \right. \quad \text{RPA99(formule 4-13)}$$

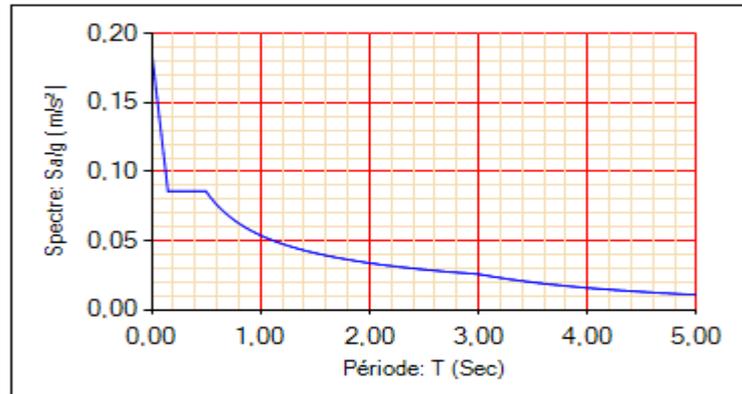


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.3.2.1 modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'ETABS 2016

- **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais on a obtenu une disposition qui a permet d'éviter des torsions au 1^{er} mode et répondre favorablement aux conditions de RPA99/2003

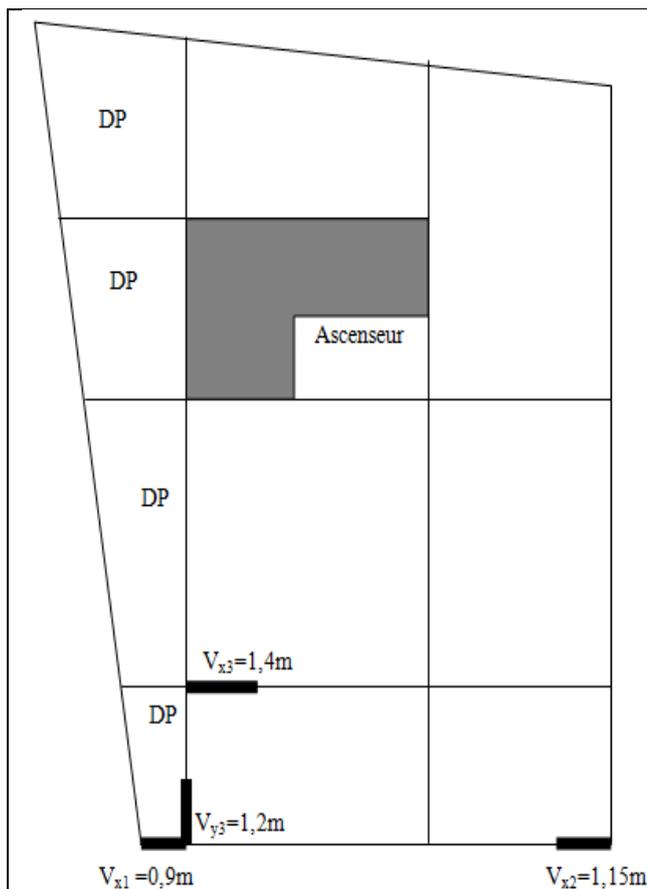


Figure IV.2 disposition des voiles étage 9

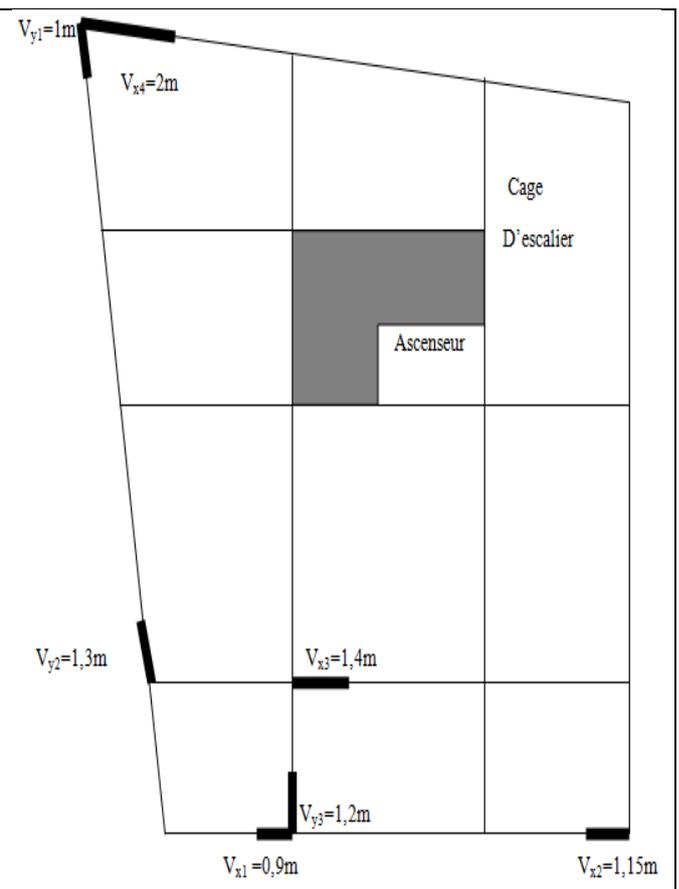


Figure IV.3 disposition des voiles des autres étages

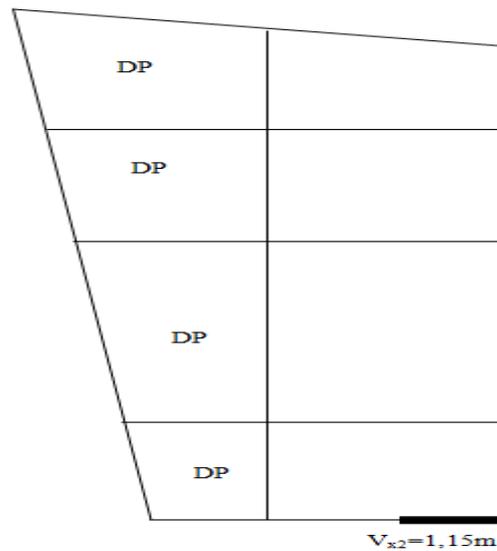


Figure IV.4. Disposition des voiles de la terrasse inaccessible

IV.4. Interprétations des résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1 mode de vibration et taux de participation des masse

Les résultats sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau IV.1 mode de la période et la participation masse rations

| Mode | Période | UX | UY | Sum UX | Sum UY |
|---------|---------|--------|----------|--------|--------|
| Mode 1 | 0,74 | 0,7402 | 0,0001 | 0,7402 | 0,0001 |
| Mode 2 | 0,697 | 0,0002 | 0,7389 | 0,7404 | 0,739 |
| Mode 3 | 0,613 | 0,0008 | 0,0161 | 0,7412 | 0,7551 |
| Mode 4 | 0,248 | 0,118 | 0,0091 | 0,8592 | 0,7643 |
| Mode 5 | 0,239 | 0,0098 | 0,1248 | 0,869 | 0,8891 |
| Mode 6 | 0,209 | 0,0002 | 0,0017 | 0,8692 | 0,8908 |
| Mode 7 | 0,152 | 0,0229 | 0,0178 | 0,8921 | 0,9086 |
| Mode 8 | 0,144 | 0,0246 | 0,0212 | 0,9167 | 0,9298 |
| Mode 9 | 0,121 | 0,0099 | 0,0002 | 0,9265 | 0,93 |
| Mode 10 | 0,103 | 0,0006 | 0,0267 | 0,9272 | 0,9567 |
| Mode 11 | 0,091 | 0,0197 | 0,0005 | 0,9468 | 0,9572 |
| Mode 12 | 0,077 | 0,0084 | 3,31E-05 | 0,9552 | 0,9572 |

IV.4.2 comportement de la structure

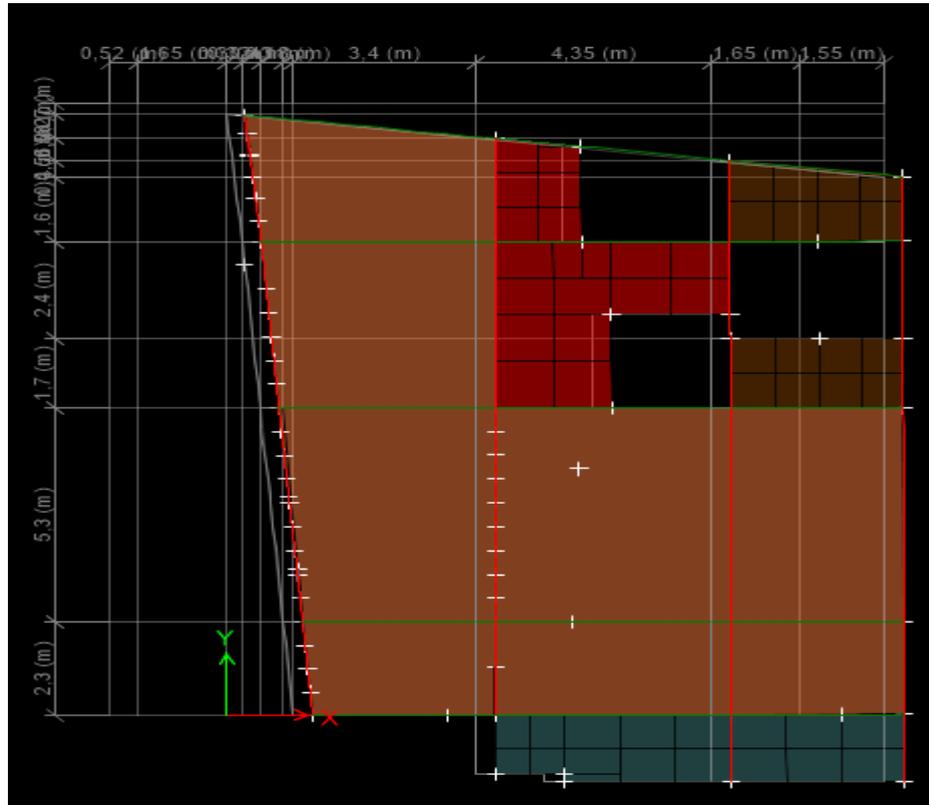


Figure IV.5 (mode1) translation suivant l'axe x-x

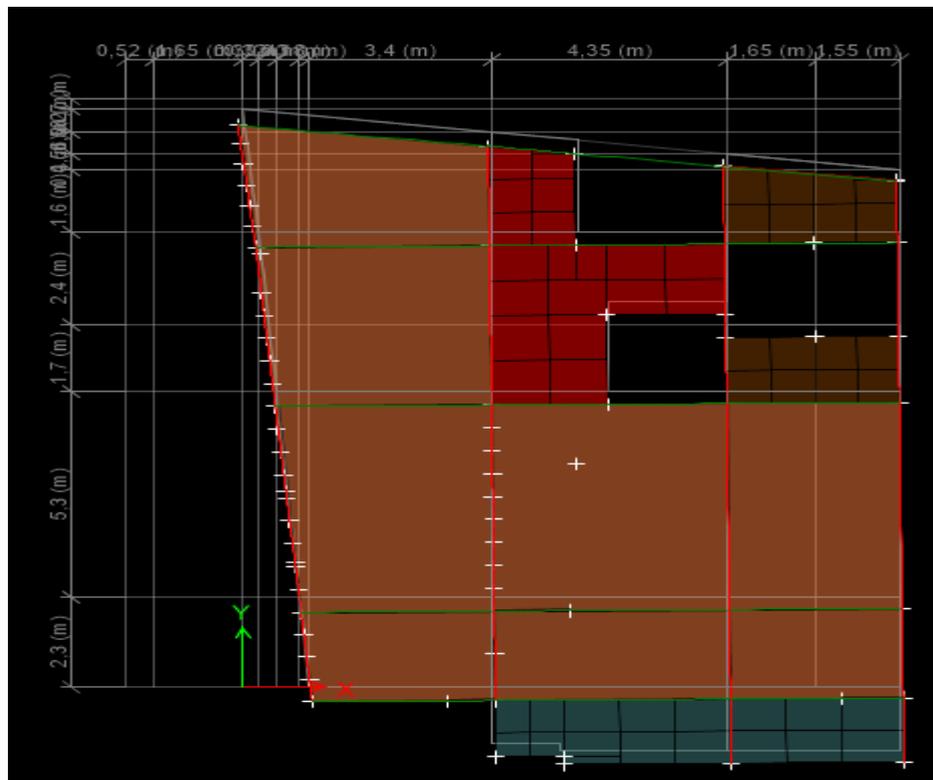


Figure IV.6 (mode2) translation suivant l'axe y-y

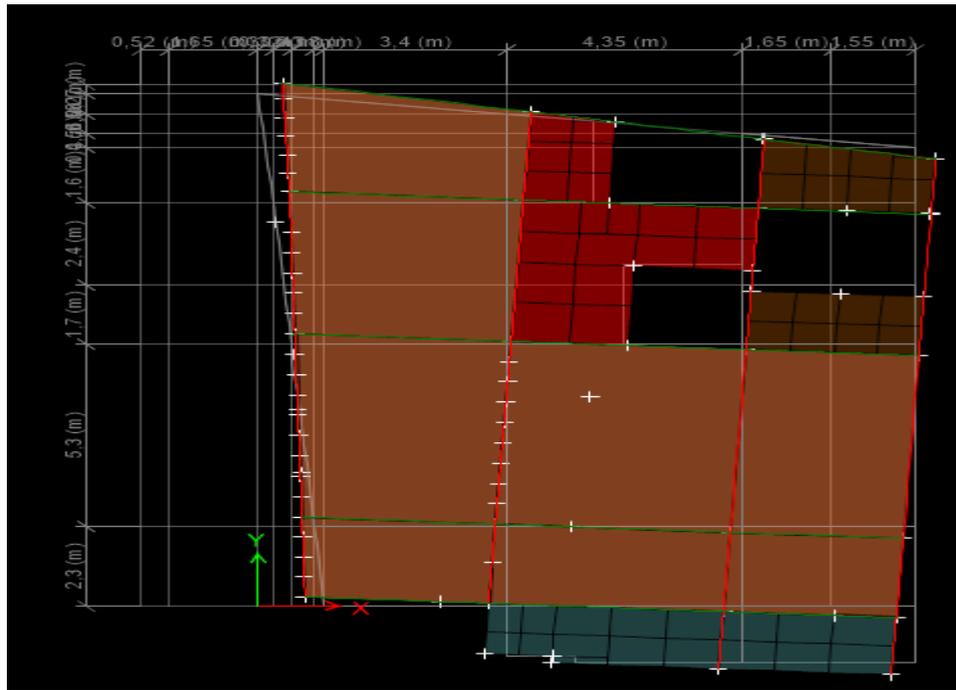


Figure IV.7 (mode 3) rotation suivant l'axe z-z

IV.4.3 justification de l'interaction voile-portique

- **Sous charges verticales**

- Pourcentages es charges verticales reprise par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$
- Pourcentages des charges verticales reprise par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.2 vérification de l'interaction sous charges verticales

| Niveaux | Les charges reprise (KN) | | Pourcentage repris | |
|------------|--------------------------|------------|--------------------|---------|
| | Portique | Voile | Portique % | Voile % |
| RDC | -16819,6661 | -2794,9751 | 85,750 | 14,249 |
| 1 | -14544,8263 | -2619,7211 | 84,737 | 15,262 |
| 2 | -12579,3167 | -2315,632 | 84,453 | 15,546 |
| 3 | -10542,9672 | -2099,5635 | 83,392 | 16,607 |
| 4 | -8716,1781 | -1754,403 | 83,244 | 16,755 |
| 5 | -6828,8577 | -1466,4476 | 82,321 | 17,678 |
| 6 | -5104,8619 | -1086,5075 | 82,451 | 17,548 |
| 7 | -3368,6976 | -715,103 | 82,489 | 17,510 |
| 8 | -1834,2544 | -321,3618 | 85,091 | 14,908 |
| 9 | -698,445 | -52,2447 | 93,040 | 6,959 |

Remarque : on constate que l'interaction sous charges verticales exigées par le RPA est vérifiée

- **Sous charges horizontales**

- Pourcentages es charges horizontales reprise par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$
- Pourcentages des charges horizontales reprise par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$

Tableau IV.3 vérification de l'interaction sous charges horizontales

| Niveaux | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|------------|---------------|------------|------------|---------|---------------|------------|------------|---------|
| | Portique (KN) | Portique % | Voile (KN) | Voile % | Portique (KN) | Portique % | Voile (KN) | Voile % |
| RDC | 300,5336 | 30,203 | 694,4865 | 69,796 | 433,795 | 45,014 | 529,885 | 54,985 |
| 1 | 497,9745 | 59,673 | 336,531 | 40,326 | 521,098 | 71,350 | 209,236 | 28,649 |
| 2 | 466,0972 | 64,053 | 261,5766 | 35,946 | 500,136 | 70,798 | 206,285 | 29,201 |
| 3 | 395,815 | 58,669 | 278,8399 | 41,330 | 428,777 | 65,913 | 221,737 | 34,086 |
| 4 | 404,4994 | 65,818 | 210,0651 | 34,181 | 434,598 | 74,903 | 145,611 | 25,096 |
| 5 | 308,1951 | 57,659 | 226,3107 | 42,340 | 324,884 | 66,472 | 163,863 | 33,527 |
| 6 | 297,3676 | 67,502 | 143,159 | 32,497 | 305,795 | 78,638 | 83,067 | 21,361 |
| 7 | 215,5647 | 66,977 | 106,2825 | 33,022 | 216,175 | 81,938 | 47,649 | 18,061 |
| 8 | 161,5735 | 84,476 | 29,6913 | 15,523 | 168,448 | 84,855 | 30,062 | 15,144 |
| 9 | 86,194 | 98,221 | 1,5603 | 1,778 | 88,262 | 89,337 | 10,534 | 10,662 |

Remarque : on constate que l'interaction sous charges horizontales exigées par le RPA est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.4.4 vérification de la résultante de la force sismique

Selon RPA99/2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismique à la base obtenue par la combinaison des valeurs modale ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante de force sismique déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4. Vérification de l'effort tranchant à la base

| Résultante des forces sismique | V _{dyn} (KN) | V _{Sta} (KN) | V _{dyn} / V _{Sta} | Observation |
|--------------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------|
| Sens x-x | 998,7478 | 1022.60 | 0.97 | Vérifiée |
| Sens y-y | 957,8733 | 980 | 0.97 | Vérifiée |

IV.4.5. Vérification de l'effort normal réduit

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.30$$

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

| Niveaux | B (cm ²) | N (KN) | V | Remarque |
|---|----------------------|----------|-------|-----------------|
| RDC | (60 X 60) | 1434,209 | 0.16 | Vérifiée |
| 1^{er} et 2^{ème} étage | (55 X 55) | 1247.415 | 0.16 | Vérifiée |
| 3^{ème} et 4^{ème} étage | (50 X 50) | 912,564 | 0.15 | Vérifiée |
| 5^{ème} et 6^{ème} étage | (45 X 45) | 597,1015 | 0.12 | Vérifiée |
| 7^{ème} et 8^{ème} étage | (40 X 40) | 397,829 | 0.099 | Vérifiée |
| 9^{ème} étage | (35X 35) | 167,1575 | 0.055 | Vérifiée |

IV.4.5. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{(RPA99/2003)}$$

R : coefficient de comportement = 5

Le déplacement relatif de niveau k par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **(article 5.10)RPA99/2003**

Les résultats de vérifications des déplacements relatif sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements

| Niveau x | Sens x-x | | | | | | Sens y-y | | | | |
|-------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|--------------|-----------------------|----------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|-----------------------|
| | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | h_k (m) | Δ_k/h_k (%) | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | δ_{k-1} (m) | Δ_k (m) | Δ_k/h_k (%) |
| RDC | 0,001 | 0.005 | 0 | 0.005 | 4.08 | 0.001 | 0,001 | 0.005 | 0 | 0.005 | 0.001 |
| 1 | 0,003 | 0.015 | 0.005 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0028 | 0.014 | 0.005 | 0.009 | 0.003 |
| 2 | 0,005 | 0.025 | 0.015 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0047 | 0.024 | 0.014 | 0.01 | 0.003 |
| 3 | 0,007 | 0.035 | 0.025 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0067 | 0.034 | 0.024 | 0.01 | 0.003 |
| 4 | 0,009 | 0.045 | 0.035 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0087 | 0.044 | 0.034 | 0.01 | 0.003 |
| 5 | 0,011 | 0.055 | 0.045 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0106 | 0.053 | 0.044 | 0.009 | 0.003 |
| 6 | 0,013 | 0.065 | 0.055 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0123 | 0.062 | 0.053 | 0.009 | 0.003 |
| 7 | 0,014 | 0.07 | 0.065 | 0.005 | 3.06 | 0.002 | 0,0139 | 0.070 | 0.062 | 0.008 | 0.0026 |
| 8 | 0,016 | 0.08 | 0.075 | 0.01 | 3.06 | 0.003 | 0,0133 | 0.063 | 0.070 | 0.005 | 0.0016 |
| 9 | 0,017 | 0.085 | 0.08 | 0.005 | 3.06 | 0.002 | 0,013 | 0.065 | 0.063 | 0.002 | 0.0006 |

D'après le tableau ci-dessus on observe que les déplacements relatifs des niveaux sont tout inférieur 1% de la hauteur de l'étage $\Delta_{k \max} = 1cm < 1\% \times h_e = 3.06cm$

IV.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : (article 5.9) RPA99/2003

Les effets de second d'ordre (P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la conditions suivante est satisfaites à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associé au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant de chaque étage k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: les effets p- Δ peuvent être pris en compte de manières approximatives en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable est doit être redimensionnée

- Si La condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite , d'où les effets de second d'ordre peuvent être négligés.

Tableau IV.7. Vérification des effets (P-Δ)

| Niveaux | h _k (m) | P _k (KN) | Sens x-x | | | Sens y-y | | |
|------------|-----------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| | | | Δ _k (m) | V _k (KN) | θ _k (m) | Δ _k (m) | V _k (KN) | θ _k (m) |
| RDC | 4.08 | 16267,9348 | 0.005 | 1993,1448 | 0.010 | 0.005 | 1920,233 | 0.01 |
| 1 | 3.06 | 14268,9396 | 0.01 | 1947,9505 | 0.023 | 0.009 | 1868,923 | 0.022 |
| 2 | 3.06 | 12287,5613 | 0.01 | 1853,1955 | 0.022 | 0.01 | 1769,4389 | 0.022 |
| 3 | 3.06 | 10386,5009 | 0.01 | 1711,925 | 0.019 | 0.01 | 1629,1507 | 0.021 |
| 4 | 3.06 | 8480,2467 | 0.01 | 1527,2469 | 0.018 | 0.01 | 1448,801 | 0.019 |
| 5 | 3.06 | 6646,6675 | 0.01 | 1305,9361 | 0.016 | 0.009 | 1232,3241 | 0.016 |
| 6 | 3.06 | 4807,8946 | 0.01 | 1048,1448 | 0.015 | 0.009 | 983,8458 | 0.014 |
| 7 | 3.06 | 4807,8946 | 0.005 | 753,6236 | 0.01 | 0.008 | 701,3168 | 0.018 |
| 8 | 3.06 | 1631,9454 | 0.01 | 462,083 | 0.011 | 0.005 | 417,7564 | 0.006 |
| 9 | 3.06 | 570,3782 | 0.005 | 202,2102 | 0.005 | 0.002 | 182,8674 | 0.002 |

Remarque : la condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets de second d'ordre peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion

Selon notre choix de disposition des voiles qui nous a mené à atteindre les résultats les plus logique vis-à-vis l'interaction voile-portique.

Toutes les exigences qu'on a vérifiées selon RPA99/2003 sont satisfaites à citer : la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voile-portique et l'effort normal réduit.

V.1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, situé au-dessus du sol elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement des portiques (poteau-poutre) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armés leurs rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure.

V.2. Études des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moment fléchissant en tête et la base dans les deux sens, leur ferrailage se ait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible les armatures sont déterminées selon les couples des sollicitations suivants :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

$M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

V.2.1 les recommandations du RPA99/2003

✓ **Armatures longitudinale**

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

- $A_{min} = 0.8 \%(b \cdot h)$ en zone IIa
- $A_{max} = 4 \%(b \cdot h)$ en zone courante
- $A_{max} = 6 \%(b \cdot h)$ en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de $\Phi_{min} = 12mm$
- La longueur minimale des recouvrements (L_{min}) est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre dans la zone nodale sont :

$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right)$ Et $l' = 2h$

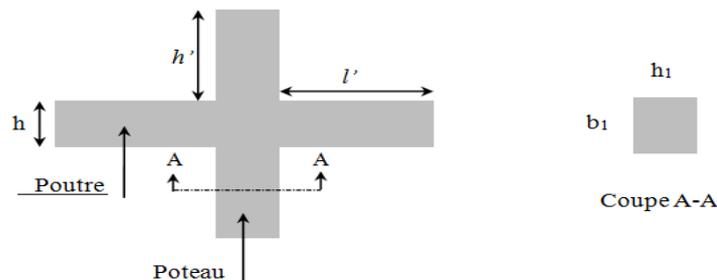


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinale minimale et maximales dans les poteaux

| Niveau | Section de poteaux (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| Sous-sol et RDC | 60 x 60 | 28.8 | 144 | 216 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 24.2 | 121 | 181.5 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 20 | 100 | 150 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 16.2 | 81 | 121.5 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 12.8 | 64 | 96 |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 9.8 | 49 | 73.5 |

✓ **Armatures transversales**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élanement géométrique)} \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \end{cases}$$

t : l'espacement des armatures transversales, et la valeur maximales de cet espacement est fixé comme suit :

dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa)

dans la zone courante $t \leq \min(15\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa)

la quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

si $\lambda_g \geq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes

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

V.2.2 sollicitations de calcul

Les sollicitations de calculs selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

| Niveaux | $N_{max} \rightarrow M_{cor}$ | | $N_{min} \rightarrow M_{cor}$ | | $M_{max} \rightarrow N_{cor}$ | |
|--|-------------------------------|----------|-------------------------------|---------|-------------------------------|----------------|
| | N (KN) | M(KN.m) | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) |
| Sous-sol et RDC | -2316,0868 | 13,6797 | 319,4091 | 32,3712 | 128,4881 | - 1251,9473 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | -1740,2161 | 14,2395 | 204,9777 | 33,5771 | 121,568 | -860,8488 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | -1282,1823 | 17,87 | 59,7648 | 31,0039 | 89,1359 | -257,7919 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | -875,1939 | 17,1987 | 17,7027 | 2,3447 | 66,3274 | -146,8108 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | -558,4172 | 17,9872 | 17,0477 | 2,9315 | -52,6433 | -100,1066 |
| 9 ^{ème} étage | -238,6298 | -17,4754 | 29,0778 | 6,7015 | 50,4182 | -227,8391 |

Tableau V.3. Section d'armatures longitudinales

| Niveaux | Sections | A_{min} | $A_{calculé}$ | $A_{adopté}$ |
|--|----------|-----------|---------------|--|
| Sous-sol et RDC | 60 x 60 | 28.8 | 31.2 | 16HA16 = 32.17 cm ² |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 24.2 | 26.8 | 8HA16 + 8HA14 = 28.4 cm ² |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 20 | 19.59 | 8HA14 + 8HA12 = 21.37 cm ² |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 16.2 | 13.84 | 4HA16 + 8HA12 = 17.09 cm ² |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 12.8 | 9.53 | 12HA12 = 13.57 cm ² |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 9.8 | 3.45 | 4HA12 + 4HA14 = 10.68 cm ² |

Du tableau ci-dessus on remarque que le ferrailage adopté généralement est celui recommandée par le A_{min} de RPA99/2003

Tableau V.4 les armatures transversales dans les poteaux

| Niveau | RDC et sous-sol | 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 9 ^{ème} étage |
|----------------------------|-----------------|--|--|--|--|------------------------|
| Section (cm ²) | 60 x 60 | 55 x 55 | 50 x 50 | 45 x 45 | 40 x 40 | 35 x 35 |
| \varnothing_l^{max} (cm) | 1.6 | 1.6 | 1.4 | 1.6 | 1.2 | 1.4 |
| \varnothing_l^{min} (cm) | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| l_f (cm) | 2.86 | 2.14 | 2.14 | 2.14 | 2.14 | 2.14 |
| λ_g | 4.76 | 3.56 | 3.89 | 3.89 | 4.28 | 4.28 |
| V_u (KN) | 114,6388 | 124,0662 | 86,6301 | 62,7433 | 47,719 | -26,0129 |
| L_r (cm) | 64 | 64 | 56 | 64 | 48 | 48 |
| t zone nodale (cm) | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |

| | | | | | | |
|---|------------------|-------------------|-------------------|-----------------|------------------|-------------------|
| t zone courante (cm) | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| ρ_a | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 3.75 |
| A^t (cm²) | 2.68 | 3.17 | 2.43 | 1.96 | 1.67 | 1.045 |
| $A^t_{\text{minzonenodale}}$ (cm²) | 3.15 | 3.24 | 3.24 | 2.97 | 2.97 | 2.70 |
| $A^t_{\text{min zone courante}}$ (cm²) | 2.34 | 2.16 | 2.16 | 1.98 | 1.98 | 1.8 |
| $A^t_{\text{adopté}}$ (cm²) | 8T8= 4.02 | 8T8 = 4.02 | 8T8 = 4.02 | 6T8=3,02 | 6T8= 3,02 | 6T8 = 3.02 |

Conformément aux règles de RPA99/2003 et au BEAL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales

($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\text{max}}$), ce qui est vérifiée dans notre cas

V.2.3 vérification

✓ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiées vis à vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement

Le poteau le plus élancée dans ce projet se situe au niveau du RDC avec une longueur de $l_0 = 3.78m$ et un effort égale à $=2238,4311 KN$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : coefficient de fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0.7 l_0 = 2.86m$ (Longueur de flambement)

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h^2}{12} = 0.173m$ (rayon de giration)

D'où $\lambda = \frac{2.86}{0.173} = 16.53 \rightarrow \alpha = 0.81$

$B_r = 0.365$

Donc : $N_u = 0.81 \times \left(\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 32.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5946.35KN$

On a $N_{\text{max}} = 2316,0868 < N_u = 5946.35$ condition vérifiée, donc pas de risque de flambement

✓ Vérification de flambement des poteaux des différents étages

Tableau V.5 justification de l'effort normal ultime

| Niveau | Section (cm ²) | L ₀ (cm) | L _f (cm) | i | λ | α | A _s (cm ²) | B _r (m ²) | N _u (KN) | N _{max} (KN) |
|------------------------|----------------------------|---------------------|---------------------|-------|-------|------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------|-----------------------|
| Sous-sol | 60 x 60 | 2.80 | 1.96 | 0.173 | 16.18 | 0.81 | 32.17 | 0.336 | 5946.35 | 2316.08 |
| RDC | 60 x 60 | 4.08 | 2.86 | 0.173 | 23.58 | 0.78 | 32.17 | 0.336 | 5726.14 | 2316.08 |
| 1 ^{er} étage | 55 x 55 | 3.06 | 2.14 | 0.173 | 17.68 | 0.81 | 28.4 | 0.281 | 5013.64 | 1740.22 |
| 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 3.06 | 2.14 | 0.173 | 17.68 | 0.81 | 28.4 | 0.281 | 5013.64 | 1740.22 |
| 3 ^{ème} étage | 50 x 50 | 3.06 | 2.14 | 0.159 | 19.24 | 0.80 | 21.37 | 0.230 | 4002.05 | 1282.18 |
| 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 3.06 | 2.14 | 0.159 | 19.24 | 0.80 | 21.37 | 0.230 | 4002.05 | 1282.18 |
| 5 ^{ème} étage | 45 x 45 | 3.06 | 2.14 | 0.159 | 19.24 | 0.80 | 16.84 | 0.185 | 3209.33 | 875.19 |
| 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 3.06 | 2.14 | 0.159 | 19.24 | 0.80 | 16.84 | 0.185 | 3209.33 | 875.19 |
| 7 ^{ème} étage | 40 x 40 | 3.06 | 2.14 | 0.144 | 21.25 | 0.79 | 13.57 | 0.144 | 2479.55 | 558.42 |
| 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 3.06 | 2.14 | 0.144 | 21.25 | 0.79 | 13.57 | 0.144 | 2479.55 | 558.42 |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 3.06 | 2.14 | 0.144 | 21.25 | 0.79 | 10.68 | 0.109 | 1888.09 | 238.63 |

Du tableau si dessus on constate que $N_{max} < N_u$

✓ Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy}} \times V$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28}$$

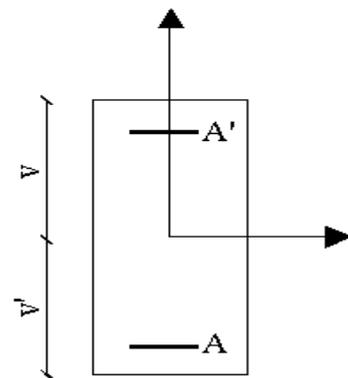
$$I_{yy} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15A(d - v)^2 + 15 A' \times (v - d')^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d \times A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \text{ et } V' = h - V ;$$

$$d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \rightarrow I_{yy} = \frac{b}{3} \times (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2$ **Figure V.2.section d'un poteau**

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 vérification des contraintes dans le béton

| Niveau | Section (cm ²) | d (cm) | A (cm ²) | V (cm) | V'(c m) | Iyy (m ⁴) | N ser (KN) | M ser (KN.m) | σ (MP A) | σ- (MP A) |
|------------------------|----------------------------|--------|----------------------|--------|---------|-----------------------|------------|--------------|----------|-----------|
| Sous-sol | 60 x 60 | 54 | 32.17 | 32.8 | 27.2 | 0.0131 | 1679,4 | 57,1152 | 4.6 | 15 |
| RDC | 60 x 60 | 54 | 32.17 | 32.8 | 27.2 | 0.0131 | 1679,4 | 57,1152 | 4.6 | 15 |
| 1er étage | 55 x 55 | 49.5 | 28.4 | 30.2 | 24.8 | 0.0094 | 1264,876 | 58,9326 | 5.64 | 15 |
| 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 49.5 | 28.4 | 30.2 | 24.8 | 0.0094 | 1264,876 | 58,9326 | 5.64 | 15 |
| 3 ^{ème} étage | 50 x 50 | 45 | 21.37 | 27.3 | 22.7 | 0.0063 | 931,4286 | 47,5885 | 5.81 | 15 |
| 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 45 | 21.37 | 27.3 | 22.7 | 0.0063 | 931,4286 | 47,5885 | 5.81 | 15 |
| 5 ^{ème} étage | 45 x 45 | 40.5 | 16.84 | 24.4 | 20.6 | 0.0041 | 636,8396 | 46.004 | 5.85 | 15 |
| 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 40.5 | 16.84 | 24.4 | 20.6 | 0.0041 | 636.8396 | 46.004 | 5.85 | 15 |
| 7 ^{ème} étage | 40 x 40 | 36 | 13.57 | 21.8 | 18.2 | 0.0026 | 406,7494 | 38,0136 | 5.66 | 15 |
| 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 36 | 13.57 | 21.8 | 18.2 | 0.0026 | 406,7494 | 38,0136 | 5.66 | 15 |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 31.5 | 10.68 | 19.1 | 25.9 | 0.0015 | 174,1316 | 36,6944 | 7.75 | 15 |

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$ → donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

✓ **Vérification aux sollicitations tangentielle**

$\tau_{bu}^- = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 vérification des contraintes tangentielles

| Niveau | Section (cm ²) | L _f (cm) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V _u (KN) | τ (MPA) | τ _{adm} ⁻ | Observation |
|------------------------|----------------------------|---------------------|----------------|----------------|--------|---------------------|---------|-------------------------------|-------------|
| Sous-sol | 60 x 60 | 1.96 | 4.76 | 0.04 | 54 | 114.6388 | 0.35 | 1 | Vérifiée |
| RDC | 60 x 60 | 2.86 | 4.76 | 0.04 | 54 | 114.6388 | 0.35 | 1 | Vérifiée |
| 1 ^{er} étage | 55 x 55 | 2.14 | 3.56 | 0.04 | 49.5 | 124.0662 | 0.46 | 1 | Vérifiée |
| 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 2.14 | 3.56 | 0.04 | 49.5 | 124.0662 | 0.46 | 1 | Vérifiée |
| 3 ^{ème} étage | 50 x 50 | 2.14 | 3.89 | 0.04 | 45 | 86.6301 | 0.39 | 1 | Vérifiée |
| 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 2.14 | 3.89 | 0.04 | 45 | 86.6301 | 0.39 | 1 | Vérifiée |
| 5 ^{ème} étage | 45 x 45 | 2.14 | 3.89 | 0.04 | 40.5 | 62.7433 | 0.34 | 1 | Vérifiée |
| 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 2.14 | 3.89 | 0.04 | 40.5 | 62.7433 | 0.34 | 1 | Vérifiée |
| 7 ^{ème} étage | 40 x 40 | 2.14 | 4.28 | 0.04 | 36 | 47.719 | 0.33 | 1 | Vérifiée |
| 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 2.14 | 4.28 | 0.04 | 36 | 47.719 | 0.33 | 1 | Vérifiée |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 2.14 | 4.28 | 0.04 | 31.5 | 26.0129 | 0.24 | 1 | Vérifiée |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielle et vérifiée pour tous les étages

V.3. Vérifications des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (article 7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

✓ Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistants M_r d'une section de béton armé dépend :

1. Des dimensions de la section de béton
2. De la quantité d'acier dans la section du béton
3. De la quantité limite élastique des aciers

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$, $Z = 0.9 \times h$

Tableau V.8. Moments résistants dans les poteaux

| Niveaux | Sections | Z (m) | A _s (cm ²) | Mr (KN.m) |
|--|----------|-------|-----------------------------------|-----------|
| Sous-sol et RDC | 60 x 60 | 0.54 | 32.17 | 604.23 |
| 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 55 x 55 | 0.495 | 28.4 | 488.97 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 50 x 50 | 0.45 | 21.37 | 334.48 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 45 x 45 | 0.405 | 17.09 | 240.74 |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 40 x 40 | 0.36 | 13.57 | 165.2 |
| 9 ^{ème} étage | 35 x 35 | 0.315 | 10.68 | 117.02 |

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016. Combinées par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0,8G±E

V.3.1 Recommandations du RPA99

a) Armatures longitudinales

_ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 5% de la section totale du béton, c'est-à-dire $A_t^{\min}=0,5\% \times b \times h$.

_ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement

_ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa

b) Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - 1- $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right)$: dans la zone nodale
 - 2- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Ferrailage des poutres

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS2016. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutre de chaque niveau.

Tableau V.9 Les armatures longitudinales dans les poutres.

| Type de poutre | Section | Localisation | M (KN.m) | Acalculé ETABS | Amin (cm ²) | Amax (cm ²) | Aadoptée (cm ²) | Nbre de barres |
|----------------|---------|--------------|----------|----------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------|
| Principale | 30X45 | Appui | -139,368 | 9,00 | 6,75 | 81 | 10,65 | 3T16+3T14 |
| | | Travée | 123,906 | 7,92 | 6,75 | 54 | 9,24 | 6T14 |
| Secondaire | 30X40 | Appui | -113,774 | 8,36 | 5,25 | 63 | 9,24 | 6T14 |
| | | Travée | 98,673 | 7,17 | 5,25 | 42 | 8,01 | 3T12+3T14 |

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow L_r = 64\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow L_r = 56\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 48\text{cm} \quad \text{on adopte } L_r = 50\text{cm}$$

b) Les armatures transversales

$$\phi \leq \min \left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

• **Les poutres principales**

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,28 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1épingle)

• **Les poutres secondaires**

$$\phi \leq \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 3T10 = 2,36\text{cm}^2$ (1cadre + 1épingle)

c) Calcul des espacements des armatures transversales

➤ $S_t \leq \min (S_{t1} , S_{t2} , S_{t3})$ avec :

1) $S_{t1} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} = 37,8\text{cm}$

2) $S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} = 104,66 \text{ cm}$

3) $S_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t2} = 97,06\text{cm}$

➤ **Selon le RPA99 Art (7.5.2.2)**

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \Rightarrow S_t = \min (11,25 ; 16,8) = 11,25\text{cm}$$

Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\text{cm}$$

Soit: $S_t = 15\text{cm}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversals**

$$A_t^{\min} = 0,003.S_t.h = 0,003.15.45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,025 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications

a) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{d \times b} \quad \text{Tel que } \bar{\tau} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

Tableau V.10 vérification des contraintes tangentielles

| Poutres | V _u (KN) | τ _u (MPA) | Observations |
|-------------|---------------------|----------------------|--------------|
| Principales | 286,1396 | 2,27 | vérifié |
| Secondaires | 111,0264 | 1 | vérifié |

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- En appui de rives : $A_l > \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 Vérification au cisaillement

| Poutres | A_l (cm ²) | V_u (KN) | M_a (KN.m) | A_l^{rive} (cm ²) | A_l^{intr} (cm ²) | Observations |
|-------------|--------------------------|------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|
| Principales | 10,65 | 286,1396 | -139,367 | 7,15 | -2,064 | vérifié |
| Secondaires | 8,01 | 111,0264 | -113,774 | 2,77 | -5,76 | vérifié |

c) Vérification de la zone nodale

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique. $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$

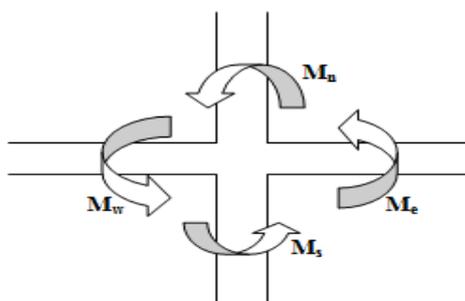


Figure V.3. Schéma de la zone nodale

Tableau V.12 Vérifications de la zone nodale

| Niveau | M_n+M_s | $1,25*(M_e+M_w)$ | Observations |
|--|-----------|------------------|--------------|
| Sous-sol +RDC | 1208,46 | 431,33 | Observé |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage | 1090,94 | 431,33 | Observé |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 977,96 | 431,33 | Observé |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 728,48 | 431,33 | Observé |
| 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage | 511,4 | 431,33 | Observé |
| 9 ^{ème} étage | 445,04 | 431,33 | Observé |

d) Etat limite de compression du béton (BAEL 91 Art E.III.I)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPA$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 Vérification de l'état limite de compression du béton

| Poutres | Localisation | M _{ser} (KN) | I (cm ⁴) | Y(cm) | σ _{bc} (MPA) | Observations |
|-------------|--------------|-----------------------|----------------------|-------|-----------------------|--------------|
| Principales | Appui | -71,683 | 227812,5 | 16,48 | 5,18 | vérifié |
| | Travée | 54,4075 | | 15,61 | 3,72 | |
| Secondaires | Appui | -65,3307 | 160000 | 12,22 | 5 | vérifié |
| | Travée | 33,3792 | | 13,67 | 2,84 | |

e) Vérification de la flèche

On a la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche :

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,12 > \frac{h_t}{l} = \frac{45}{530} = 0,085 \Rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,19 > \frac{h_t}{l} = \frac{40}{466} = 0,085 \Rightarrow \text{pour les poutres secondaires}$$

Tableau V.14 Vérification de la flèche

| Evaluation des moments en travées | | | | | | |
|--|----------------|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| J | G | P | M _{jser} | M _{gser} | M _{pser} | |
| 4,21 | 5,21 | 6,71 | 11,08 | 13,72 | 17,67 | |
| Propriétés de la section | | | | | | |
| ρ | λ _i | λ _v | E _i | E _v | | |
| 0,008 | 2,48 | 1 | 32164,2 | 10721,8 | | |
| Contraintes (MPA) | | | | | | |
| σ _{sj} | | σ _{sg} | | σ _{sp} | | |
| 28,51 | | 35,29 | | 45,45 | | |
| Inerties fictives (m ⁴) | | | | | | |
| μ _j | μ _g | μ _p | I _{fij} | I _{fig} | I _{fip} | I _{fvjg} |
| 0 | 0 | 0 | 0,003174 | 0,003174 | 0,003174 | 0,003174 |
| Evaluation des flèches (mm) | | | | | | |
| f _{ij} | | f _{ig} | | f _{ip} | | f _{vjg} |
| 0,305 | | 0,377 | | 0,486 | | 1,132 |
| Δ _{ft} = 0,936mm < f _{adm} = 10,3mm ⇒ vérifiée | | | | | | |

V.4. Études des voiles

Le RPA99/2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 14m dans la zone IIa, sont encastés à la base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles sont calculés en flexion composés, avec les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

✓ **Méthodes de calcul**

Les calculs des armatures verticales se fait sous (M et N) pour une section (e x L) selon les sollicitatio les plus défavorables de ce qui suit :

1. $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$

2. $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

3. $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

✓ **Recommandation**

- Φ diamètre de barres utilisées dans le voile doit être $\Phi \leq \frac{e}{10}$
- Les barres extrêmes doivent être ligaturées par des cadres pour former des potelets dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile (e).
- L'espacement doit être réduit à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min (1.5a, 30cm)$.

V.4.1 sollicitations de calcul

Les sollicitations de calculs sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats ont résum dans le tableau suivant (pour le voile V_{x1}) :

Tableau V.15 sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1} = 0.9m$

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|--|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|----------|---------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M (KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -520,939 | -15,3408 | 197,0488 | -71,0626 | 129,1743 | 158,9955 | 86,1075 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage | -488,0195 | -32,8307 | 88,5132 | -166,7946 | -82,2455 | 27,6254 | 57,2168 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | -388,8495 | -39,1281 | 83,7097 | -147,9517 | -83,262 | 13,2272 | 56.61 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | -277,7829 | -48,259 | -65,189 | -203,9007 | -57,7484 | -2,9401 | 44.19 |
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage | -140,9624 | -51,7421 | -71,4808 | -69,3859 | -15,3307 | -14,4644 | 44.53 |

Tableau V.16 sollicitations max de calcul dans le voile Vx2 = 1.15m

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|--|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|---------|----------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M (KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -643,522 | 5,6846 | 311,840 | -393,045 | -108,838 | 270,715 | 131,476 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage | -602,388 | 18,066 | 126,249 | -286,116 | -127,598 | 106,219 | 81,48 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | -505,9985 | 31,1065 | 116,6089 | -239,2632 | -98,3655 | 74,0505 | 79,871 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | -384,0493 | 34,6144 | 87,9199 | -178,601 | -60,3496 | 48,8479 | 64,68 |
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage | -222,401 | 24,8514 | 77,7567 | -168,709 | -43,008 | 51,7759 | 64,75 |
| 9 ^{ème} étage | -74,6025 | -64,3493 | -64,3493 | -74,6025 | -12,0921 | 1,3507 | -30,6187 |

Tableau V.17 sollicitations max de calcul dans le voile Vx3 = 1,4m

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|--|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|----------|----------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M (KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -874,7333 | 23,0525 | 416,187 | -230,9754 | 194,1633 | 406,3532 | 160,4812 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage | -659,226 | -33,3485 | 132,0159 | -216,0243 | -146,5492 | 27,9037 | 82,6564 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | -544,9792 | -39,0713 | 110,8512 | -222,1269 | -148,1725 | 3,5642 | 80,0644 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | -408,0458 | -47,7218 | 75,2653 | -146,5108 | -91,4576 | 40,8632 | 64,3961 |
| 7 ^{ème} étage et 8 ^{ème} étage | -236,1167 | -38,9962 | -64,6929 | -118,3159 | -11,9288 | 30,9417 | 37,0895 |

Tableau V.18 sollicitations max de calcul dans le voile Vx4 = 2m

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|--|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|----------|---------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M (KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -763,9239 | 45,1776 | 847,8085 | 413,4499 | 43,7766 | 264,931 | 222,680 |
| 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage | -532,9733 | 40,7337 | 299,0223 | -169,1706 | -13,0167 | 143,6987 | 128,08 |
| 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | -354,0176 | -36,0762 | 88,6939 | -115,8036 | -67,6739 | 27,6816 | 62,351 |
| 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | -213,1633 | -28,3032 | 67,6012 | 18,2517 | 18,2517 | 18,2517 | 39,852 |
| 7 ^{ème} étage | -85,0309 | 13,172 | 95,5849 | -19,8747 | -1,3942 | 89,0019 | 42,0997 |

Tableau V.19 résultats de ferrillages du voile Vx1

| Niveaux | Sous-sol et RDC | 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage |
|---|-----------------|--|--|--|--|
| Section (m ²) | 0.9 x 0.2 | 0.9 x 0.2 | 0.9 x 0.2 | 0.9 x 0.2 | 0.9 x 0.2 |
| N(KN) | -520,939 | -488,0195 | -388,8495 | -277,7829 | -140,9624 |
| M (KN.m) | -15,3408 | -32,8307 | -39,1281 | -48,259 | -51,7421 |
| V (KN) | 86,1075 | 57,2168 | 56.61 | 44.19 | 44.53 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 0.74 | 0.49 | 0.32 | 0.38 | 0.38 |
| τ_{adm} (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v calculé /face (cm ²) | 8.10 | 8.75 | 7.96 | 7.37 | 6.19 |
| A_v^{min} /face (cm ²) | 4.34 | 4.34 | 4.34 | 4.34 | 4.34 |
| $A_v^{adopté}$ /face (cm ²) | 9.24 | 9.24 | 9.24 | 7.70 | 7.70 |
| N_{barre} /face (cm ²) | 6HA14 | 6HA14 | 6HA14 | 5HA14 | 5HA14 |
| S_t (cm) | 15 | 15 | 15 | 18 | 18 |
| $A_h^{calculé}$ (cm ²) | 1.38 | 0.45 | 0.3 | 0.42 | 0.42 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 | 0.45 |
| $A_h^{adopté}$ (cm ²) | 2.70 | 2.70 | 2.70 | 2.70 | 2.70 |
| N_{barre} /face | 6T8 | 6T8 | 6T8 | 6T8 | 6T8 |
| S_t (cm) | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 |

Tableau V.20. Résultats de ferrillage du voile Vx2 = 1.15m

| Niveau | Sous-sol +RDC | 1 ^{er} +2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} +4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} +6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} +8 ^{ème} étage | 9 ^{ème} étage |
|--|---------------|---|--|--|--|------------------------|
| Section (m ²) | 0,2 * 1,15 | 0,2 * 1,15 | 0,2 * 1,15 | 0,2 * 1,15 | 0,2 * 1,15 | 0,2 * 1,15 |
| N (KN) | -643,522 | -602,388 | -505,9985 | -384,0493 | -222,401 | -74,6025 |
| M(KN.m) | 5,6846 | 18,066 | 31,1065 | 34,6144 | 24,8514 | -64,3493 |
| V (KN) | 131,476 | 81.48 | 79,871 | 64,68 | 64,75 | 30,6187 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (Mpa) | 0.84 | 0.52 | 0.51 | 0.41 | 0.41 | 0.19 |
| τ_{adm} (Mpa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v calculé /face (cm ²) | 11.64 | 8.14 | 10.28 | 9.25 | 4.87 | 7.34 |
| A_v^{min} /face (cm ²) | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.65 | 2.65 |
| A_{adp} /face (cm ²) | 12.32 | 9.24 | 10.68 | 10.78 | 5.50 | 7.92 |
| N_{bre} /face (cm ²) | 8HA14 | 6HA14 | 4HA14+4HA12 | 7HA14 | 7HA10 | 7HA12 |
| S_t (cm) | 15 | 20 | 15 | 16 | 16 | 16 |
| A_h^{cal} (cm ²) | 0.78 | 0.65 | 0.48 | 0.41 | 0.41 | 0.19 |

| | | | | | | |
|-----------------------|------|------|------|------|------|------|
| $A_h^{min}(cm^2)$ | 3.45 | 3.45 | 3.45 | 3.45 | 3.45 | 3.45 |
| $A_h^{adp}(cm^2)$ | 4.02 | 4.02 | 4.02 | 4.02 | 4.02 | 4.02 |
| $N_{bre}/face (cm^2)$ | 8T8 | 8T8 | 8T8 | 8T8 | 8T8 | 8T8 |
| $S_t (cm)$ | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |

Tableau V.21 résultats de ferrillages du voile $Vx3 = 1.4m$

| Niveaux | Sous-sol et RDC | 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage |
|---|-----------------|--|--|--|--|
| Section (m ²) | 1.4 x 0.2 | 1.4 x 0.2 | 1.4 x 0.2 | 1.4 x 0.2 | 1.4 x 0.2 |
| N(KN) | -874,7333 | -659,226 | -544.9792 | -408,0458 | -236,1167 |
| M (KN.m) | 23,0525 | -33,3485 | -39,0713 | -47,7218 | -38,9962 |
| V (KN) | 160,4812 | 82,6564 | 80,0644 | 64,3961 | 37,0895 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 0.83 | 0.43 | 0.40 | 0.33 | 0.19 |
| τ_{adm} (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v calculé /face (cm ²) | 13.76 | 11.33 | 10.28 | 9.26 | 6.50 |
| A_v^{min} /face (cm ²) | 3.26 | 3.26 | 3.26 | 3.26 | 3.26 |
| $A_v^{adopté}$ /face (cm ²) | 13.85 | 12.32 | 10.78 | 10.78 | 7.92 |
| N_{barre} /face (cm ²) | 9HA14 | 8HA14 | 7HA14 | 7HA14 | 7HA12 |
| S_t (cm) | 16 | 18 | 20 | 20 | 20 |
| $A_h^{calculé}$ (cm ²) | 0.83 | 0.48 | 0.5 | 0.41 | 0.23 |
| A_h^{min} (cm ²) | 4.2 | 4.2 | 4.2 | 4.2 | 4.2 |
| $A_h^{adopté}$ (cm ²) | 5.50 | 5.50 | 5.50 | 5.50 | 5.50 |
| N_{barre} /face | 7T10 | 7T10 | 7T10 | 7T10 | 7T10 |
| S_t (cm) | 14 | 14 | 14 | 14 | 14 |

Tableau V.22. Résultats de ferrillages du voile $Vx4 = 2m$

| Niveau | Sous-sol +RDC | 1 ^{er} +2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} +4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} +6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} étage |
|--------------------------------|----------------|---|--|--|------------------------|
| Section (m ²) | 2 x 0.2 | 2 x 0.2 | 2 x 0.2 | 2 x 0.2 | 2 x 0.2 |
| N (KN) | -763,9239 | -532,9733 | -354,0176 | -213,1633 | -85,0309 |
| M(KN.m) | 45,1776 | 40,7337 | -36,0762 | -28,3032 | 13,172 |
| V (KN) | 222,680 | 128,08 | 62,351 | 39,852 | 42,0997 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (Mpa) | 0.80 | 0.46 | 0.22 | 0.14 | 0.15 |
| τ_{adm} (Mpa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v /face (cm ²) | 13.3 | 9.9 | 6.72 | 6.40 | 2.18 |

| | | | | | |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|
| $A_v^{min}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 4.70 | 4.70 | 4.70 | 4.70 | 4.70 |
| $A_{adp}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 13.85 | 10.18 | 7.07 | 7.07 | 5.03 |
| $N^{bre}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 9HA14 | 9HA12 | 9HA10 | 9HA10 | 10T8 |
| $S_t(\text{cm})$ | 22 | 22 | 22 | 22 | 20 |
| $A_h^{cal}(\text{cm}^2)$ | 1.1 | 0.63 | 0.30 | 0.19 | 0.18 |
| $A_h^{min}(\text{cm}^2)$ | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| $A_h^{adp}(\text{cm}^2)$ | 6.28 | 6.28 | 6.28 | 6.28 | 6.28 |
| $N^{bre}/\text{face}(\text{cm}^2)$ | 6T8 | 6T8 | 6T8 | 6T8 | 6T8 |
| $S_t(\text{cm})$ | 16 | 16 | 16 | 16 | 16 |

Tableau V.23 sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y1} = 1\text{m}$

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V(KN) |
|---|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|---------|---------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -614,112 | -58,6987 | 208,7025 | -319,9047 | 205,8173 | 47,0749 | 91,962 |
| 1^{er} et 2^{ème} étage | -338,6907 | -64,9531 | -142,0546 | -289,0501 | -63,2014 | 20,9187 | 90,7046 |
| 3^{ème} et 4^{ème} étage | -271,1994 | 127,608 | 127,608 | -271,1994 | -27,747 | 47,7274 | 86,238 |
| 5^{ème} et 6^{ème} étage | -199,308 | -92,9584 | -92,9584 | -199,308 | -24,1115 | 21,1169 | 66,4568 |
| 7^{ème} étage | -31,539 | -36,2052 | -47,9347 | -31,3972 | -10,4495 | 10,9707 | 27,5483 |

Tableau V.24 sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2} = 1,3\text{m}$

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|---|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|----------|----------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -1123,5613 | -348,2794 | -361,5555 | 216,515 | 359,6695 | 358,188 | 131,4788 |
| 1^{er} et 2^{ème} étage | -519,0054 | -42,4521 | 134,9001 | -160,5907 | -61,0228 | 116,7388 | 75,1268 |
| 3^{ème} et 4^{ème} étage | -368,8447 | 52,029 | 130,1458 | -176,3938 | -90,2048 | 43,1198 | 83,2651 |
| 5^{ème} et 6^{ème} étage | -242,5396 | 50,7593 | 100,6979 | -141,6342 | -51,7631 | 44,9522 | 73,312 |
| 7^{ème} et 8^{ème} étage | -101,5333 | -38,8348 | 63,238 | -53,5599 | -30,5028 | 51,3814 | 49,0934 |

Tableau V.25 sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y3} = 1,2\text{m}$

| Niveau | N max → M cor | | M max → N cor | | N min → M cor | | V (KN) |
|------------------------|---------------|----------|---------------|-----------|---------------|---------|---------|
| | N (KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) | N (KN) | M(KN.m) | |
| Sous-sol et RDC | -702,7328 | -18,7801 | 364,487 | -169,9767 | -169,9767 | 364,487 | 160,848 |

| | | | | | | | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|
| 1^{er} et 2^{ème} étage | -602,9453 | -191,1921 | -191,1921 | -602,9453 | -91,6494 | 106,068 | 116,696 |
| 3^{ème} et 4^{ème} étage | -476,0573 | -63,6306 | -159,2456 | -444,4377 | -125,8135 | 28,3257 | 101,440 |
| 5^{ème} et 6^{ème} étage | -336,0632 | -73,4909 | -118,4977 | -294,2041 | -79,3279 | 0,4708 | 79,3228 |
| 7^{ème} et 8^{ème} étage | -187,0586 | -84,7276 | -86,9148 | -168,717 | -28,6381 | 41,4153 | 60,5538 |

Tableau V.26 résultats de ferrailages du voile Vy1

| Niveaux | Sous-sol et RDC | 1^{ère} et 2^{ème} étage | 3^{ème} et 4^{ème} étage | 5^{ème} et 6^{ème} étage | 7^{ème} étage |
|--|------------------------|---|---|---|------------------------------|
| Section (m²) | 1 x 0.2 | 1x 0.2 | 1 x 0.2 | 1 x 0.2 | 1 x 0.2 |
| N(KN) | -614,112 | -338,6907 | -271,1994 | -199,308 | -31,539 |
| M (KN.m) | -58,6987 | -64,9531 | 127,608 | -92.9584 | -36,2052 |
| V (KN) | 91,962 | 90,7046 | 86,238 | 66,4568 | 27,5483 |
| Section | PC | PC | PC | PC | PC |
| τ (MPa) | 0,68 | 0,67 | 0,63 | 0,49 | 0,2 |
| τ adm (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v calculé /face (cm²) | 9,89 | 0 | 1,076 | 0 | 0 |
| A_v^{min} /face (cm²) | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| A_v^{adopté} /face (cm²) | 10,05 | 4,52 | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| N_{barre} /face (cm²) | 5HA16 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| S_t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| A_h^{calculé} (cm²) | 0,75 | 0,74 | 0,7 | 0,54 | 0,22 |
| A_h^{min} (cm²) | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| A_h^{adopté} (cm²) | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| N_{barre} /face | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.27. Résultats de ferrailage du voile Vy2

| Niveau | Sous-sol +RDC | 1^{er} +2^{ème} étage | 3^{ème} +4^{ème} étage | 5^{ème} +6^{ème} étage | 7^{ème} +8^{ème} étage |
|--------------------------------|----------------------|--|---|---|---|
| Section (m²) | 0,2 * 1,3 | 0,2 * 1,3 | 0,2 * 1,3 | 0,2 * 1,3 | 0,2 * 1,3 |
| N (KN.m) | -1123,5613 | -519,0054 | -368,8447 | -242,5396 | -101,5333 |
| M(KN) | -348,2794 | -42,4521 | 52,029 | 50,7593 | -38,8348 |
| V (KN) | 131,4788 | 75,1268 | 83,2651 | 73,312 | 49,0934 |
| Section | PC | PC | PC | PC | PC |
| τ (Mpa) | 0,79 | 0,45 | 0,5 | 0,44 | 0,3 |
| τ_{adm} (Mpa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |

| | | | | | |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $A_v/face(cm^2)$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $A_v^{min}/face(cm^2)$ | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 | 3,9 |
| $A_{adp}/face (cm^2)$ | 5,65 | 5,65 | 5,65 | 5,65 | 5,65 |
| $N^{bre}/face (cm^2)$ | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 |
| $S_t (cm)$ | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| $A_h^{cal} (cm^2)$ | 0,087 | 0,05 | 0,055 | 0,05 | 0,033 |
| $A_h^{min}(cm^2)$ | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| $A_h^{adp}(cm^2)$ | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| $N^{bre}/face (cm^2)$ | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 |
| $S_t (cm)$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau V.28 résultats de ferrillages du voile Vy3

| Niveaux | Sous-sol et RDC | 1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} étage |
|---|-----------------|--|--|--|------------------------|
| Section (m²) | 1.2 x 0.2 | 1.2 x 0.2 | 1.2 x 0.2 | 1.2 x 0.2 | 1.2 x 0.2 |
| N(KN) | -702,7328 | -602,9453 | -476,0573 | -336,0632 | -187,0586 |
| M (KN.m) | -18,7801 | -191,1921 | -63,6306 | -73,4909 | -84,7276 |
| V (KN) | 160,8482 | 116,6965 | 101,4408 | 79,3228 | 60,5538 |
| Section | PC | PC | PC | PC | PC |
| τ (MPA) | 1,08 | 0,76 | 0,66 | 0,51 | 0,4 |
| τ_{adm} (MPA) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| A_v calculé /face (cm ²) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A_v^{min} /face (cm ²) | 3,6 | 3,6 | 3,6 | 3,6 | 3,6 |
| $A_v^{adopté}$ /face (cm ²) | 5,65 | 5,65 | 5,65 | 5,65 | 5,65 |
| N^{barre} /face(cm ²) | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 |
| S_t (cm) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| $A_h^{calculé}$ (cm ²) | 1,2 | 0,84 | 0,73 | 0,57 | 0,44 |
| A_h^{min} (cm ²) | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 | 0,4 |
| $A_h^{adopté}$ (cm ²) | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| N^{barre} /face | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 | 2HA12 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectifs le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelle posés directement sur le sol : fondation superficielle) ou indirecte (semelle sur pieux : fondation profonds) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

1. La capacité portante du sol.
2. Les charges transmises au sol.
3. La distance entre axes des poteaux.
4. La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondations, Ont vérifié dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 combinaison d'actions à considérer

D'après le RPA99(article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaison d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.2 vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}^-$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicité.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenue par l'ETABS2016

S : surface d'appuis de la semelle

σ_{sol}^- : contrainte admissible du sol

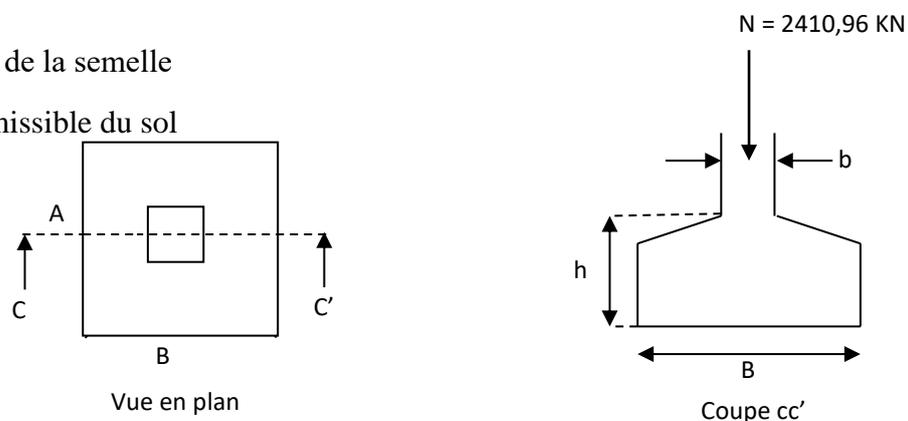


Figure VI.1. Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire (A x B) donc $S = A \times B$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}^- \rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}^-}, \text{ donc } B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}^-}} = \sqrt{\frac{0.6 \times 2.410}{0.6 \times 0.145}} = 4.08 \text{ m}$$

D'après les résultats on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens XX' est de 4.35m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.2.3 vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle filante de largeur B et de longueur L sous un portique
Portique N°2 (le plus sollicité)

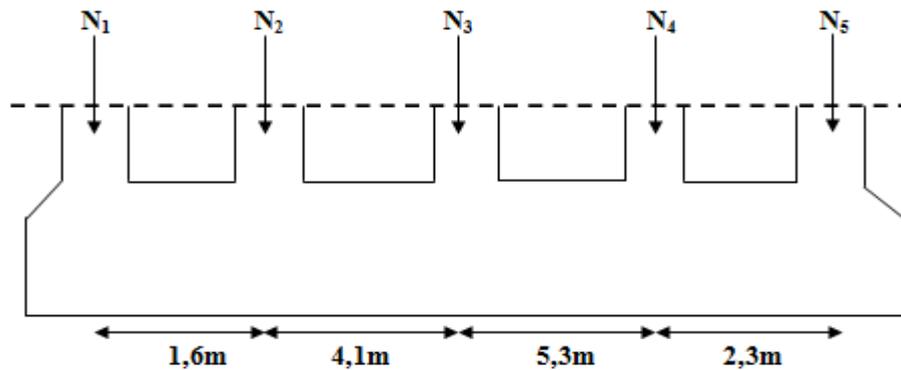


Figure VI.2 semelle filante

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}^- \times L} = \frac{20709,95}{145 \times 13.7} = 10.42m$$

Remarque

Vu que la largeur de notre semelle égale à 10,42m, et sachant que l'entre axe entre les portiques ci-dessus et son adjacent est d'une distance de 4.35m donc le choix de la semelle filante ne convient pas pour notre cas.

VI.2.4 vérification du radier générale

$N = 27772.1259 \text{KN}$ (effort normal total transmet par la structure)

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}^-} = \frac{27.772}{0.145} = 191.53m^2$$

$S_{bâtiment} = 339.20m^2 > 191.53m^2 \rightarrow$ condition vérifiée donc on adopte un radier générale pour notre structure

- Pré dimensionnement
- ✓ Condition de coffrage

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5cm \quad \text{on adopte } h_r = 40cm$$

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm \quad \text{on adopte } h_t = 65cm$$

✓ **Condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : la longueur élastique qui permet de déterminer la nature de radier

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{on a : } E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq 3 \sqrt{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 78,55 \text{ cm}$$

Donc $h = 80 \text{ cm}$

✓ **La surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}^- \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}^-}$$

$$N_{ser} = 20710.0722 \text{ KN (poids total transmis par la superstructure)}$$

$$p_{radier} = 0.4 \times 339.20 \times 25 = 3392 \text{ KN}$$

$$p_{nervure} = 0.6 \times 0.8 \times 25 \times 139,10 = 1669.2 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 20710.0722 + 3392 + 1669.2 = 25771.27 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{25771.27}{145} = 177.73 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{batiment}$; Donc on prend : $S_{rad} = S_{batiment} = 339.20 \text{ m}^2$

• **Les vérifications**

✓ **Vérification au poinçonnement**

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$A = 0.6 + 0.8 = 1.4$$

$$B = 0.6 + 0.8 = 1.4$$

$$U_c = 2 \times (1.4 + 1.4) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_d = 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.36 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le sol**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$M_x = 1658.9076 \text{ KN.m} \quad M_y = 1530.69 \text{ KN.m} \quad N = 25771.27 \text{ KN}$$

D'après L'AUTOCAD, on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 2181,769 \text{ m}^4 \quad X_G = 5.11 \text{ m}$$

$$I_Y = 4364,911 \text{ m}^4 \quad Y_G = 8.35 \text{ m}$$

Sens X-X

$$\sigma_1 = \frac{25711.27}{339.20} + \frac{1530,69 \times 5.11}{4364,582} = 0.077 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{25711.27}{339.20} - \frac{1530,69 \times 5.11}{4364,582} = 0.0744 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = 0.076 \text{ MPA} < 0.145 \text{ MPA}$$

Sens-Y-Y

$$\sigma_1 = \frac{25711.27}{339.20} + \frac{1658,9076 \times 8.35}{2181.769} = 0.082 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{25711.27}{339.20} - \frac{1658,9076 \times 8.35}{2181.769} = 0.069 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = 0.078 \text{ MPA} < 0.145 \text{ MPA}$$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement**

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{sens x-x : } e = \frac{1658.9076}{25771.27} = 0.064 \text{ m} < \frac{12.27}{4} = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{sens y-y : } e = \frac{1530.69}{25771.27} = 0.059 \text{ m} < \frac{14.89}{4} = 3.72 \text{ m}$$

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

$N = 25771.27 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.80 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 339.20 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 25771.27 \text{ KN} > 14246.4 \text{ KN}$condition vérifiée.

VI.3.1 ferrailage de radier

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{4.35}{5.3} = 0.82 \geq 0.4 \rightarrow \begin{cases} ELU : \mu_x = 0.0539, \mu_y = 0.6313 \\ ELS : \mu_x = 0.0607, \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$Q_u = \frac{28486,15}{339,20} = 83,98 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \rightarrow M_{0x} = 0,0539 \times 83,98 \times 4,35^2 = 80,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times Q_u \times l_y^2 \rightarrow M_{0y} = 0,6313 \times 83,98 \times 5,1^2 = 125,81 \text{ KN.m}$$

- ✓ Ferrailages

Tableau VI.1. Sollicitations et sections d'armature du radier

| | | M (KN.m) | A _{calc} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{optée} (cm ² /ml) | S _t (cm) |
|--------|----|----------|--------------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------|
| Travée | Lx | 69.21 | 5.82 | 3.44 | 5HA14 = 7.70 | 20 |
| | Ly | 106.94 | 9.09 | 3.2 | 6HA14 = 9.24 | 16 |
| Appuis | | -62.91 | 5.27 | 3.44 | 6HA12 = 6.79 | 16 |

On calcule A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA f_eE400 ⇒ ρ₀ = 0,0008

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow V_x = 125,64 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \rightarrow V_y = 153,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{153,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,35} = 0,44 \text{ MPA} \leq 1,17 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc pas besoin d'armature transversale

- Calcul de sollicitations à l'ELS

$$N = 25771,27 \text{ KN } \mu_x = 0,0607, \quad \mu_y = 0,7381$$

$$Q_{ser} = \frac{25771,27}{339,20} = 75,97 \text{ KN/ml}$$

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

| | | M (KN.m) | Y(cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPA) | σ_s (MPA) |
|--------|----|----------|-------|----------------------|---------------------|------------------|
| Travée | Lx | 74.17 | 7.91 | 101258.88 | 5.79 | 297.65 |
| | Ly | 54.75 | 8.56 | 117799 | 3.98 | 184.32 |
| Appuis | | -43.63 | 7.48 | 91086.44 | 3.58 | 197.72 |

D'après le tableau la contrainte dans l'acier selon x en travée n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailages

Tableau VI.3. Choix de ferrailages et vérifications des contraintes

| Travée | Choix | As (cm ²) | Y (cm ⁴) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPA) | σ_s (MPA) | St (cm) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|---------------------|------------------|---------|
| Lx | 6HA16 | 12.06 | 9.58 | 146200.5 | 4.86 | 193,44 | 16 |

❖ Schéma de ferrailage

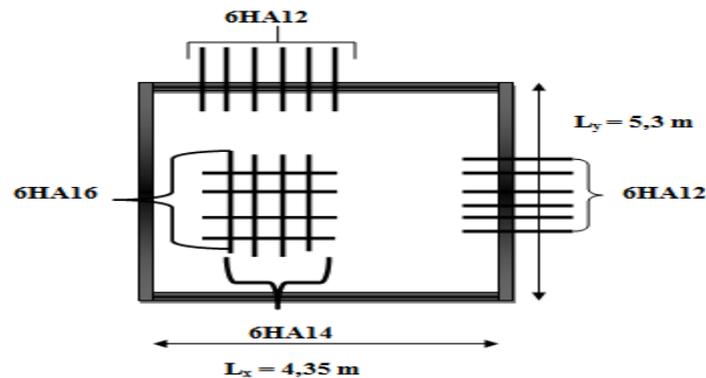


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier

VI.3.2 ferrailage de la nervure

| Charges trapézoïdales | Charges triangulaire |
|---|---|
| $p_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $p_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$ | $p'_m = p'_v = \frac{q \sum L_{xi}^2}{2 \sum L_{xi}}$ |

$Q_u = 83.98 \text{ KN/ml}$, $Q_{ser} = 75.97 \text{ KN/ml}$

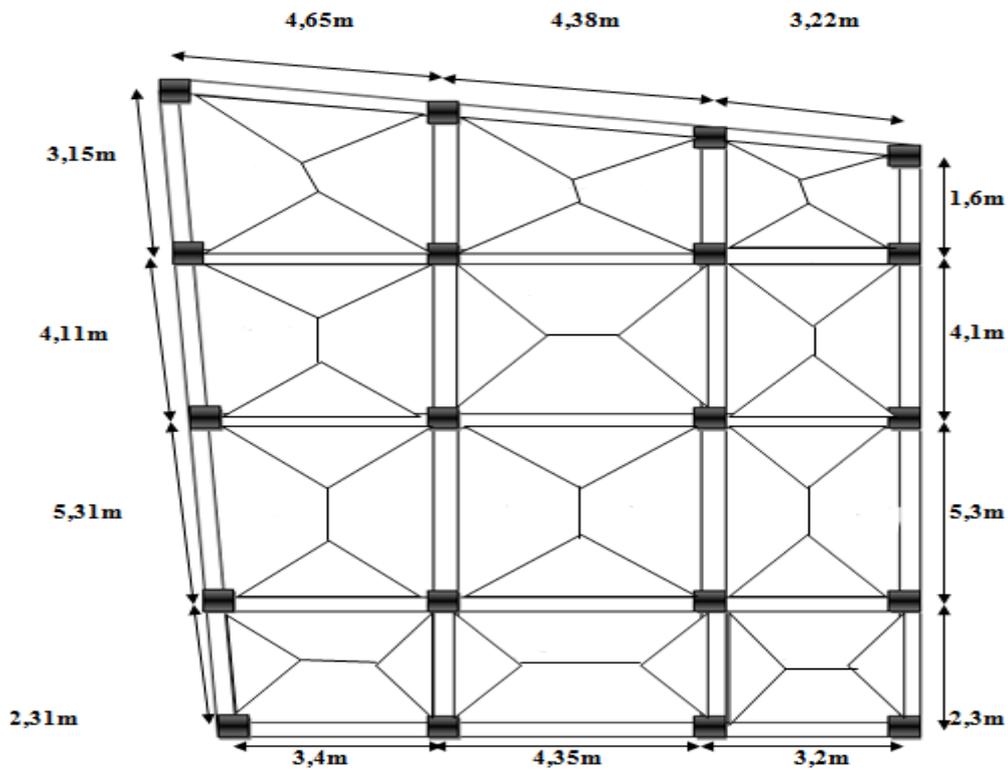


Figure VI.4. Les lignes de ruptures

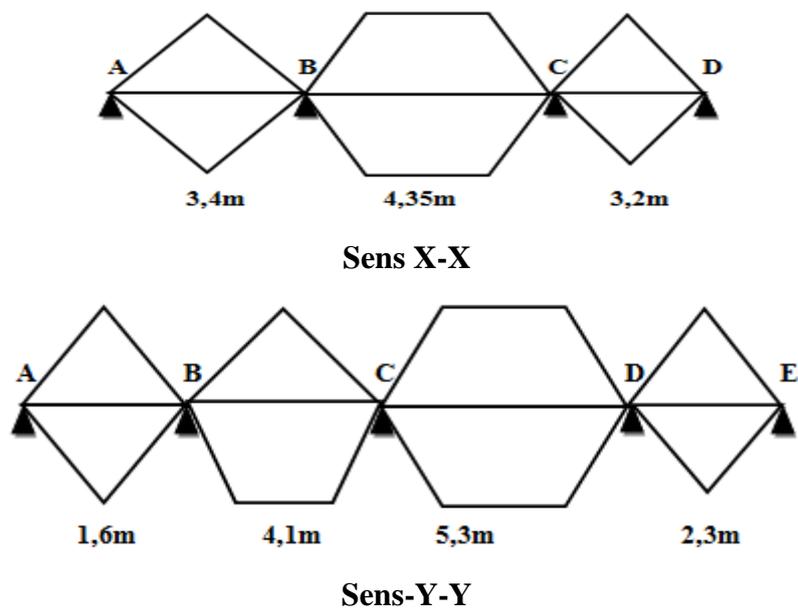


Figure VI.5. Schéma des sollicitations sur les nervures longitudinales

- Calcul des sollicitations

Pour entamer le calcul de sollicitations on se base sur la méthode de caquot et les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure (sens Y-Y)

| Travée | L (m) | L'(m) | P _m (KN.m) | M _a (KN.m) | | X (m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|------------|-------|-------|--------------------------|-----------------------|----------------|-------|--------------------------|---------------------|------------------------|
| | | | | M _g | M _d | | | | |
| A-B | 1.6 | 1.6 | 137.24 | 0 | -325,82 | 2.28 | -570.68 | 313.43 | 93.84 |
| B-C | 4.1 | 3.28 | 257.42 | -325,82 | -344,73 | 2.03 | 205.67 | 523.09 | -532.32 |
| C-D | 5.3 | 4.24 | 217.13 | -344,73 | -241,75 | 2.14 | 431.01 | 594.82 | -510.54 |
| D-E | 2.3 | 2.3 | 195.84 | -241,75 | 0 | 1.68 | 278.57 | 330.32 | -120.01 |

Tableau VI.5. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

| Localisation | Travée | Appuis |
|-----------------------|---------|---------|
| M _U (KN.m) | -570,68 | -344.73 |
| M _S (KN.m) | 430.6 | 243.97 |
| Effort tranchant (KN) | 594.82 | |

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure (sens X-X)

| Travée | L (m) | L'(m) | P _m (KN.m) | M _a (KN.m) | | X (m) | M _t (KN.m) | V _g (KN) | V _d (KN) |
|------------|-------|-------|--------------------------|-----------------------|----------------|-------|--------------------------|---------------------|------------------------|
| | | | | M _g | M _d | | | | |
| A-B | 3.4 | 3.4 | 173.59 | 0 | -334.70 | 1.13 | 327.96 | 393.54 | -196.66 |
| B-C | 4.35 | 3.48 | 246.10 | -334.70 | -223.01 | 2.07 | 299.19 | 509.59 | -560.94 |
| C-D | 3.2 | 3.2 | 173.59 | -223.01 | 0 | 1.2 | 347.7 | 208.05 | -347.43 |

Tableau VI.7. Sollicitations maximales (sens X-X)

| Localisation | Travée | Appuis |
|-----------------------|--------|---------|
| M _U (KN.m) | 347.7 | -334.70 |
| M _S (KN.m) | 281.8 | -269.3 |
| Effort tranchant (KN) | 560.97 | |

VI.3.3 calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T à la flexion simple

$$h_r = 40\text{cm} \quad h_t = 80\text{cm} \quad b_0 = 60\text{cm} \quad d = 75\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) = (0.53; 2.175) \text{ soit } b_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 + 2 \times b_0 = 1.7 \text{ m}$$

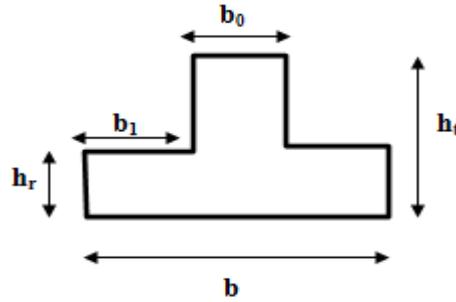


Figure VI.6. Section de la nervure à ferrailer

Tableau VI.8. Tableau de ferrillages des nervures

| Localisation | | M (KN.m) | A _{cal} (cm ² /ml) | A _{min} (cm ² /ml) | Choix (cm ² /ml) | A _{adop} (cm ² /ml) |
|--------------|--------|----------|--|--|-----------------------------|---|
| Sens X-X | Travée | 347.7 | 13.51 | 15.39 | 8HA16 | 16.08 |
| | Appui | -334.70 | 12.97 | 15.39 | 8HA16 | 16.08 |
| Sens Y-Y | Travée | 570.68 | 22.34 | 15.39 | 8HA20 | 25.13 |
| | Appui | -344.73 | 13.38 | 15.39 | 8HA16 | 16.08 |

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{594.82}{1.7 \times 0.75} = 0.46 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA}$$

- Vérification des contraintes

$$Q_{ser} = 75.97 \text{ KN/ml}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans les nervures

| Localisation | | M (KN.m) | σ_{bc} (MPA) | σ_s (MPA) |
|--------------|--------|----------|---------------------|------------------|
| Sens X-X | Travée | 281.8 | 3.54 | 248.26 |
| | Appui | -269.3 | 3.46 | 237.25 |
| Sens Y-Y | Travée | 430.6 | 4.50 | 246.15 |
| | Appui | -243.97 | 3.07 | 214.94 |

On remarque que les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées donc on va argumenter la section de ferrailage

Tableau VI.10. Rectification du ferrailage dans les nervures

| Localisation | | Choix /ml | A _{adopté} (cm ² /ml) | σ_{bc} (MPA) | σ_s (MPA) |
|--------------|--------|-----------|---|---------------------|------------------|
| Sens X-X | Travée | 8HA20 | 25.13 | 2.78 | 161.09 |
| | Appui | 8HA20 | 25.13 | 2.68 | 153.94 |
| Sens Y-Y | Travée | 8HA25 | 39.27 | 3.53 | 160.16 |
| | Appui | 8HA20 | 25.13 | 2.25 | 139.46 |

- Les armatures transversales

$$\phi_t = \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{max} \right] \leq 22.8 \text{ mm}; \text{ alors } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

- Espacement des aciers transversaux

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 67.5 ; 40 \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

donc $S_t = 10 \text{ cm}$

- Schéma de ferrailage de nervure (XX – YY)

Tableau VI.11. Schéma de ferrailage des nervures

| Sens | | |
|------|--|--|
| XX | <p>8HA20</p> <p>Cadres T10</p> <p>3HA12</p> <p>4HA20</p> | <p>4HA20</p> <p>2cadres T10</p> <p>8HA20</p> |
| | Travée | Appui |
| YY | <p>8HA25</p> <p>Cadres T10</p> <p>3HA12</p> <p>4HA25</p> | <p>4HA20</p> <p>2cadres T10</p> <p>8HA20</p> |
| | Travée | Appui |

VI.4. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• Caractéristiques des voiles

- Hauteur $h=2.80$ m.
- Épaisseur $e=20$ cm.

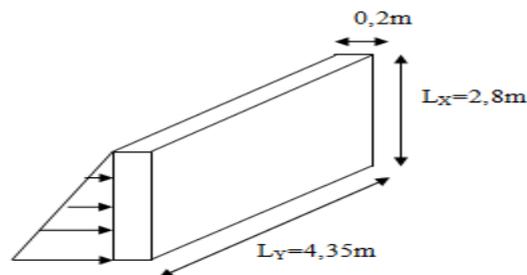


Figure VI.7. Dimensionnement du voile périphérique

• Caractéristiques du sol

Le sol qui entoure le voile périphérique est le TVO, ses caractéristiques sont les suivantes :

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C=0$

• Méthode de calcul

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastres en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{KN} / \text{m}^2$.

• Sollicitations

- **Poussée des terres**

$$G = h \times \left(\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 2.8 \times \left(18 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) \right) = 16.8 \text{ KN/m}^2$$

- Charge due à la surcharge :

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2} \right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.1 ferrailage du voile

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 27.67 \text{ KN/m}^2.$$

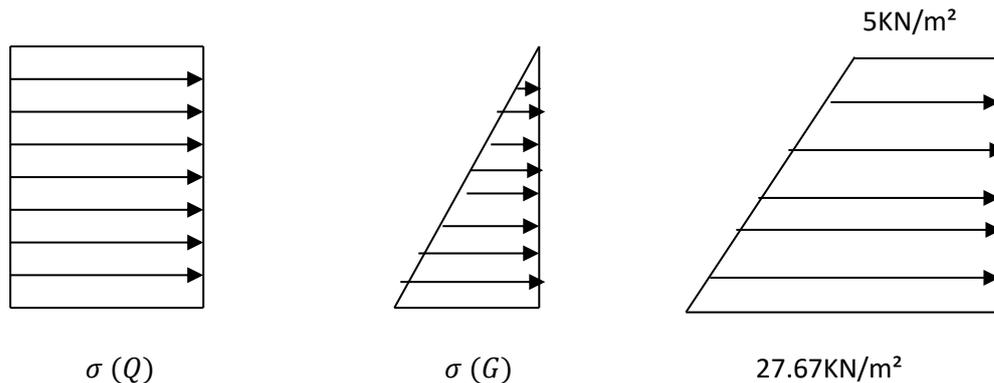


Figure IV.8. Diagramme des contraintes à l'ELU

La voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2.80 \text{ m.}$$

$$L_y = 4.35 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.80}{4.35} = 0.64 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.64 \rightarrow \text{ELU} : \mu_x = 0.0765 ; \mu_y = 0.3472$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 13.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 4.58 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 11.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 3.89 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 5.61 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec : $A_{min} = 0.1\% b \times e$ condition exigée par le RPA.

Tableau.VI.12. Ferrailage du voile périphérique.

| | <i>M</i> (<i>KN.m</i>) | <i>M(KN.m)</i> | μ_{bu} | α | <i>Z(m)</i> | <i>A</i> (<i>cm</i> ²) | <i>A</i> ^{min} (<i>cm</i> ²) | <i>A</i> _{adop} (<i>cm</i> ²) |
|---------------|-----------------------------|----------------|------------|----------|-------------|--|--|--|
| Travée | X-X | 11.21 | 0.024 | 0.031 | 0.177 | 1.82 | 2 | 4T8 =2.01 |
| | Y-Y | 3.89 | 0.0084 | 0.011 | 0.179 | 0.624 | 2 | 4T8 = 2.01 |
| Appui | | 5.61 | 0.012 | 0.015 | 0.178 | 0.91 | 2 | 4T8 = 2.01 |

Espacement : St = 25cm

➤ **Vérification**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration nuisible).

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{22 \times 2.8}{2} \times \frac{4.35^4}{4.35^4 + 2.8^4} = 26.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.28}{1 \times 0.18} = 0.15 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 20.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.64 \rightarrow \text{ELS} : \mu_x = 0.0819 ; \mu_y = 0.5117$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 12.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 6.61 \text{ KN.m}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 10.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.62 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 5.49 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

Tableau VI.13. Vérification des contraintes.

| | Sens | M(KN.M) | $\sigma_{bc}(MPA)$ | $\sigma_s(MPA)$ |
|--------|------|---------|--------------------|-----------------|
| Travée | X-X | 10,98 | 4.28 | 96.37 |
| | Y-Y | 5.62 | 2.19 | 49.33 |
| Appui | | 5.49 | 2.14 | 48.18 |

- Schéma de ferrailage

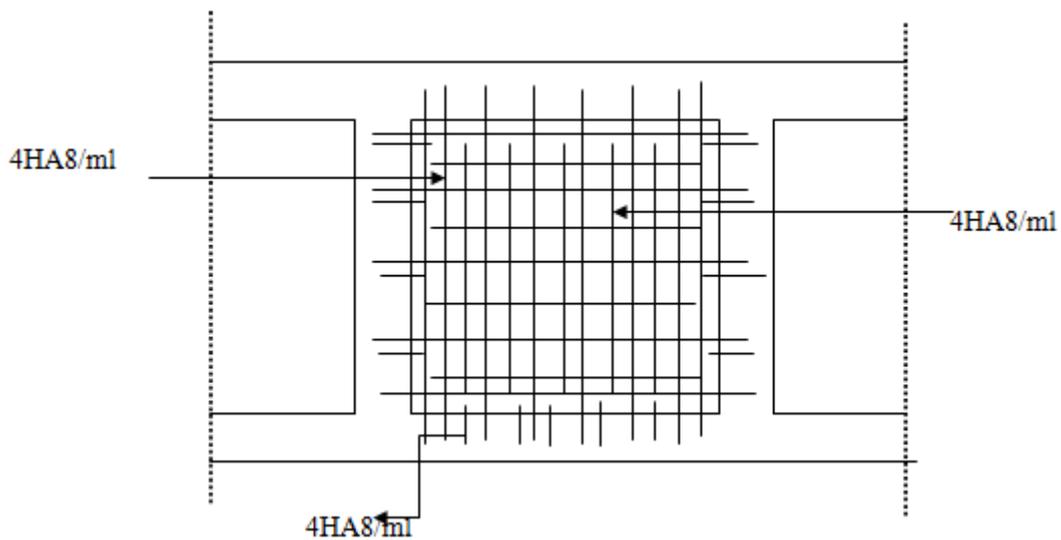
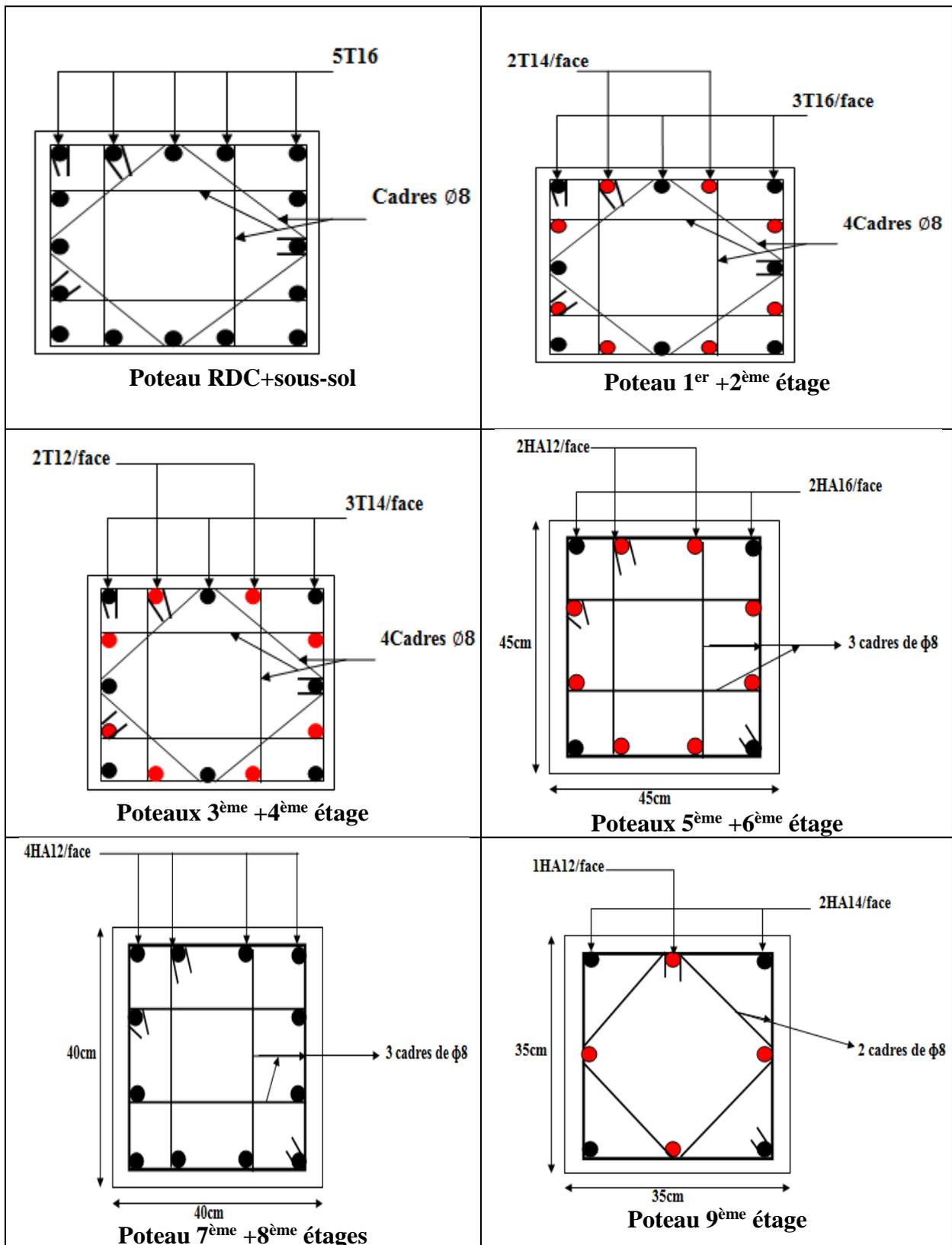


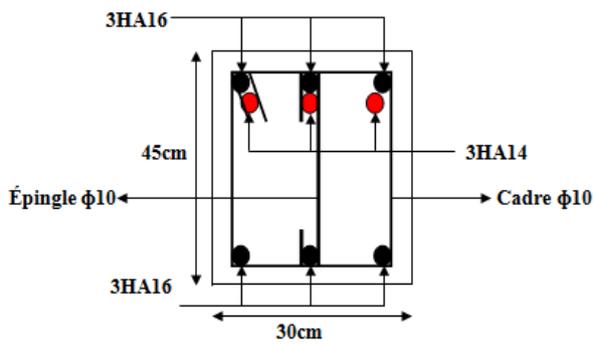
Figure VI.9. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

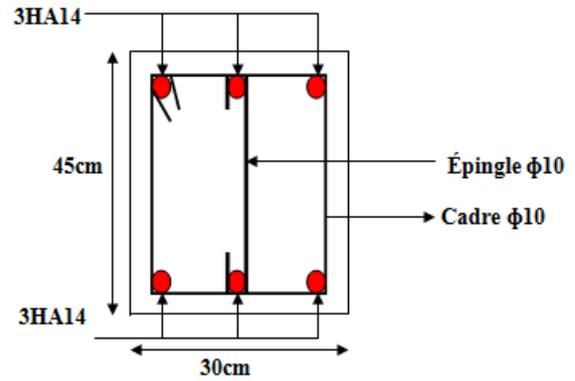
- L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le génie civil.
 - L'aspect architectural de notre structure nous a posé d'énormes obstacles vis-à-vis de la bonne disposition des voiles.
 - La modélisation doit autant que possible englober les éléments secondaires de la structure, pour avoir un comportement proche du réel.
 - Il est difficile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques lorsque la structure n'est pas symétrique (la nôtre).
 - Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre de pré-dimensionnement ont été augmentées dans le but de vérifier l'interaction voiles portiques.
 - Après plusieurs essais de disposition des voiles et changement du système de contreventement, notre structure ne répond toujours pas aux vérifications d'interactions voiles portiques.
 - Le radier est le type de fondations choisi, vu les charges importantes et la surface de l'ensemble des fondations.
- L'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier, et avoir une meilleure résistance est encore plus important pour la sécurité humaine.

Les schémas de ferrailage des poteaux, poutres et voiles :

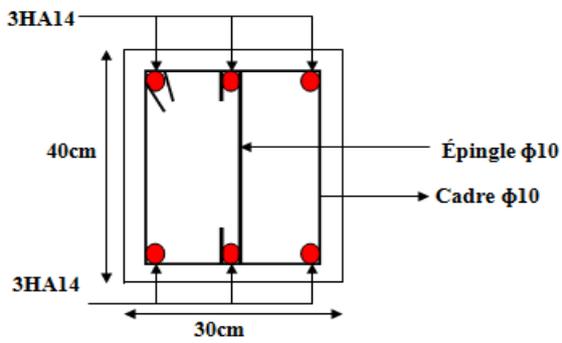




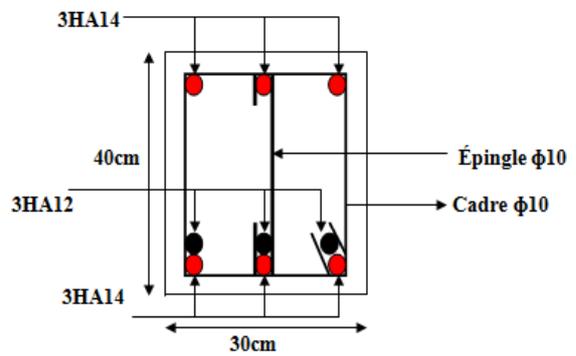
Appui de la poutre principale



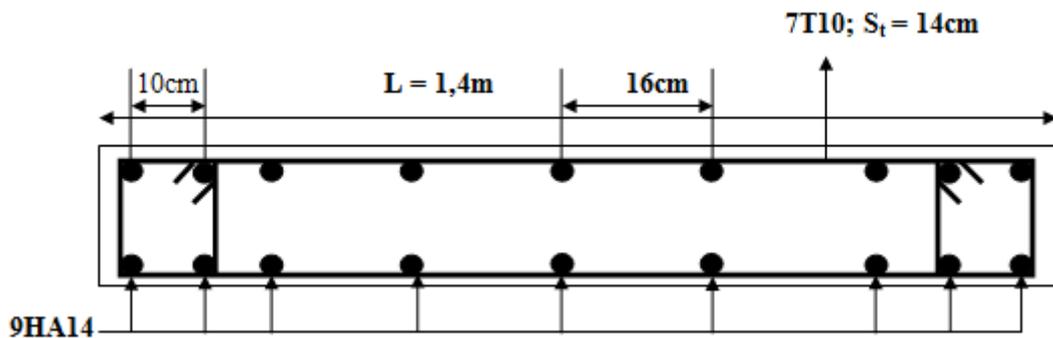
Travée de la poutre principale



Appui de la poutre secondaire



Travée de la poutre secondaire



Voile Vx3 au RDC

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A 93**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91**).
- Règles Parasismiques Algériennes (**R.P.A 99/ version 2003**).
- Document technique règlementaire (**D.T.R**), charges et surcharges d'exploitations.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

| $a = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $v = 0$ | | ELS $v = 0.2$ | |
|-----------------------|-------------|---------|---------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.0465 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Tableau des Armatures
(en cm²)

| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.70 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.70 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.09 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.7 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |



